POLYPUBLIE
Polytechnique Montréal

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL
UNIVERSITÉ D'INGÉNIERIE

Titre: Title:	Développement de joints de connexion en BFUP pour des dalles de pont préfabriquées
Auteur: Author:	Sébastien Verger Leboeuf
Date:	2016
Type:	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis
Référence: Citation:	Verger Leboeuf, S. (2016). Développement de joints de connexion en BFUP pour des dalles de pont préfabriquées [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/2282/

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: PolyPublie URL:	https://publications.polymtl.ca/2282/
Directeurs de recherche: Advisors:	Jean-Philippe Charron, & Bruno Massicotte
Programme: Program:	Génie civil

Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie, le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal
This file has been downloaded from PolyPublie, the institutional repository of Polytechnique Montréal

https://publications.polymtl.ca

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

DÉVELOPPEMENT DE JOINTS DE CONNEXION EN BFUP POUR DES DALLES DE PONT PRÉFABRIQUÉES

SÉBASTIEN VERGER LEBOEUF

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE CIVIL)

AOÛT 2016

© Sébastien Verger Leboeuf, 2016.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

DÉVELOPPEMENT DE JOINTS DE CONNEXION EN BFUP POUR DES DALLES DE PONT PRÉFABRIQUÉES

présenté par : VERGER LEBOEUF Sébastien

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. GOULET James, D. Sc., président

M. CHARRON Jean-Philippe, Ph. D., membre et directeur de recherche

M. MASSICOTTE Bruno, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. DAVIAU-DESNOYERS Dominic, Ph. D., membre

DÉDICACE

À mes parents, André Leboeuf et Josette Verger

À mon frère, Nicolas Verger-Leboeuf

REMERCIEMENTS

J'aimerais tout d'abord remercier monsieur Jean-Philippe Charron pour son support tout au long du projet. En tant que directeur de recherche, sa présence constante et son suivi m'a grandement aidé lors des étapes charnières. Nul doute qu'il a eu une influence positive sur le développement de mes connaissances théoriques ainsi que de ma capacité d'analyse et de résolution de problèmes.

Également, monsieur Bruno Massicotte, en tant que co-directeur de recherche, a contribué à chaque moments importants du projet et ses judicieux conseils m'ont permis d'élargir mon champs d'analyse et d'expertise.

Le personnel du laboratoire a su m'encadrer et me guider adéquatement afin de réaliser mes activités expérimentales au Laboratoire de Structures Hydro-Québec. Leurs conseils axés sur la précision et l'efficacité ont contribué à la réussite de mes essais en laboratoire. Je tiens tout particulièrement à remercier monsieur Cédric Androüet, Jonathan Auger, Patrice Bélanger et Xavier Willem pour leur important support.

Je tiens à souligner l'apport des étudiants gradués (Frédéric Lachance, Nicolas Charette, Olivier Jolicoeur, Thibault Plaguë, Julien Doyon-Barbant, Benoît Marleau, Véronique Tremblay et Maxime Gascon) avec qui j'ai eu d'excellents échanges techniques qui ont contribué à l'amélioration de mon projet. Je souligne en particulier l'apport important de monsieur Frédéric Lachance dans mes travaux, car il a pris le temps de me transférer beaucoup d'informations sur les procédures en laboratoire, la modélisation numérique, etc. Également, je remercie monsieur Benoît Marleau pour sa constance et son appui lors de mes tests expérimentaux et les échanges techniques spécifiques à nos projets.

Enfin, je remercie le FRQNT, le CRSNG ainsi que les partenaires industriels du projet de recherche pour leur soutien financier et technique : Béton Brunet, la Ville de Montréal, la Société des Ponts Jacques-Cartier et Champlain ainsi qu'Euclid.

RÉSUMÉ

Depuis plusieurs années le Québec fait face à un vieillissement de ses infrastructures routières et plus particulièrement des dalles de pont. L'augmentation de la circulation routière et des charges routières ainsi que l'utilisation abondante des sels de déglaçage ont accéléré la détérioration des structures. Ces dernières sont touchées principalement par des problèmes liés à la corrosion des barres d'armature et le gel-dégel.

Afin d'améliorer la durabilité des tabliers de ponts, certains chercheurs proposent des concepts de dalles en bétons renforcés de fibres (BRF) dont Massicotte, Faggio, Cordoni, Nour et Conciatori (2016). L'avantage des BRF est l'obtention de fissures plus fines par l'effet de couture des fibres dans la matrice cimentaire. Cette caractéristique réduit la pénétration des agents agressifs et les détériorations qui y sont associées. Également, ces bétons possèdent une résistance à la traction post-fissuration supérieure aux bétons sans fibre, ce qui permet de réduire la quantité d'armature requise dans les dalles. Un gain en temps de fabrication des dalles préfabriquées est donc obtenu par l'emploi de ces matériaux innovants couplé à un temps d'installation plus rapide.

À l'heure actuelle, la reconstruction partielle ou totale des infrastructures est un défi important, car elle exige dans bien des cas le maintien de la circulation auquel sont associés des coûts importants. La préfabrication des dalles apparaît alors comme une excellente alternative pour accélérer la construction en chantier. Les joints de connexion standards ont une largeur d'environ 600 à 700 mm en plus de nécessiter parfois l'ajout de la post-tension, tel que réalisé lors de la réfection du Pont Jacques-Cartier (Mailhot & Zaki, 2002).

Récemment, des études en laboratoire et des projets de construction ont démontré que des joints de connexion en bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP) de 150 à 200 mm de largeur pouvaient relier adéquatement des dalles préfabriquées en bétons à hautes performances (BHP) (Graybeal, 2010; Perry, Krisciunas, & Stofko, 2012; Sritharan, Aaleti, Garder, Bierwagen, & Abu-Hawash, 2012). Cependant, aucune de ces études ne combinait les caractéristiques de ces joints innovants avec des dalles renforcées de fibres, ce qui produirait une dalle plus durable, plus résistante et plus rapide à construire que les dalles actuelles.

Dans le cadre de ce projet, en utilisant les concepts de dalles en BRF développées par Lachance (2015), des joints de connexion transversaux en BFUP ont été conçus. Les dalles employées ont été celles en béton à hautes performances (BHP), en béton fibré à hautes performances (BFHP) et

hybride. Cette dernière est conçue avec une couche inférieure de 170 mm de BFHP et une couche supérieure de 30 mm de BFUP. La conception des joints de connexion s'est basée sur quatre paramètres, soit la forme du joint, le type d'interface entre la dalle et le joint, la longueur de chevauchement des barres d'armature ainsi que l'espacement entre ces dernières.

Pour le programme principal, un essai statique à la rupture a été réalisé sur la dalle de référence ainsi que sur une des deux dalles de chaque catégorie de béton avec joint de connexion transversal. Chaque dalle a présenté une résistance maximale supérieure à l'exigence du code des ponts et des ouvertures de fissure inférieures au critère de 0,25 mm. La seconde dalle avec joint de connexion transversal a été testée sous un chargement cyclique, puis ensuite un chargement statique à la rupture afin d'évaluer l'effet des cycles sur le comportement du spécimen. Chaque spécimen a subi un million de cycles de chargement et déchargement. Les résultats ont montré que les cycles de chargement augmentent la flèche et les ouvertures de fissures, celles-ci ayant dépassées l'exigence du code des ponts, mais le chargement était supérieur aux exigences du codes des ponts. Cependant, la résistance et la ductilité n'ont pas été modifiées par les cycles de chargement, donc une excellente résistance et durabilité de ces dalles est attendue en condition de service et à l'ultime.

Pour le programme exploratoire, les dalles avec un joint de connexion longitudinal ont atteint des résistances supérieures aux exigences du code des ponts, mais une ductilité très limitée. Cela a été causé par l'utilisation de longueurs de chevauchement plus courtes afin de tester les limites inférieures de ce paramètre.

Enfin, les spécimens de dalles avec un joint de connexion transversal ont été modélisés à l'aide d'un logiciel par éléments finis et les résultats ont montré une excellente reproductibilité de la rigidité, de la résistance maximale et du schéma de fissuration. Une étude paramétrique a été effectuée avec un modèle de pont, ce qui a permis d'évaluer l'effet du positionnement de la charge, du type de dalles ainsi que du type de poutres. Les analyses numériques ont démontré que l'utilisation de la préfabrication avec joint de connexion ne modifie pas le comportement de la structure comparativement à une dalle coulée en place. Ensuite, une charge centrée sur le joint au tiers de l'espacement des poutres offre une plus grande rigidité, mais une rupture plus tôt dans le chargement due aux efforts de flexion supérieurs au-dessus de la poutre.

ABSTRACT

Since several years, Quebec infrastructures like bridge slabs have been deteriorating at a faster rate. The increase of traffic, truck load and the use of the de-icing salt have accelerated the deterioration of structures. They are affected primarily by the corrosion of the steel-reinforcement and the effects of the freeze-thaw cycles.

To improve the durability of bridge slabs, some past researches have proposed slab design using fiber reinforced concretes (FRC) (Massicotte et al., 2016). The advantage is a better crack control due to a uniform distribution of the fibers in the concrete resulting in thinner crack opening. It allows a reduction of aggressive agent infiltration and the deterioration associated to those elements. Furthermore, those concretes have a superior post-cracking tensile strength, which allows a reduction of the reinforcement. That represents a time saving during the construction of the precast slab and also during the field installation.

The infrastructure rehabilitation becomes a challenge which often requires important cost associated to traffic management. The use of precast slabs appears to be an excellent alternative to accelerate construction. However, the connection of precast slabs is a critical issue for resistance and durability. Thus, reinforced concrete connection joints must have a width of 600 to 700 mm and often require using post-tensioning as used for the rehabilitation of Jacques-Cartier bridge slab (Mailhot & Zaki, 2002).

Recently, laboratory tests and construction projects have shown that the connection joints in ultra-high performances fibres reinforced concrete (UHPFRC) 150 to 200 mm wide could link adequately high performances concrete (HPC) precast slabs (Graybeal, 2010; Perry et al., 2012; Sritharan et al., 2012). However, no research presents the advantage of those connection joints combined with FRC slabs. Combining FRC slabs and UHPFRC joints could produce a more durable and resistant bridge deck while being faster to build.

In this project, using various FRC slabs design from Lachance (2015), a UHPFRC transverse connection joint was developed. The three designs used are the HPC slab, the high-performances fibers reinforced concrete (HPFRC) slab and the hybrid slab, which contains a 170 mm thick HPFRC bottom layer and a 30 mm top UHPFRC layer. The connection joint design is based on four parameters: the shape of the joint, the quality of the interface between the slab and the joint, the lap splice and the spacing of the reinforcements.

For the principal program, a static loading until failure was performed on the reference slab and one of the two slabs of each concrete category with the transverse connection joint. Each slab achieved a maximum strength superior to the limits of the bridge design code and cracks opening thinner than the 0,25 mm limits. The second slab with the transverse connection joint was tested under cyclic fatigue loading followed by a static loading to failure to evaluate the impact of the cycles on the mechanical behaviour of the slabs. Each specimen were subjected to one million cyclic loading. Results show that the cyclic loading increases slab deflection and the crack opening beyond the bridge design code limit, but for loading that also exceed the limits of the bridge design code. However, the ultimate strength and ductility were not affected by the cyclic loading. An excellent durability is then anticipated in service conditions whereas the ultimate strength is in excess of code requirements.

For the exploratory program, the slab with a longitudinal connexion joint achieved a maximum strength higher than the limits of the bridge design code but with limited ductility. This is due to the use of a shorter lap splice selected to test the inferior limits of this parameter.

Finally, the behaviour of the specimens with the transverse connection joint were reproduced with a finite elements program and the results show an excellent reproducibility of the rigidity, the maximum strength and cracks pattern. A numerical parametric study was conducted with a bridge model, which allowed to evaluate the impact of the load position, slabs design and the type of girders. The numerical analysis demonstrated that the use of the precast slab with a connexion joint does not affect the behaviour of the structure compared to a cast-in-place slab. Also, for a load centered on the joint and at 1/3 of the space between girders, the rigidity is higher, but a failure occurred earlier in the loading phase due to a superior bending stress over the girder.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE III

REMERCIEMENTS IV

RÉSUMÉ V

ABSTRACT VII

TABLE DES MATIÈRES IX

LISTE DES TABLEAUX XIV

LISTE DES FIGURES XVI

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS XXIII

LISTE DES ANNEXES XXV

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1

1.1 Contexte de la recherche 1

1.2 Objectifs 3

1.3 Portée 3

1.4 Méthodologie 3

1.4.1 Volet conception 3

1.4.2 Volet expérimental 4

1.4.3 Volet numérique 4

1.5 Organisation du mémoire 4

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE 5

2.1 Bétons renforcés de fibres 5

2.1.1 Types de fibres 5

2.1.2 Composition des divers types de béton 7

2.1.3 Résistance à la compression 8

2.1.4 Résistance à la traction 9
2.1.5 Résistance à la fatigue 10
2.1.6 Durabilité des BRF 13
2.2 Préfabrication 18
2.2.1 Culée 19
2.2.2 Pile 20
2.2.3 Poutre 20
2.2.4 Dalle 21
2.2.5 Parapet 24
2.3 Joint de connexion 25
2.3.1 Types de connexion 27
2.3.2 Paramètres de conception 32
2.3.3 Retrait restreint 37
2.3.4 Avantages 38
2.3.5 Limitations 41
2.4 Résumé 42
CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE 43
3.1 Conception des dalles 43
3.2 Conception du joint de connexion 46
3.2.1 Influence de la modification du montage expérimental 47
3.2.2 Modélisation du joint de connexion 51
3.2.3 Influence du type d'interface du joint 52
3.2.4 Influence de la forme du joint 54
3.2.5 Influence de la disposition des barres d'armatures 56

3.2.6 Influence de la longueur de chevauchement des barres dans le joint 57

3.2.7 Résumé des choix 58

3.3 Programme expérimental 59

3.3.1 Programme principal : Dalle avec joint de connexion transversal 59

3.3.2 Programme exploratoire : Dalle avec joint de connexion longitudinal 60

3.3.3 Plans 61

3.3.4 Construction 61

3.3.5 Béton 67

3.3.6 Caractérisation des matériaux 68

3.4 Procédure expérimentale 70

3.4.1 Montage en laboratoire 70

3.4.2 Essai statique 73

3.4.3 Essai cyclique 73

CHAPITRE 4 ARTICLE 1 : DESIGN AND BEHAVIOR OF UHPFRC FIELD-CAST CONNECTIONS BETWEEN PRECAST BRIDGE DECK ELEMENTS 79

4.1 Authors 79

4.2 Abstract 79

4.3 Introduction 79

4.4 Experimental program 81

4.4.1 Design of the precast decks and UHPFRC connection 81

4.4.2 Materials properties 82

4.4.3 Specimens 84

4.4.4 Test setup and instrumentation 84

4.5 Tests results 85

4.5.1 Static loading 85

4.5.2 Cyclic behavior 86

4.5.3 Static behavior after cyclic loading 88

4.5.4 Cracking pattern 89

4.6 Finite elements models 91

4.6.1 Validation with the laboratory slab model 91

4.6.2 Parametric studies with the bridge deck model 93

4.7 Implementation of the technology 96

4.8 Conclusion 96

4.9 Acknowledgement 98

4.10 References 98

CHAPITRE 5 ANALYSES COMPLÉMENTAIRES 101

5.1 Programme principal : Dalles avec joint de connexion transversal en BFUP 101

5.1.1 Chargement expérimental en cyclique 101

5.1.2 Fissuration sous la dalle 101

5.1.3 Carottage de la dalle et du joint de connexion 104

5.2 Programme exploratoire : Dalles avec joint de connexion longitudinal en BFUP entre deux poutres 108

5.2.1 Résultats généraux 109

5.2.2 Schéma de fissuration 110

5.2.3 Carottage de la dalle et du joint de connexion 112

5.3 Discussion générale 115

5.3.1 Joint de connexion 115

5.3.2 Système de chargement 119

5.3.3 Modèles numériques du pont 120

5.3.4 Analyse globale 120

CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 122

6.1 Rappel des objectifs 122

6.2 Conclusions sur le programme expérimental principal portant sur les joints de connexion transversal en BFUP 122

6.3 Conclusions sur le programme expérimental exploratoire portant sur les joints de connexion longitudinal en BFUP entre deux poutres 124

6.4 Conclusions de l'étude paramétrique numérique sur le joint de connexion transversal 124

6.5 Recommandations sur l'utilisation de joint de connexion 125

6.6 Recherches complémentaires à réaliser sur les joints de connexion en BFUP 126

BIBLIOGRAPHIE 128

ANNEXES 134

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : Composition et propriétés des catégories de bétons (Charron & Desmettre, 2013) .. 8

Tableau 2-2 : Durée de construction pour un pont avec un tablier coulé en place vs préfabriqué (HNTB-Corporation, 2012) 22

Tableau 3-1 : Exigences à respecter aux différents états limites pour la conception des dalles 44

Tableau 3-2 : Réduction de matériaux par rapport à la dalle en BHP (Lachance, 2015) 45

Tableau 3-3 : Propriétés des interfaces 53

Tableau 3-4 : Temps de pose des barres d'armature selon les concepts de dalles préfabriquées .. 62

Tableau 3-5 : Longueur de chevauchement réelle et l'essai associé à chaque dalle 67

Tableau 3-6 : Formulation des mélanges de bétons 67

Tableau 3-7 : Propriétés mécaniques des bétons 69

Tableau 3-8 : Propriétés du béton pour le modèle de fréquence de résonnance 74

Tableau 3-9 : Résumé des charges cycliques en laboratoire 77

Tableau 3-10 : Moments dus au passage du CL625 78

Table 4-1 : Concrete mix proportions 83

Table 4-2 : Measured concrete mix mechanical properties 83

Tableau B 1 : Propriétés mécaniques des bétons 135

Tableau B-2 : Loi de traction du BFHP de la dalle en BFHP 135

Tableau B-3 : Loi de traction réduite du BFUP 136

Tableau C-1 : Comportement en traction du BFUP120-3.0 avec fibres OL10-0.2 137

Tableau C-2 : Comportement en traction du BFHP70-1.0 avec fibres ZP305s 137

Tableau C-3 : Comportement en traction du BFUP120-3.0 avec fibres OL10-0.2 138

Tableau F-1 : Composition des mélanges de béton (en masse SSS) et propriétés à l'état frais, BHP50 163

Tableau F-2 : Composition des mélanges de béton (en masse SSS) et propriétés à l'état frais, BFHP70 164

Tableau H-1 : Propriétés de la 15M pour le modèle sur SAP2000 167

LISTE DES FIGURES

Figure 2-1 : Fibres longues avec crochets (gauche) et courtes (droite) (Lachance, 2015) 6

Figure 2-2 : Ouvertures totales des fissures de 0.3 mm pour différents bétons (Desmettre, 2011), a) BO ou BHP, b) BFHP, c) BFUP 6

Figure 2-3 : Résistance en compression de divers types de béton avec et sans fibres (Boulekbache, Hamrat, Chemrouk, & Amziane, 2009) 8

Figure 2-4 : Comportement en traction de divers bétons (Charron & Desmettre, 2013), a) Comportement pré-pic, b) Comportement post-pic 9

Figure 2-5 : Comportement du BFUP en traction uniaxiale selon l'orientation moyenne des fibres (Delsol & Charron, 2013), a) Pré-pic, b) Post-pic 10

Figure 2-6 : Courbe hystérésis du béton. Adaptée de W. Reinhardt et Z. Yankelevsky (1987). ... 11

Figure 2-7: Mécanisme d'actions des fibres (Tang et al., 2014) 12

Figure 2-8 : Dispositif de chargement de perméabilité (Hubert, 2013), a) Dispositif de serrage, b) Réservoir d'eau en aluminium, c) Manomètre et cylindre d'entrée, d) Capteur de hauteur différentiel, e) Capteur de pression, f) Cylindre de sortie 14

Figure 2-9 : Perméabilité en fonction du dosage de fibres (Hubert, 2013) 15

Figure 2-10 : Pénétration des ions chlorures sur des BHP et BFUP (Perry et al., 2012) 16

Figure 2-11 : Installation d'une pièce de culée préfabriquée (HNTB-Corporation, 2012) 19

Figure 2-12 : Comparaison d'un pont avec des poutres NEBT en BHP et BFUP (Braike, 2007) 20

Figure 2-13 : Concepts de dalles préfabriquées en BRF de Lachance (2015), a) Dalle en BHP, b) Dalle en BFHP, c) Dalle hybride en BFHP et BFUP, d) Dalle en BFUP 21

Figure 2-14 : Vues en coupe du parapet en BFHP (Thiaw, 2014) 25

Figure 2-15 : Connexion en BFUP entre une poutre et une colonne de bâtiment (Maya & Albajar, 2012) 26

Figure 2-16 : Pont à dalles préfabriquées sur poutres avec joint de connexion 27

Figure 2-17 : Niches et joint transversal (Doiron, 2012) 27

Figure 2-18 : Joint longitudinal continu sous la dalle à remplir par une niche (Graybeal, 2014) . 28

Figure 2-19 : Poutre en forme de PI avec joint de connexion longitudinal en forme de losange (HNTB-Corporation, 2012) 29

Figure 2-20 : Influence du chargement statique sur le comportement d'une dalle avec joint longitudinal (Faggio, 2014) 29

Figure 2-21 : Joint transversal avec une forme fermée (Sritharan et al., 2012) 30

Figure 2-22 : Joint transversal au-dessus d'une pile (Hartwell, 2011) 31

Figure 2-23 : Dalle en BHP avec joint de connexion transversal en BFUP sous chargement statique (Graybeal, 2010) 32

Figure 2-24 : Forme de joint de connexion, a) Losange ouvert (Graybeal, 2010), b) Losange fermé (Doiron, 2012), c) Droit ouvert (Perry & Weiss, 2009), d) Droit fermé (Perry & Weiss, 2009) 33

Figure 2-25 : Interaction des barres crénelées avec le béton (Massicotte, 2011) 35

Figure 2-26 : Interaction d'un chevauchement de barres crénelées avec le béton (Massicotte, 2011) 36

Figure 2-27 : Intersection d'un joint transversal et longitudinal (Perry et al., 2007) 39

Figure 2-28 : Comportement d'une dalle monolithique et d'une dalle avec joint (Faggio, 2014) 40

Figure 2-29 : Contrainte de flexion par rapport au joint de connexion transversal 40

Figure 3-1: Coupe transversale du pont modèle (Bastien, 2004) 43

Figure 3-2 : Concepts de dalles proposés par Lachance (2015) 45

Figure 3-3: Section des spécimens de dalles : a) BHP, b) BFHP, c) Hybride, d) BFUP 46

Figure 3-4 : Optimisation du maillage, a) Maillage constant (Lachance, 2015), b) Maillage optimisé 48

Figure 3-5 : Résultat de l'optimisation du maillage 48

Figure 3-6 : Modification du type de chargement, a) 4 points, b) Plaque 49

Figure 3-7 : Résultat de la modification du type de chargement 49

Figure 3-8 : Élargissement de la dalle, a) Largeur de 0,6 m, b) Largeur de 1,2 m 50

Figure 3-9 : Résultat de l'élargissement de la dalle en BHP 50

Figure 3-10 : Maillage à proximité du joint de connexion, a) Dalle et joint de connexion,..... 51

Figure 3-11 : Modèle d'adhérence des barres d'armature CEB-FIP 1990 (Cervenka et al., 2013) 52

Figure 3-12 : Types d'interface, a) Coffrage, b) Bouchardé (Faggio, 2014), c) Granulats exposés 53

Figure 3-13 : Influence du type d'interface 54

Figure 3-14 : Formes de joint analysées, a) Droite, b) Fermée 55

Figure 3-15 : Influence de la forme du joint 55

Figure 3-16 : Disposition des barres d'armature, a) Collées, b) Quinconce 56

Figure 3-17 : Influence de la disposition des barres d'armature 56

Figure 3-18 : Influence de la longueur de chevauchement des barres dans le joint 57

Figure 3-19 : Forme du joint utilisé dans ce projet, a) Section d'une dalle avec joint de connexion, b) Dimensions du joint de connexion 58

Figure 3-20 : Spécimen du programme principal, a) Dalle de référence en BHP, b) Dalle en BHP avec joint, c) Dalle en BFHP avec joint, d) Dalle hybride avec joint 60

Figure 3-21 : Dalle en BFHP avec joint de connexion longitudinal en BFUP, a) Joint de 175 mm, b) Joint de 200 mm 61

Figure 3-22 : Construction du coffrage d'une dalle préfabriquée avec la forme du joint 62

Figure 3-23 : Coffrage prêt pour la coulée du BHP 63

Figure 3-24 : Résultat du granulat exposé, a) Dalle en BHP, b) Dalle en BFHP, Dalle hybride .. 64

Figure 3-25 : Sections endommagées et nid d'abeille 65

Figure 3-26 : Section réparée 66

Figure 3-27 : Longueur de chevauchement variable 66

Figure 3-28 : Comportement en traction directe des BRF, a) Pré-pic, b) Post-pic 69

Figure 3-29 : Montage en laboratoire – Dalle avec joint de connexion transversal, a) Photo en laboratoire, b) Vue schématique en 3D 71

Figure 3-30 : Plan du montage en laboratoire – Dalle avec joint de connexion transversal 71

Figure 3-31 : Plan d'instrumentation – Vue inférieure de la dalle avec joint de connexion transversal 71

Figure 3-32 : Montage en laboratoire – Dalle avec joint de connexion longitudinal, a) Photo en laboratoire, b) Vue schématique en 3D 72

Figure 3-33 : Plan du montage en laboratoire – Dalle avec joint de connexion longitudinal 72

Figure 3-34 : Plan d'instrumentation – Vue inférieure de la dalle avec joint de connexion longitudinal 73

Figure 3-35 : Protocole de chargement cyclique 75

Figure 3-36 : Efforts intrinsèques du montage expérimental 75

Figure 4-1 : Deck cross sections with a transverse UHPFRC connection, a) HPC, b) HPFRC, c) Hybrid HPFRC and UHPFRC (dimensions in mm) 82

Figure 4-2 : Measured tensile behavior of the three FRC mixes, a) Pre-peak phase, b) Post-peak phase 83

Figure 4-3 : Laboratory test setup (dimensions in mm) 85

Figure 4-4 : View of the specimen bottom face with instrumentation (dimensions in mm 85

Figure 4-5 : Specimen behavior under quasi-static loading, a) Moment – deflection response, b) Moment – Maximum crack opening response 86

Figure 4-6 : Precast specimen behavior under cyclic loading, a) Deflection at the loading point, b) Maximum crack opening 87

Figure 4-7 : HPC specimen behavior under quasi-static loading after $1x10^6$ cycles, a) Moment – Deflection response, b) Moment – Maximum crack and joint opening response 88

Figure 4-8 : HPFRC specimen behavior under quasi-static loading after $1x10^6$ cycles, a) Moment – Deflection response, b) Moment – Maximum crack and joint opening response 89

Figure 4-9 : Hybrid specimen behavior under quasi-static loading after $1x10^6$ cycles, a) Moment – Deflection response, b) Moment – Maximum crack and joint opening response 90

Figure 4-10 : Crack pattern in service conditions and at failure 90

Figure 4-11: Finite element models, a) Tested specimen, b) Bridge deck 92

Figure 4-12 : Finite element prediction of tested specimen behavior with UHPFRC joint, a) HPC deck, b) HPFRC deck 93

Figure 4-13 : Finite elements prediction of bridge deck behavior, a) Support conditions, b) Deck configurations, c) Loading position, d) View of the loading positions (dimensions in mm) 95

Figure 5-1 : Fissuration sous la dalle en BHP 102

Figure 5-2 : Fissuration sous la dalle en BHP avec joint de connexion transversal 103

Figure 5-3 : Fissuration sous la dalle en BFHP avec joint de connexion transversal 103

Figure 5-4 : Fissuration sous la dalle hybride avec joint de connexion transversal 104

Figure 5-5 : Fissuration sous la dalle en BHP avec joint de connexion transversal (Graybeal, 2010) 104

Figure 5-6 : Carottage de la dalle hybride avec joint de connexion transversal soumise à un chargement en statique, carotte prise à l'interface dalle-joint du côté de la dalle chargée.. 106

Figure 5-7 : Carottage de la dalle hybride avec joint de connexion transversal soumise à un chargement en cyclique, carotte à l'interface dalle-joint du côté de la dalle chargée 107

Figure 5-8 : Carottage de la dalle en BHP avec joint de connexion transversal soumise à un chargement en statique, carotte au milieu du joint de connexion..... 108

Figure 5-9 : Comportement en statique des dalles en BFHP avec joint longitudinal, a) Moment-Flèche, b) Moment-Ouverture du joint 110

Figure 5-10 : Schéma de fissure en service et à la rupture pour les dalles en BFHP avec joint de connexion longitudinal..... 111

Figure 5-11 : Vue rapprochée du joint de connexion longitudinal à la rupture dans les dalles en BFHP, a) Largeur du joint = 175 mm, b) Largeur du joint = 200 mm 112

Figure 5-12 : Carottage de la dalle en BFHP avec joint de connexion longitudinal de 175 mm. 113

Figure 5-13 : Carottage de la dalle en BFHP avec joint de connexion longitudinal de 200 mm. 114

Figure 5-14 : Forme du joint de connexion, a) Tel que construit, b) Adaptée pour les dalles en BRF 116

Figure A-1 : Passage de la surface au jet d'eau à haute pression 134

Figure D-1 : Dalle de référence en BHP (Théorique) 139

Figure D-2 : Dalle de référence en BHP (TQC) 140

Figure D-3 : Dalle en BHP avec joint de connexion transversale (Théorique) 141

Figure D-4 : Dalle en BHP avec joint de connexion transversale (TQC) pour le test statique (#2.1) 142

Figure D-5 : Dalle en BHP avec joint de connexion transversale (TQC) pour le test cyclique (#2.2) 143

Figure D-6 : Dalle en BFHP avec joint de connexion transversale (Théorique) 144

Figure D-7 : Dalle en BFHP avec joint de connexion transversale (TQC) pour le test statique (#3.1) 145

Figure D-8 : Dalle en BFHP avec joint de connexion transversale (TQC) pour le test cyclique (#3.2) 146

Figure D-9 : Dalle hybride avec joint de connexion transversale (Théorique) 147

Figure D-10 : Dalle hybride avec joint de connexion transversale (TQC) pour le test statique (#4.1) 148

Figure D-11 : Dalle hybride avec joint de connexion transversale (TQC) pour le test cyclique (#4.2) 149

Figure D-12 : Dalle en BFHP avec joint de connexion longitudinale de 175 mm (Théorique) .. 150

Figure D-13 : Dalle en BFHP avec joint de connexion longitudinale de 175 mm (TQC) pour le test statique (#5) 151

Figure D-14 : Dalle en BFHP avec joint de connexion longitudinale de 200 mm (Théorique) .. 152

Figure D-15 : Dalle en BFHP avec joint de connexion longitudinale de 200 mm (TQC) pour le test cyclique (#6) 153

Figure H-1 : Modèle de dalle de pont sur SAP2000 167

Figure H-2 : Modèle de dalle en laboratoire sur SAP2000 168

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

ACI	American Concrete Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
BO	Béton ordinaire
BFHP	Béton fibré à hautes performances
BFUP	Béton fibré à ultra-hautes performances
BHP	Béton à hautes performances
BRF	Béton renforcé de fibres
CIP	Cast in place (Coulé en place)
CMD	Coefficient de majoration dynamique [CSA S6-06 art. 3.2]
CRSNG	Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada
CSA	Canadian Standards Association
d_b	Diamètre de barre
E/C	Rapport eau / ciment
E/L	Rapport eau / liant
ELS	État limite de service
ELU	État limite ultime
FHWA	Federal Highway Administration
FRC	Fiber reinforced concrete
FRQNT	Fonds de recherche du Québec – Nature et technologie
fib	Fédération internationale de béton
L_c	Longueur de chevauchement
L_f	Longueur des fibres
LVDT	Linear variable differential transformer

h/w	Height to width ratio (rapport hauteur sur largeur)
HPFRC	High-performance fibre reinforced concrete (BFHP)
MTQ	Ministère des transports du Québec
NEBT	New England Bulb Tee
NLFE	Non-linear finite element
SLS	Service limit state (ELS)
TQC	Tel que construit
UHPC	Ultra-high performance concrete (BUP)
UHPFRC	Ultra-high performance fibre reinforced concrete (BFUP)
ULS	Ultimate limit states (ELU)
w/b	Rapport « water / binder » (E/C)

LISTE DES ANNEXES

Annexe A – Préparation de la surface « Granulats exposés » 134

Annexe B – Propriétés des bétons de Lachance (2015) 135

Annexe C – Propriétés des bétons de Faggio (2014) 137

Annexe D – Plans de construction théoriques et « Tel que construit » (TQC)..... 139

Annexe E – Fiches techniques 154

Annexe F – Bavard des bétons..... 162

Annexe G – Protocole expérimental..... 165

Annexe H – Modélisation sur SAP2000..... 167

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte de la recherche

Depuis quelques décennies, de nombreuses structures de pont doivent être réparées ou complètement reconstruites, et ce bien avant la durée de vie utile prévue (Petre-Lazard, 2001; Yehia, Abudayyeh, Vazal, & Randolph, 2008). L'une des causes de détérioration prématurée est l'utilisation de sels de déglaçage. Ses effets dévastateurs sur la détérioration du béton armé n'étaient pas aussi bien connus lors de la construction des ouvrages qu'aujourd'hui, ce qui fait en sorte que tant le béton que certains détails de conceptions n'étaient pas optimaux pour résister à ces agents agressifs. L'augmentation de la circulation routière ainsi que du poids des véhicules et camions ont également conduit à l'usure prématurée de plusieurs ponts. Chaque année, plusieurs milliards de dollars sont dépensés en Amérique du Nord pour réparer ces structures (Lachemi, Hossain, Ramcharitar, & Shehata, 2007).

De plus, l'augmentation du trafic routier complexifie la gestion de la circulation lors de la réfection de ponts existants. Les options sont limitées pour la déviation de la circulation sur d'autres artères ou sur des ponts temporaires, telle que réalisé dans le cadre des travaux du pont de l'Île des Sœurs (Saulnier & Delsemme, 2015). La gestion de la circulation engendre pour les propriétaires des coûts importants pouvant atteindre jusqu'à 30 % du coût total d'un projet en milieu urbain.

Ainsi, dans le cadre d'une réhabilitation avec la gestion de la circulation sur l'ouvrage, il devient complexe et coûteux de procéder à la construction sur le site de l'ouvrage, car les contraintes d'espace diminuent significativement la rapidité d'exécution des entrepreneurs. De plus, les risques d'accidents pour les travailleurs autant que pour les automobilistes sont augmentés lorsque les voies de circulation sont à proximité des chantiers de construction (HNTB-Corporation, 2012).

Pour limiter ces sources de problèmes, plusieurs projets incluent la préfabrication de certaines parties du pont. Les éléments préfabriqués sont alors produits en usine, puis livrés sur le chantier. Des grues permettent leur installation rapidement et sécuritairement. Le temps nécessaire pour la réalisation des coffrages, de la pose des armatures et de la cure du béton sont retirés du calendrier de travail en chantier, menant ainsi à des économies de temps. La durée des chantiers de construction ainsi que les risques d'accidents sont donc réduits. Récemment, la préfabrication a été

employée sur le pont Jacques-Cartier (Mailhot & Zaki, 2002). La préfabrication des dalles a réduit les travaux en chantier et ainsi limité les inconvénients aux utilisateurs.

La préfabrication nécessite des joints de connexion en chantier. Certains joints de connexion sont en bétons armés conventionnels combinés à la précontrainte par post-tension. Ils ont une largeur de 600 à 700 mm pour transférer les efforts adéquatement d'un élément préfabriqué à l'autre. Plus récemment, des joints de connexion ont été conçus avec des bétons fibré à ultra-hautes performances (BFUP). Ces joints innovants permettent de réduire de deux à trois fois la largeur du joint pour atteindre approximativement 200 mm (Graybeal, 2010; Perry et al., 2012; Sritharan et al., 2012). Également, ce type de joint ne nécessite habituellement pas de précontrainte par post-tension.

Les travaux de recherche et les projets de construction qui incorporent les joints de connexion en BFUP ont été réalisés principalement avec des dalles en bétons à hautes performances (BHP). Très peu de travaux sur les joints de connexion en BFUP ont été combinés à des dalles en bétons renforcés de fibres (BRF) (Faggio, 2014; Gascon, 2016; Tremblay, 2016). Ce type de dalle a été utilisé dans plusieurs projets et peut avoir une quantité d'armature réduite dû à la résistance en traction améliorée des BRF (Bergeron, 2013; Lachance, 2015; Massicotte et al., 2016). L'excellent contrôle de la fissuration apporté par les fibres fait en sorte que les dalles en BRF ont des fissures plus fines en service, ce qui réduit l'infiltration de l'eau et des agents agressifs ainsi que la détérioration qui y est associée.

Ce projet de recherche s'inscrit dans le cadre d'une étude à grande échelle sur la préfabrication et la réhabilitation d'éléments de ponts initiée par Polytechnique Montréal et quatre partenaires industriels, soit la Ville de Montréal, Béton Brunet, Euclid Canada et la Société des ponts Jacques-Cartier et Champlain. Trois concepts de dalles préfabriquées conçues préalablement (Lachance, 2015) seront repris, soit une dalle en béton à hautes performances (BHP) de 50 MPa servant de référence, une dalle en béton fibré à hautes performances de 70 MPa et 1 % de fibres (BFHP-1%) et une dalle hybride. Cette dernière optimise les coûts et l'utilisation des matériaux. En effet, le cœur de la dalle est en BFHP-1% et une mince couche supérieure est composée de BFUP de 120 MPa et 4 % de fibres (BFUP-4%) garantissant l'étanchéité.

1.2 Objectifs

Cette étude vise à concevoir et tester des joints de connexion transversaux et longitudinaux en BFUP de 120 MPa et 2 % de fibres (BFUP-2%) permettant de lier mécaniquement des dalles de pont préfabriquées. Le système de dalles préfabriquées avec joint de connexion devra offrir une résistance mécanique et une durabilité équivalente ou supérieure à une dalle coulée en place. Les objectifs spécifiques à atteindre sont les suivants :

1- concevoir les joints de connexion par éléments finis;
2- tester en laboratoire les systèmes de dalles avec joint de connexion sous chargement statique à la rupture et sous un chargement cyclique simulant le passage d'un million d'essieu de camion;
3- comparer et valider les modèles numériques avec les résultats expérimentaux;
4- effectuer une étude paramétrique avec un modèle numérique de pont;
5- proposer des recommandations concernant la conception des joints de connexion en BFUP.

1.3 Portée

Le projet porte principalement sur le comportement mécanique des joints de connexion transversaux d'un pont type de dalle sur poutres. Il initie aussi une étude sur les joints de connexion longitudinaux retrouvés entre deux poutres. Toutefois, les joints transversaux se situant au-dessus d'une pile avec un ouvrage à portée continue ainsi que les joints longitudinaux par-dessus une poutre ne sont pas étudiés dans le cadre de ce projet.

1.4 Méthodologie

1.4.1 Volet conception

La conception des joints de connexion a été réalisée à l'aide du logiciel par éléments finis non-linéaire ATENA (Cervenka Consulting, 2014) à partir des modèles élaborés par Lachance (2015). Quelques études paramétriques ont été réalisées afin de quantifier et comparer l'influence de quatre paramètres, soit la forme du joint, le type d'interface entre la dalle et le joint, la longueur de chevauchement des barres d'armature et l'espacement des barres d'armature. Une fois les paramètres optimaux fixés, ils ont été appliqués aux joints de connexion transversaux et longitudinaux. Ceci a permis d'estimer le comportement structural des joints de connexion en

BFUP, en particulier leur résistance, leur ductilité et leur capacité à contrôler la fissuration, de même que le comportement structural des dalles avec joints de connexion en BFUP.

1.4.2 Volet expérimental

La dalle de référence a été chargée en statique, tandis que deux dalles ont été testés pour chaque systèmes de dalles avec joint de connexion transversal : une première dalle a été testée sous chargement statique à la rupture et une seconde a d'abord été soumise à un chargement cyclique représentant le passage d'un million d'essieux de camions suivi d'un chargement statique appliqué jusqu'à la rupture. La comparaison des dalles ayant ou non subi des cycles a permis de déterminer la dégradation du comportement mécanique. Notamment, les courbes de comportement Moment-Flèche, Moment-Ouverture de fissures et Moment-Ouverture du joint de connexion ont été considérées pour ces analyses.

1.4.3 Volet numérique

Le but de ces analyses numériques réalisées avec le logiciel ATENA a été, dans un premier temps, de reproduire les résultats expérimentaux. La validation des modèles a été basée sur les courbes Charge-Flèche et le schéma de fissuration des dalles avec et sans joint de connexion. Dans un second temps, une étude paramétrique a été réalisée avec un modèle représentant une structure de pont afin d'évaluer l'influence de la position de la charge par rapport au joint de connexion, du type de dalles préfabriquées et du type de poutres utilisées dans le pont.

1.5 Organisation du mémoire

Ce mémoire est composé de cinq chapitres. Tout d'abord, la revue de littérature (Chapitre 2) expose les notions théoriques et les projets réalisés en lien avec cette étude. Ensuite, la méthodologie (Chapitre 3) résume la conception des dalles qui a été réalisée par Lachance (2015) suivi de la conception des joints de connexion, de la fabrication des spécimens d'essais et de la procédure des essais en laboratoire. Un article soumis à l'ASCE Journal of Bridge Engineering est intégré dans ce mémoire au chapitre 4 et présente les principaux résultats du mémoire. Le chapitre 5 détaille des analyses supplémentaires et une discussion générale. Enfin, une conclusion (Chapitre 6) regroupe les informations pertinentes de ce projet ainsi que des recommandations pour la conception de joints de connexion en BFUP.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

Afin de couvrir l'ensemble des informations pertinentes à ce projet, la revue de la littérature comporte trois sections, soit les bétons renforcés de fibres, la préfabrication et les joints de connexion.

2.1 Bétons renforcés de fibres

L'ajout des fibres dans le béton est assez récent en Amérique du Nord. En effet, les premières applications structurales remontent aux années 1990. L'objectif de cette technologie est d'obtenir un béton plus efficace mécaniquement et plus durable via un meilleur contrôle de la fissuration.

2.1.1 Types de fibres

Plusieurs types de fibres existent en fonction des besoins. Par exemple, une fibre naturelle ou synthétique permet de contrôler la fissuration en jeune âge du béton, car leur module élastique est faible (10 à 15 GPa), mais supérieur à celui du béton frais. Au contraire, une fibre métallique dont le module élastique est plus élevé (200 GPa) permet un bon contrôle de la fissuration du béton durci en service (Denarie, 2004). Pour cette revue de la documentation, seules les fibres métalliques seront considérées étant donné que ce sont les seules à être utilisées dans ce projet.

Il existe principalement trois tailles de fibres, soit les micro, méso et macrofibres qui sont respectivement très courtes (< 5mm), courtes (5 < l < 25 mm) et longues (> 30mm). Le choix de la longueur des fibres dépend principalement de deux paramètres. D'une part, les fibres doivent avoir une longueur correspondant à au moins 3 à 4 fois le plus gros granulat. D'autre part, la longueur de la fibre dépend de la compacité du béton (Charron, Boulet, & Rossi, 2014). Les fibres courtes sont utilisées couramment dans les BFUP. La matrice étant plus compacte et résistante avec des granulats de diamètre maximal inférieur à 1 mm, une fibre courte va se déchausser (glissement par rapport à la matrice) lorsque sollicitée mécaniquement (comportement ductile), tandis que la fibre longue se fracturerait (comportement fragile) avec son excellente adhésion dans le BFUP. La matrice des BFHP est moins compacte que celle des BFUP, ce qui permet d'utiliser les fibres longues sans risque de rupture. Les granulats des BFHP étant de diamètre supérieur à 10 mm, la fibre longue est requise.

La forme des fibres influence aussi leur résistance et comportement. Les fibres longues ont fréquemment une forme maximisant l'ancrage (Figure 2-1) afin de favoriser l'adhérence avec la matrice du BFHP. Dans le cas du BFUP, la résistance de la matrice étant supérieure, aucune forme d'ancrage n'est nécessaire pour l'obtention d'une bonne adhérence et d'un comportement ductile.

Figure 2-1 : Fibres longues avec crochets (gauche) et courtes (droite) (Lachance, 2015)

Les fibres courtes et longues servent à coudre respectivement les microfissures et les macrofissures. Puisqu'il y a beaucoup plus de microfissures que de macrofissures, il est nécessaire d'avoir une plus grande quantité de fibres courtes (2 à 6 %) comparativement aux fibres longues (0,5 à 1,5 %) (Figure 2-2) pour contrôler efficacement leur ouverture. Également, les fibres longues sont utilisées en plus faible dosage afin de ne pas trop réduire la maniabilité du béton (Charron, Boulet, et al., 2014).

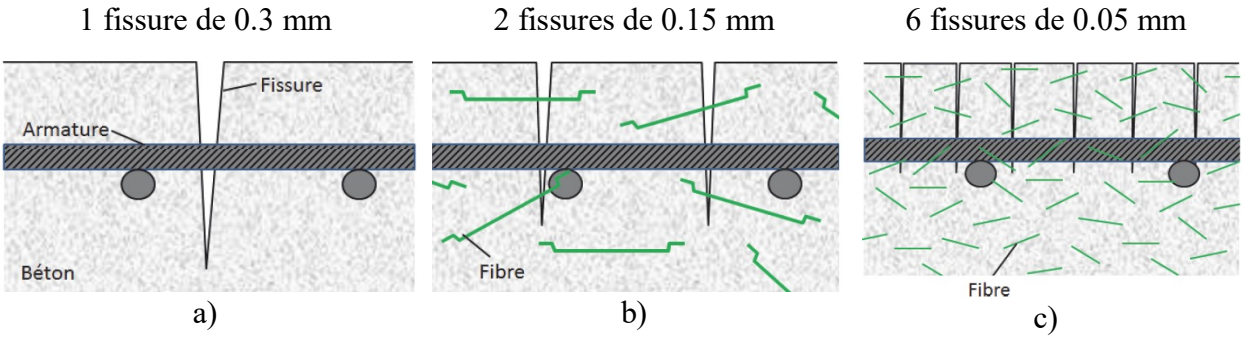


Figure 2-2 : Ouvertures totales des fissures de 0.3 mm pour différents bétons (Desmettre, 2011), a) BO ou BHP, b) BFHP, c) BFUP

Par soucis de clarté pour ce rapport, l'acronyme BRF sera utilisé pour décrire tous types de béton avec des fibres métallique. Il inclut donc les BFHP et les BFUP. Ces derniers sont, respectivement, des bétons à hautes performances et à ultra-hautes performances dans lesquelles des fibres sont rajoutées.

2.1.2 Composition des divers types de béton

Afin de passer d'un béton ordinaire (BO) aux bétons de gammes de résistance et ductilité plus élevées, plusieurs modifications ont été apportées aux mélanges (Tableau 2-1). Tout d'abord, pour passer d'un BO à un BHP, l'utilisation de superplastifiant a permis de diminuer la quantité d'eau, donc de réduire le rapport E/L tout en conservant la maniabilité. Le mélange a été bonifié d'ajouts minéraux, ce qui rend la pâte plus compacte. Ensuite, l'ajout de fibres dans un BHP vient diminuer la maniabilité. Le mélange doit donc être adapté en haussant le dosage en superplastifiant afin de garantir une maniabilité adéquate. Pour la mise en place, il est important de noter que les bétons renforcés de fibres ne soit pas soumis à une vibration interne (Rossi, 1998), ce qui créerait un endroit sans fibre dans le béton, i.e. un point faible au niveau de la résistance. Les BRF de maniabilité courante sont préférablement soumis à une vibration externe. Cependant, pour plus de facilité de mise en place, les BRF sont souvent autoplaçants.

Enfin, le BFUP est réalisé en réduisant énormément le rapport E/L, soit entre 0,15 à 0,25. Pour y arriver, l'utilisation de superplastifiant de dernière génération est nécessaire. De plus, la taille des granulats est réduite afin de limiter les champs de contrainte et favoriser une bonne maniabilité. Dans les mélanges de BFUP développés à l'École Polytechnique de Montréal (Braike, 2007), le seul granulat est du sable de quartz, ce qui fait en sorte que le plus gros granulat est inférieur à un millimètre. Des bétons sont également développés, en autre, à l'Université de Sherbrooke, en utilisant des résidus de verres broyés finement de différents diamètres afin de produire un BFUP environnemental (Soliman & Tagnit-Hamou, 2014). Enfin, l'utilisation d'une grande quantité de fumée de silice permet l'obtention d'une pâte très compacte. L'interface pâte-granulat qui est un point faible des autres bétons est donc grandement améliorée dans les BFUP (Charron, Boulet, et al., 2014). Le Tableau 2-1 résume les différences au niveau du mélange et des propriétés principales des différentes gammes de bétons.

Tableau 2-1 : Composition et propriétés des catégories de bétons (Charron & Desmettre, 2013)

Composition	BO	BHP	BFHP *	BFUP
Rapport eau/liant	≥ 0.40	0.30 à 0.40	0.30 à 0.40	0.15 à 0.25
Liant	300-400 kg/m3	350 à 450 kg/m3	350 à 550 kg/m3	800 à 1000 kg/m3
Ajouts minéraux	Parfois	Oui	Oui	Oui
Sable	Oui	Oui	Oui	Oui
Pierre	Oui	Oui	Oui	Non
Fibres	Non	Non	40 à 120 kg/m3 (0.5 à 1.5 %-vol.)	160 à 480 kg/m3 (2 à 6 %-vol.)
Propriétés	**BO**	**BHP**	**BFHP ***	**BFUP**
Compression - f'_c	20 à 40 MPa	50 à 90 MPa	50 à 90 MPa	120 à 180 MPa
Traction - f'_t	1.5 à 2.5MPa	3.0 à 4.5MPa	3.0 à 4.5 MPa	7 à 15 MPa
Module - E_c	20 à 25 GPa	25 à 35 GPa	25 à 35 GPa	30 à 45 GPa

* : Dosage en fibre minimal de 0.5% pour réduction de perméabilité et apport structural significatifs

2.1.3 Résistance à la compression

L'augmentation de la compacité de la pâte et de la qualité des granulats citée au précédent paragraphe pour les bétons à hautes et ultra-hautes performances permet d'augmenter la résistance à la compression. Par contre, ces bétons plus résistants deviennent plus fragiles à la rupture. L'ajout de fibres vient améliorer la ductilité en limitant la propagation des fissures. D'autre part, les fibres peuvent parfois engendrer des imperfections dans la matrice (point de départ des fissures) et diminuer légèrement la résistance à la compression (Figure 2-3).

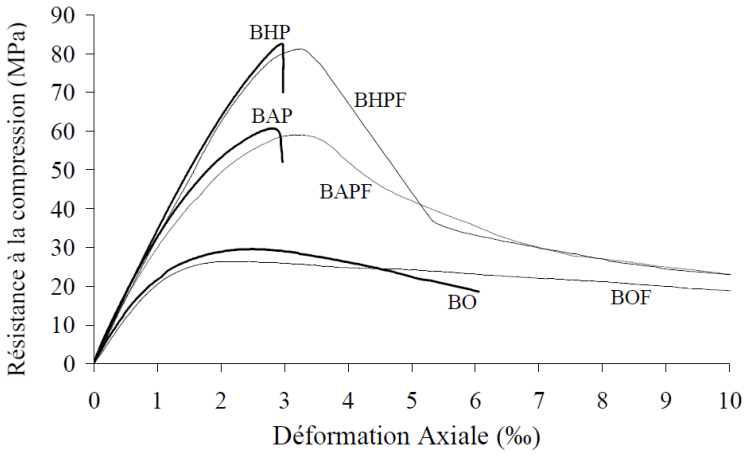


Figure 2-3 : Résistance en compression de divers types de béton avec et sans fibres (Boulekbache, Hamrat, Chemrouk, & Amziane, 2009)

2.1.4 Résistance à la traction

L'apport des fibres est davantage ressenti sur le comportement en traction que sur le comportement en compression. La Figure 2-4 illustre le comportement des types de bétons décrits plus tôt. Le comportement pré-pic en traction est illustré en terme de contraintes et de déformations, alors que le comportement post-pic est montré en terme de contraintes et d'ouvertures de fissures afin d'expliciter les avantages des BRF.

Tout d'abord, le comportement pré-pic (Figure 2-4a) des BHP et BFHP sont similaires, car les fibres utilisées dans le BFHP sont longues et s'activeront seulement dans le comportement post-pic, soit après l'apparition d'une macrofissure. Pour sa part, le BFUP peut offrir un comportement écrouissant selon le dosage et l'orientation des fibres, c'est-à-dire qu'il peut subir une grande déformation en traction, puisque le grand volume de courtes fibres s'activent et pontent toutes les microfissures dès leur apparition. Cette caractéristique se perçoit via le long plateau de déformation à contrainte légèrement croissante, ce qui lui permet d'atteindre une résistance à la traction bien supérieure aux BO, BHP et BFHP.

Concernant le comportement post-pic (Figure 2-4b), une rupture fragile est remarquée pour le BO et le BHP, tandis que l'incorporation des fibres pour le BFHP fournit un comportement adoucissant, soit la diminution graduelle de la contrainte avec l'augmentation de l'ouverture de la macrofissure. Le BFUP offre un comportement adoucissant similaire à celui du BFHP (Charron & Desmettre, 2013). Ainsi, les BRF offrent une meilleure ductilité que les BO et BHP.

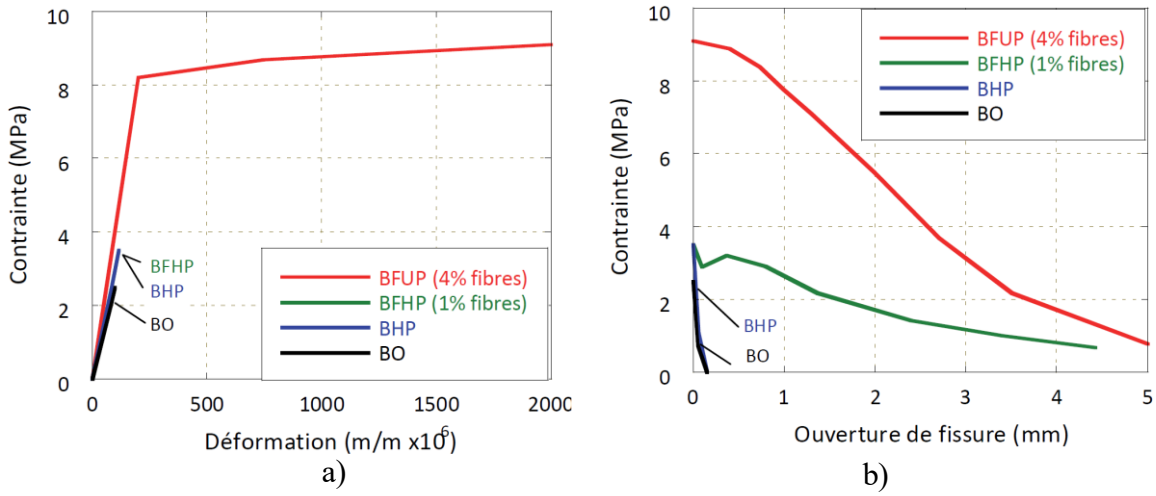
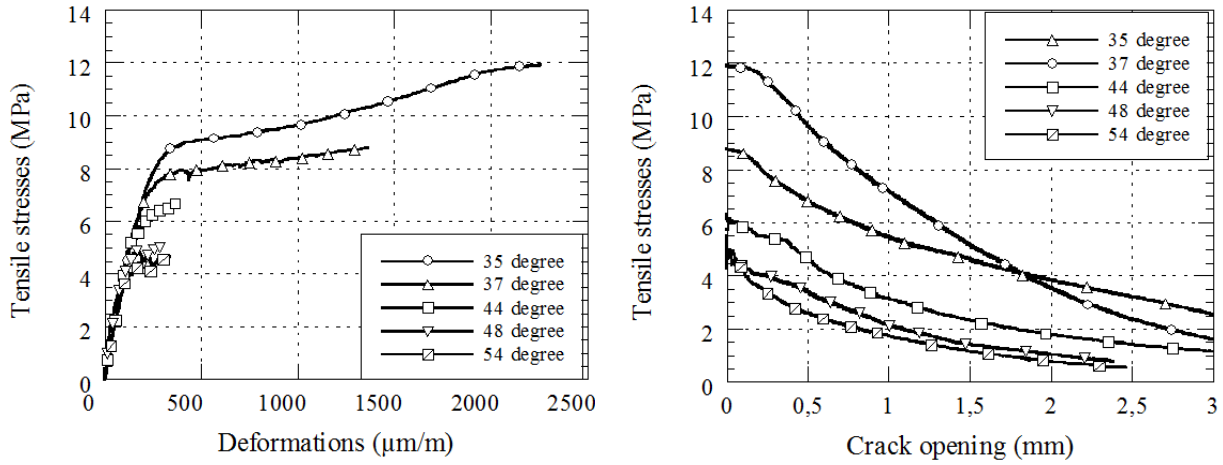


Figure 2-4 : Comportement en traction de divers bétons (Charron & Desmettre, 2013), a) Comportement pré-pic, b) Comportement post-pic

Au même titre que les barres d'armature qui contrôlent la fissuration selon leur positionnement, l'orientation des fibres influence le contrôle de la fissuration et le comportement en traction. D'après Digonnat (2015), les fibres orientées favorablement permettent un gain de 20 à 40 % sur la résistance maximale en traction directe sur un BFHP comparativement à des fibres orientées non-favorablement. Également, il note une influence importante sur le comportement post-pic.

Pour le BFUP, la Figure 2-5a illustre l'augmentation de la résistance et du comportement écrouissant du BFUP avec une orientation favorable des fibres. En post-pic, la ductilité est grandement améliorée avec une orientation favorable. Malgré une orientation non-favorable, la résistance demeure supérieure à un béton sans fibre (Delsol & Charron, 2013).



a) b)

Figure 2-5 : Comportement du BFUP en traction uniaxiale selon l'orientation moyenne des fibres (Delsol & Charron, 2013), a) Pré-pic, b) Post-pic

2.1.5 Résistance à la fatigue

Les structures de pont sont continuellement soumises à des cycles de chargement et déchargement, causés par le passage des véhicules routiers. Il existe trois paramètres qui sont reconnus comme étant les plus influents sur la résistance à la fatigue, soit la contrainte moyenne imposée au béton, la vitesse des cycles et l'amplitude des contraintes (Eurocode, 2013). Plus l'amplitude et la contrainte moyenne sont élevées dans le béton, moins la structure pourra subir de cycles de chargement et déchargement. Enfin, une fréquence des cycles élevée (supérieure à 4,5 Hz) rigidifiera le béton et permettra ainsi de subir plus de cycles. L'inverse est admissible pour des fréquences inférieures à 0,16 Hz (Graf & Brenner, 1934; Medeiros, Zhang, & Ruiz, 2013).

2.1.5.1 Comportement général du béton

Il a été démontré qu'il existe une courbe enveloppe de résistance à la fatigue qui correspond à la courbe de résistance obtenue lors d'un chargement statique (Figure 2-6). Cette courbe enveloppe est la limite que n'importe quelle combinaison contrainte-déformation ne peut dépasser (W. Reinhardt & Z. Yankelevsky, 1987).

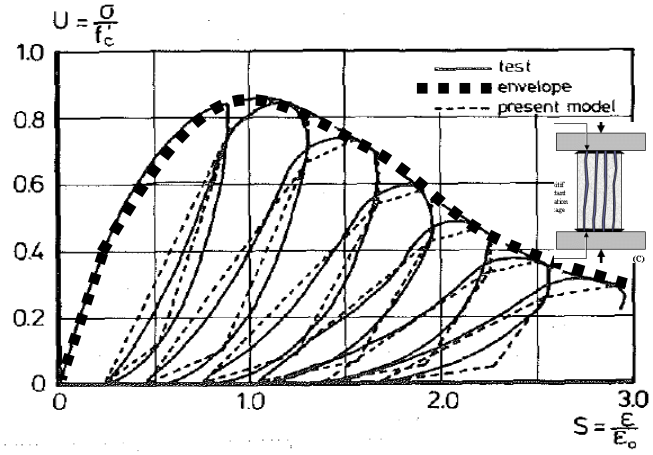


Figure 2-6 : Courbe hystérésis du béton. Adaptée de W. Reinhardt et Z. Yankelevsky (1987).

Une première portion de la courbe est linéaire jusqu'à environ 30 à 40 % de la charge maximale en compression et 60 à 80 % en traction. Le béton dans cette zone de chargement ne présente pas de fissure et la pente de la courbe est égale à son module élastique. Passé ce cap, le comportement devient non-linéaire jusqu'au pic avec l'apparition et la propagation des fissures dans la pâte de ciment et aux interfaces pâtes-granulats. Considérant que le béton a été dans un état de non-linéarité, il conservera une déformation résiduelle une fois déchargé. La figure 2-6 illustre bien ce phénomène, car les courbes de déchargement ne reviennent jamais à l'origine. Enfin, la dernière étape est la rupture par la création d'une macrofissure qui se produit lorsque la section n'a plus les capacités de reprendre les charges appliquées.

2.1.5.2 Béton armé

L'ajout des barres d'armature a pour principal objectif de reprendre les charges en traction et de limiter la propagation des fissures dans le béton. Il se crée tout de même des microfissures à la base des crénelures des barres d'armatures, mais une stabilisation des fissures dans le béton armé est observée malgré l'augmentation du nombre de cycles (Rocha & Brühwiler, 2012). Ainsi, le

contrôle de la fissuration lors d'un chargement cyclique est amélioré sans être empêché. Toutefois, puisqu'il y a deux matériaux distincts (acier et béton), une interaction existe de sorte que si l'un d'eux atteint la rupture, la structure atteint également la rupture (Tilly, 1979).

2.1.5.3 BRF

Les BRF présentent les mêmes mécanismes de rupture à la fatigue, mais les fibres viennent ponter les fissures dès leur apparition (Figure 2-7). Leur apport est similaire aux barres d'armature, mais s'applique à l'ensemble de la structure de par leur dispersion dans la matrice. Il en ressort que la courbe enveloppe est augmentée, ce qui signifie une plus grande capacité d'absorption de l'énergie fournit par les chargements cycliques (Tang, An, & Maekawa, 2014).

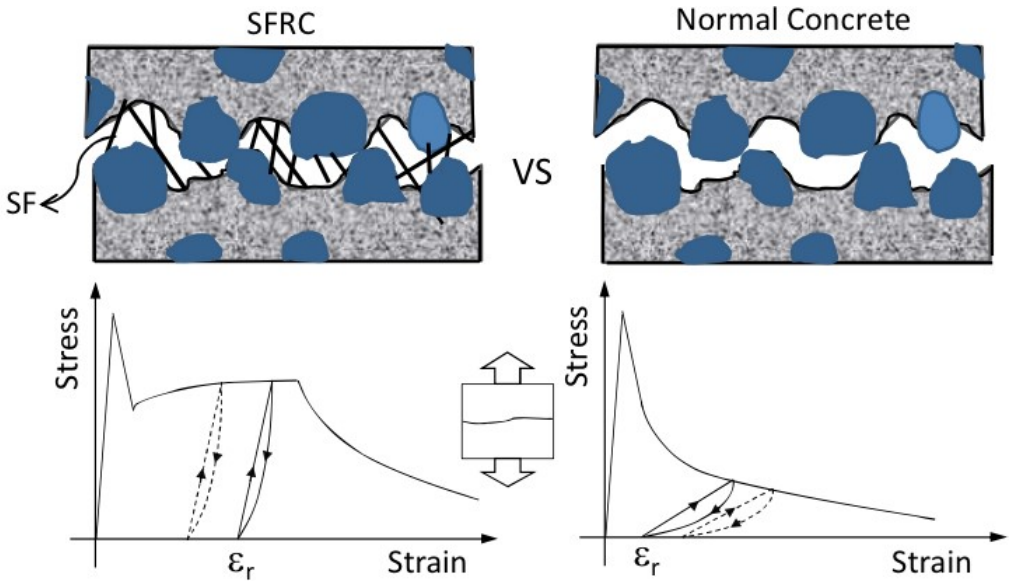


Figure 2-7: Mécanisme d'actions des fibres (Tang et al., 2014)

Concernant le comportement en traction des bétons sous un chargement cyclique, Desmettre et Charron (2013) ont démontré sur des essais de tirants dans les BRF que les ouvertures de fissures sont réduites comparées au BO pour un même niveau de contrainte et que la rigidité à l'état fissurée est aussi augmentée. Les courbes hystérésis affichées à la figure 2-7 montre bien la différence de rigidité des courbes de chargement et déchargement. Par ailleurs, ils ont observé que les ouvertures de fissures progressent moins sous l'application des cycles de chargement en traction pour les BRF.

En ce qui concerne le comportement en compression, des résultats variables sont observés. Paskova et Meyer (1997) ont observé une augmentation de la résistance à la fatigue en compression due à

l'effet de couture des fissures par les fibres. Par ailleurs, d'autres chercheurs indiquent que l'ajout de fibres introduit des zones d'imperfection dans le béton, ce qui se traduit par une diminution de la résistance à la fatigue en compression (Cachim, Figueiras, & Pereira, 2002; Grzybowski & Meyer, 1993; Russell & Graybeal, 2013).

Concernant le comportement en flexion sous chargement cycliques, les BRF présenteraient une augmentation de la charge maximale ainsi que du nombre de cycles pouvant être appliqués (Parvez & Foster, 2013; Zhang, Stang, & Li, 1999).

2.1.6 Durabilité des BRF

La durabilité peut se définir comme la capacité d'un béton à résister aux conditions environnementales qui lui sont imposées en condition de service. Dans un béton non-fissuré, l'eau et les agents agressifs y pénètrent par diffusion et absorption, tandis que l'apparition de fissures accélère grandement la pénétration de l'eau et des agents agressifs via la perméabilité.

2.1.6.1 Perméabilité

La perméabilité se définit comme l'aptitude d'un matériau à laisser passer un liquide ou une autre substance (gaz, ion, etc.) sous l'effet de gradient de pression (H. Kosmatka, Kefkhoff, C. Panarese, F. MacLeod, & J. McGrath, 2004). Ce phénomène affecte donc les structures telles que les barrages hydrauliques où la pression de l'eau est élevée sur le béton. À plus petite échelle, ce phénomène est aussi important dans les fissures du béton qui sont en contact avec l'eau. L'eau peut alors pénétrer très rapidement dans les fissures en comparaison à la vitesse de pénétration par la porosité naturelle du béton. La perméabilité est donc l'un des principaux mécanismes de transport de l'eau et des agents agressifs dans le béton en service (fissuré) et la durabilité peut ainsi être indirectement prédite par les essais de perméabilité. Les essais conventionnels de perméabilité sur béton fissuré se font en deux étapes, soit la fissuration par chargement mécanique du spécimen, puis l'analyse de la perméabilité. Toutefois, une structure en service, telle qu'un pont, subit simultanément les charges mécaniques et la pénétration de l'eau ainsi que des agents agressifs. Dans cette optique, Desmettre (2011) a développé un nouvel essai de perméabilité permettant d'évaluer la perméabilité d'un tirant sous chargement statique et cyclique. Le montage a également été repris dans le cadre des essais de Hubert (2013) et Plaguë (2016) (Figure 2-8).

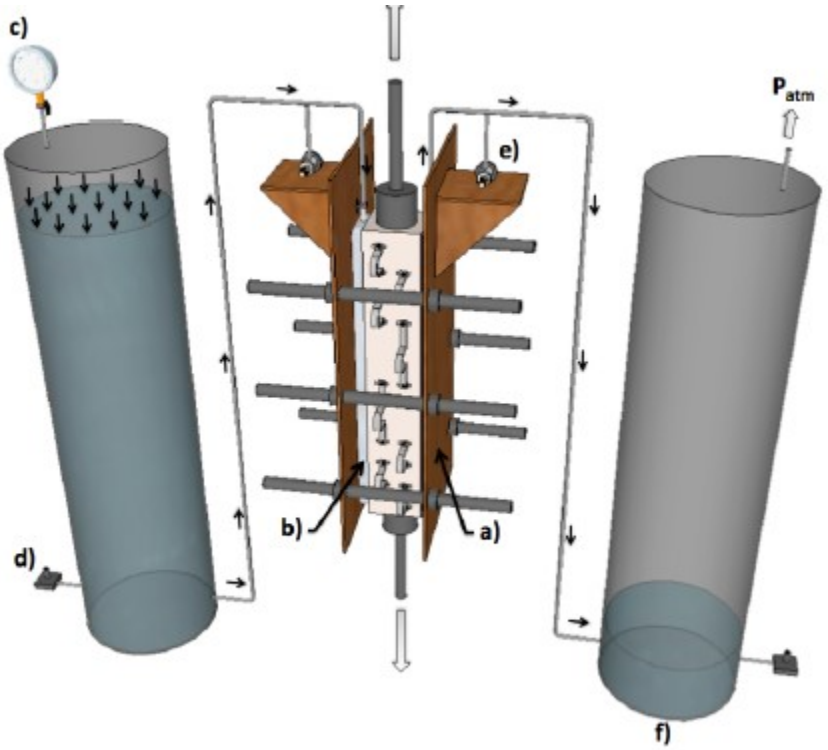


Figure 2-8 : Dispositif de chargement de perméabilité (Hubert, 2013), a) Dispositif de serrage, b) Réservoir d'eau en aluminium, c) Manomètre et cylindre d'entrée, d) Capteur de hauteur différentiel, e) Capteur de pression, f) Cylindre de sortie

Ce type d'appareil a permis de corréler les ouvertures de fissures, la contrainte dans les barres d'armature ainsi que la perméabilité, ce qui constitue une première. D'après les résultats présentés à la Figure 2-9, pour un dosage en fibres de 0,75 %, 1,5 % et 2 %, une réduction de la perméabilité de 31 %, 92 % et 99 % est respectivement observée pour un même niveau de chargement par rapport au béton armé (Hubert, 2013). Les forts taux de réduction de la perméabilité dans les BRF sont un effet direct du meilleur contrôle de la fissuration via l'ajout des fibres. En effet, pour une augmentation du taux de fibres allant de 0 % à 0,75 % puis 2 %, une réduction de l'ouverture des fissures de 2 % et 29 % est respectivement notée.

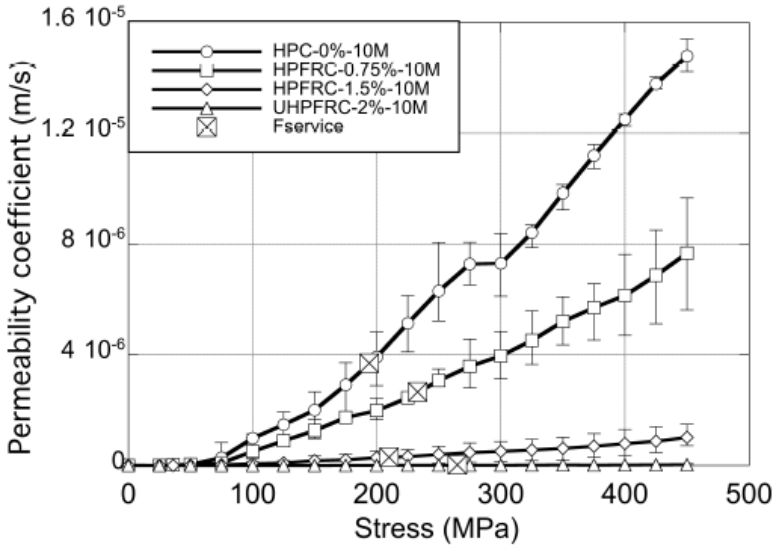


Figure 2-9 : Perméabilité en fonction du dosage de fibres (Hubert, 2013)

2.1.6.2 Pénétration des chlorures

La teneur en chlorure dans le béton est préoccupante quand il est question de structure en béton armé, car les barres d'armature en acier sont sujettes à corrosion. Dans cet optique, plusieurs chercheurs proposent de remplacer les barres en acier par des barres en matériaux composites qui ne corrodent pas (C. Berg, C. Bank, G. Oliva, & S. Russell, 2006), alors que d'autres proposent plutôt de mettre l'emphase sur l'amélioration du béton, tel que les BRF (Guo, Sun, Zhang, Wang, & Gu, 2014). Les deux méthodes permettre d'atteindre l'objectif, mais l'utilisation du BRF permet de conserver une meilleure intégrité avec des ouvertures de fissures plus petites dans les structures.

Un essai d'exposition a été effectué dans la Baie de Fundy où des prismes non fissurés de BHP et de BFUP ont été immergés dans l'eau. Le béton était en présence d'eau salée en plus de subir des cycles de mouillage-séchage et de gel-dégel (Perry et al., 2012). Tel qu'affiché à la figure 2-10, les essais de pénétration des chlorures ont montré, avec une extrapolation, qu'il faudrait environ 1 000 ans pour que le front de chlorure dans le BFUP soit équivalent à celui d'un BHP en 100 ans.

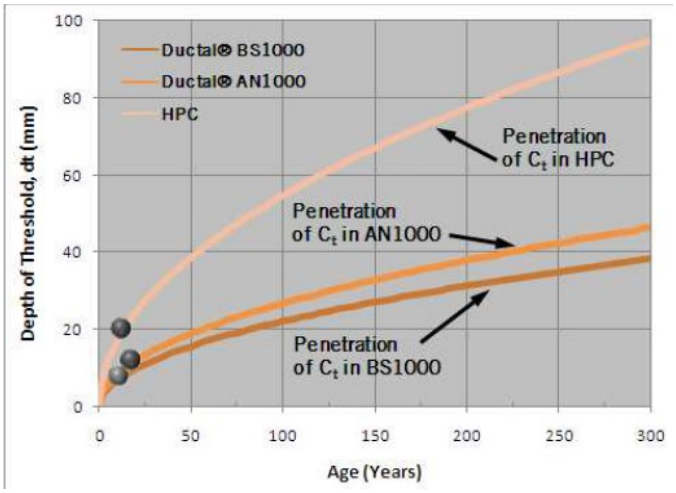


Figure 2-10 : Pénétration des ions chlorures sur des BHP et BFUP (Perry et al., 2012)

2.1.6.3 Cycle de gel-dégel

La résistance aux cycles de gel-dégel est très importante pour les infrastructures québécoises, car il y a localement de 20 à 60 cycles par année. Il existe deux situations d'exposition au gel-dégel, soit sans et avec sels de déglaçage. Dans le premier cas, des pressions hydrauliques internes se développent dans les bétons et ceci peut générer une fissuration de masse. Pour la seconde condition, la présence de sels de déglaçage à la surface crée des gradients de température et ionique favorisant des pressions hydrauliques supplémentaires causant l'écaillage de la surface du béton (Charron, 2014b). Les solutions habituelles minimisant la dégradation sont l'utilisation d'un béton avec un rapport E/C faible, l'ajout d'agent entraîneur d'air, l'application d'une cure adéquate suivie d'un séchage de quelques mois avant l'utilisation en service et le bon drainage des surfaces.

Pour les BO et BHP, il est nécessaire d'ajouter un adjuvant entraîneur d'air afin d'éviter la fissuration interne et l'écaillage. Aladdine (2009) montre que pour des bétons contenant du verre finement broyé, un rapport E/C de 0,55 avec un bon réseau de bulles d'air résiste bien aux cycles de gel-dégel, mais montre un écaillage de modéré à sévère. En réduisant le rapport E/C à 0,4, quelques spécimens ont eu un léger écaillage tandis que la majorité n'en montrait aucun.

Dans le cas d'un BFUP, le rapport E/C est très faible, ce qui rend le béton imperméable et résistant au point de ne nécessiter aucun adjuvant entraîneur d'air. Des spécimens de BFUP soumis à des cycles de gel-dégel n'ont subi aucune dégradation après 400 cycles (Russell & Graybeal, 2013).

De plus, la présence de sels à la surface du BFUP ne provoque pas d'écaillage. C'est le cas pour les spécimens de BFUP déposés dans la Baie de Fundy ayant subi un peu moins de 1 500 cycles de gel-dégel en présence de sels. Après 13 ans, ils présentaient encore des arrêtes droites tandis que les spécimens en BHP montraient de l'écaillage de surface après une saison (30 cycles).

2.1.6.4 Autocicatrisation

L'autocicatrisation peut se définir comme étant la capacité du béton à colmater les fissures de façon autonome. Elle peut s'effectuer via des grains de ciment non-hydraté qui réagissent avec l'eau pénétrant les fissures, le bouchonnement des fissures par des débris et des bactéries activées par l'entrée d'eau dans les fissures d'un béton (Desmettre, 2011). Le principal défi pour l'autocicatrisation du béton survient lors d'un chargement cyclique. En effet, les fissures sont constamment sollicitées et le dépôt de produit de colmatage est plus difficile.

L'autocicatrisation est favorisée par une température élevée, une faible pression d'eau, un béton en jeune âge, un pH élevé, un taux d'humidité élevé et la présence de fibres. Il a été démontré sur des tirants en béton armé soumis à des efforts de traction que les ouvertures des fissures réduites des BRF permettent d'obtenir une meilleure autocicatrisation, autant sous des chargements statiques que cycliques (Desmettre, 2011).

Deux phénomènes apportent un effet contraire sous chargement cyclique. L'ouverture des fissures par l'effet de fatigue fait augmenter la perméabilité, alors que l'autocicatrisation vient la diminuer. Dans le cas d'un BO soumis à un chargement cyclique, une augmentation de la perméabilité par rapport au chargement statique est notée, i.e. le potentiel d'autocicatrisation est insuffisant par rapport à l'augmentation de la perméabilité causée par l'augmentation des ouvertures de fissures. Pour un BFHP soumis à un chargement cyclique, sa perméabilité est similaire au chargement statique. Autrement dit, l'effet de l'augmentation des ouvertures fissures sur la perméabilité est compensé par l'autocicatrisation. Pour le BFUP, la plus grande quantité de ciment anhydre combinée aux microfissures présentes dans la matrice (au lieu de macrofissures) font en sorte que sa capacité d'autocicatrisation est supérieure à l'augmentation de la perméabilité causée par l'augmentation des ouvertures de fissure.

2.2 Préfabrication

Il existe communément trois méthodes de construction, soit traditionnelle, optimisée et rapide. La méthode traditionnelle laisse beaucoup de temps à l'entrepreneur en chantier (5 à 6 mois pour un pont d'étagement). Pour sa part, un projet optimisé laisse moins de temps en chantier, ce qui oblige l'entrepreneur à effectuer une période de préparation en amont afin d'accélérer la construction sur le site. Par exemple, un pont d'étagement à Sainte-Julie a été construit en 14 semaines (Aldéa, Charest, & Ruscitti, 2013). Enfin, comme son nom l'indique, la méthode rapide donne peu de temps pour la réalisation des travaux en chantier. Ainsi, les éléments structuraux sont majoritairement préfabriqués en usine puis assemblés sur le chantier. La conception doit donc tenir en compte les charges depuis la production des éléments en usine jusqu'à l'utilisation en service en passant par le transport, la mise en place et l'assemblage. Pour se faire, plusieurs charges doivent être prises en compte. Il y a tout d'abord les charges externes composées des efforts de gravité, construction, fatigue, d'impact, du verglas, vent et séisme. Il y a également les contraintes internes causées par le retrait, fluage et les déformations thermiques.

La préfabrication est une technique déjà utilisée dans divers domaines, notamment pour la construction de bâtiments. Pour les ouvrages d'arts, la préfabrication peut être utilisée pour la construction de ponts temporaires de type Bailey qui peuvent être entreposés et prêts à être assemblés en cas de besoin (Davis & Lambert, 2002). De nos jours, la préfabrication est de plus en plus intégrée à la construction de ponts courants.

Selon HNTB-Corporation (2012), si l'ensemble des éléments structuraux d'un pont étaient préfabriquées, ce dernier pourrait être construit en 17 jours au lieu de six mois. Pour sa part, un rapport de la FHWA mentionne que la démolition d'un ancien pont et la construction d'un nouveau est estimée à 30 jours en utilisant la préfabrication (Culmo, 2009).

Un autre avantage de la préfabrication est la réduction des impacts environnementaux. En effet, en transférant une partie des travaux de construction en usine, l'espace nécessaire sur le chantier est réduit. Cela s'avère particulièrement intéressant pour la réhabilitation des ouvrages en milieux urbains, car l'espace est limitée par les structures existantes à proximité ainsi que la circulation routière.

Malgré les multiples avantages de la préfabrication, cette technique demande de la planification. Il est nécessaire de prévoir le transport des éléments entre l'usine et le chantier avec toutes les contraintes au niveau de la manipulation, des voies d'accès, etc. Il peut donc être avantageux de construire une usine de production temporaire à proximité du pont, telle que réalisée lors de la réfection du tablier du pont Jacques-Cartier (Mailhot & Zaki, 2002).

Le contrôle de la qualité du béton est facilité par la préfabrication en usine. Ce contrôle est d'autant plus important pour la coulée de pièces en BRF, car l'orientation des fibres influencent la résistance à la traction et la durabilité de ce type de béton.

2.2.1 Culée

La préfabrication des culées permet une économie de temps considérable sur le site, car elles constituent la base des travaux et peuvent comporter des détails d'armature plus complexe que dans une dalle. Une technique qui est utilisée fréquemment aux États-Unis est illustrée à la Figure 2-11. La connexion se fait par l'injection d'un coulis dans les espaces réservées pour les colonnes d'acier ainsi qu'entre les sections de béton. Les principaux désavantages de cette technique sont l'utilisation de grues de grande capacité et la livraison des pièces qui peut être ardue selon la région (HNTB-Corporation, 2012).

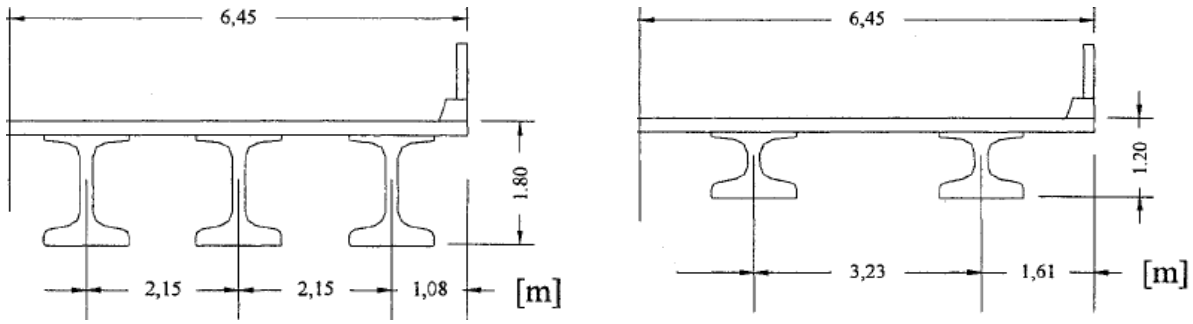
Figure 2-11 : Installation d'une pièce de culée préfabriquée (HNTB-Corporation, 2012)

2.2.2 Pile

Les piles de pont préfabriquées représentent une solution plus simple et efficace lors de la fabrication de pile dans un cours d'eau. Elles peuvent être construites en trois sections, soit la fondation, la colonne et la partie supérieure. D'après les informations présentées par Culmo (2009) ainsi que Russell et Graybeal (2013), les connexions entre les colonnes et les extrémités sont faites par précontrainte par post-tension, des coupleurs ou des chevauchement d'armature. Toutefois, l'utilisation de BFUP ne semble pas être retenue actuellement comme solution pour ce type de connexion.

2.2.3 Poutre

Les poutres en béton de type NEBT sont l'un des éléments préfabriqués les plus fréquemment utilisés dans les projets de construction de pont. Leur utilisation est bien connue, mais de nouveaux concepts de poutres en BFHP ou BFUP commencent à émerger (Braike, 2007). En considérant le comportement en traction spécifique de ces bétons dans la conception et en permettant la précontrainte partielle des poutres (fissuration permise sous les charges vives), il est possible d'optimiser les poutres et d'obtenir une réduction des quantités de béton et d'armature permettant ainsi une diminution du poids de la structure. La réduction du poids devient particulièrement intéressante pour la conception des fondations qui est fortement dépendantes du poids de la structure ainsi que pour les aspects sismiques. Dans l'optique où les conditions d'implantation en chantier limitent la hauteur des poutres, les poutres en BFUP constituent une excellente alternative, car leur hauteur peut être réduite significativement (Figure 2-12).



a) NEBT 1600 en BHP – 50 MPa b) NEBT 1000 en BFUP – 150 MPa

Figure 2-12 : Comparaison d'un pont avec des poutres NEBT en BHP et BFUP (Braike, 2007)

2.2.4 Dalle

Plusieurs travaux de recherche réalisés récemment avaient comme objectif de développer des dalles de pont préfabriquées et dans certains cas, les dalles étaient conçues en BRF. Tout d'abord, les concepts de dalles préfabriquées en BRF de Lachance (2015) ont montré une excellente performance mécanique et un très bon contrôle de la fissuration. Comparativement à la dalle en BHP, la quantité d'armature a été réduite pour les dalles en BRF, soit une réduction du poids d'armatures de 40 % pour la dalle en BFHP de 50 MPa, 55 % pour la dalle hybride (170 mm de hauteur avec du BFHP de 50 MPa avec 1 % de fibres et 30 mm avec du BFUP de 120 MPa avec 4 % de fibres) et 64 % pour la dalle en BFUP de 120 MPa avec 4 % de fibres (Figure 2-13). Également, il y a une réduction de 36 % du volume de béton pour la dalle en BFUP. Enfin, dans une analyse comparative d'une poutre et d'une dalle en BFHP en comparaison aux éléments en BHP, di Prisco, Plizzari et Vandewalle (2014) ont démontré une diminution de la quantité d'armature allant de 16 à 18 %. Ces réductions d'armature représentent un gain de temps supplémentaire lors de la fabrication de la dalle.

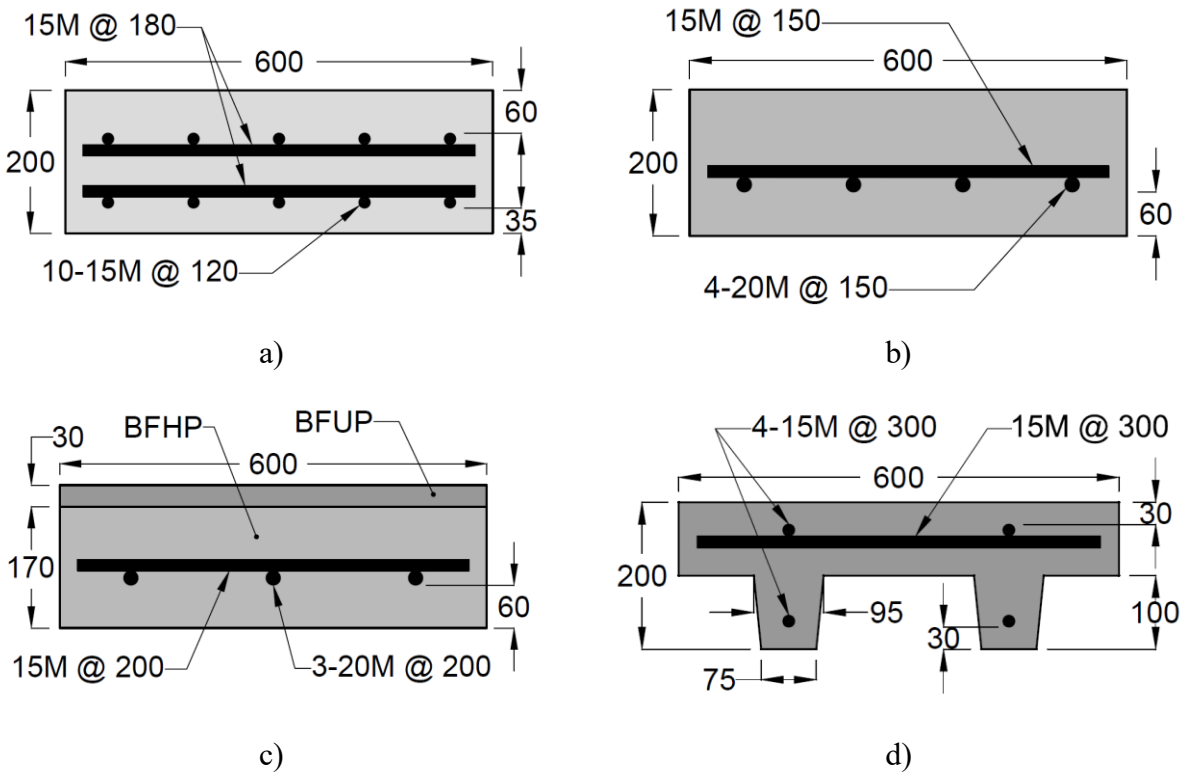


Figure 2-13 : Concepts de dalles préfabriquées en BRF de Lachance (2015), a) Dalle en BHP, b) Dalle en BFHP, c) Dalle hybride en BFHP et BFUP, d) Dalle en BFUP

Malgré les performances mécaniques du BFUP, son coût élevé limite son application. Certains chercheurs proposent donc une optimisation de son utilisation, soit en le combinant en mince couche avec un autre type de béton. Par exemple, Sritharan et al. (2012) l'ont combiné avec du BHP, tandis que Lachance (2015) l'a employé avec du BFHP. Dans l'optique de la préfabrication d'éléments hybrides, telle que la dalle hybride proposée par Lachance (2015), la fabrication en usine permet de couler plus facilement deux couches de matériaux différents.

Un des avantages de la préfabrication est la réduction de la durée des travaux, donc de la gestion de la circulation. Selon le Tableau 2-2, pour un pont de 100 m ayant quatre portées et une largeur de 13 m, une réduction de 23 jours est possible avec la préfabrication d'un tablier incluant une dalle préfabriquée en béton, des poutres en acier et des parapets préfabriqués en béton. Toutefois, en éliminant l'utilisation de post-tension dans la dalle, la réduction de la durée des travaux devient de 29 jours, soit 50 % plus rapide que la fabrication du tablier et des parapets en place (HNTB-Corporation, 2012). Cela vient considérablement réduire les effets négatifs des travaux de constructions sur les usagers de la route.

Tableau 2-2 : Durée de construction pour un pont avec un tablier coulé en place vs préfabriqué (HNTB-Corporation, 2012)

Cast-in-Place Deck		**Precast Concrete Deck System**	
Task	**Duration**	**Task**	**Duration**
Install walers and plywood deck forms between girders	12 days	Install neoprene haunch strips for each beam line	2 days
Install overhang jacks and brackets, forms, walkway and handrail	8 days	Erect precast deck panels (8 per day)	7 days
Install curb forms and screed rail	4 days	Assemble ducts and place closure pour concrete	4 days
Tie main reinforcing steel incl. vertical barrier rail reinforcing	7 days	Thread post-tensioning tendons	2 days
Assemble and adjust screed rails	2 days	Perform post-tensioning	2 days
Assemble and test deck finish machine	1 day	Grout post-tensioning duct	1 day
Place deck concrete and curing system	1 day	Grout shear pockets and girder haunch	2 days
Wet curing period	7 days	Install precast concrete barrier rail sections	5 days
Strip deck forming	7 days	Place high-density concrete overlay	3 days
Underdeck patching	2 days	Wet curing period	3 days
Slipform barrier	3 days	Install strip seal expansion joint gland	3 days
Install strip seal expansion joint	3 days		
TOTAL TIME	**57 days**	**TOTAL TIME**	**34 days**

Bien qu'avantageux sur le gain de temps, les dalles préfabriquées exigent une conception qui doit prendre en compte plusieurs aspects. Tout d'abord, elles doivent, au même titre que les dalles coulées en place, rencontrer les exigences mécaniques et de durabilité des codes durant la construction du pont, en service et à l'ultime. Toutefois, les dalles préfabriquées doivent être conçues également pour la manutention en usine, le transport par camion et la mise en place à l'aide de grues.

La conception des dalles doit aussi être réalisée conjointement avec celle des joints de connexion, car les armatures de la dalle sont prolongées dans le joint de connexion. Advenant le cas que la quantité de barre d'armature de la dalle n'est pas suffisante pour les efforts dans le joint de connexion, une augmentation du nombre de barres d'armature devra être faite localement. Il faudra alors une longueur d'ancrage et une disposition adéquate pour ces barres d'armature afin de garantir la résistance mécanique et la durabilité du joint de connexion et de la dalle. Cette situation pourrait survenir pour les concepts de dalles préfabriquées en BRF développés par Lachance (2015). Ayant réduit la quantité de barres d'armature pour les disposer au tiers inférieure de la dalle, la résistance du joint de connexion ne serait peut-être pas suffisante pour un joint de connexion longitudinal par-dessus une poutre ou un joint de connexion transversal par-dessus une pile de pont où le moment négatif est maximal.

Un concept de dalle nervurée en BFHP de 50 MPa de résistance en compression a aussi été développé par Bergeron (2013). Dans ce cas, l'armature a été complètement remplacée par de la précontrainte par prétension dans les dalles. La conception a permis d'atteindre une résistance mécanique supérieure au code des ponts CSA S6-14 tout en réduisant le poids de la dalle de 30 à 50 %. Dans ce cas, les dalles sont connectées seulement par de la précontrainte par post-tension, ce qui peut complexifier la réhabilitation de la structure.

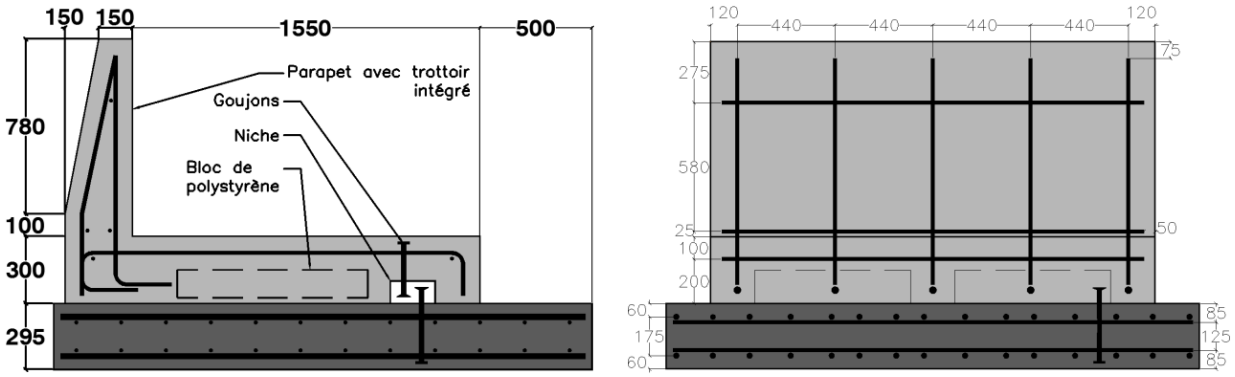
Plusieurs exemples de pont avec dalles préfabriquées en BHP ont été réalisés en Amérique du Nord. Le pont Mackenzie est un exemple récent de tablier de pont construit avec des sections de dalles préfabriquées et reliées en chantier par un joint de connexion en BFUP (Perry et al., 2012). Le pont, d'une longueur de 180 m répartie en trois portées comporte deux voies. Il y avait un total de 130 dalles préfabriquées à poser et 175 m^3 de BFUP à couler dans les joints et parapets. Un total de 10 jours a été nécessaire à une équipe de 18 hommes avec deux malaxeurs pour couler les joints.

Il est à noter que la main d'œuvre pour ce type de travail ne demande aucune spécialisation, sauf pour la préparation du BFUP (Sritharan et al., 2012).

Le pont Whiteman Creek Bridge d'une longueur de 40 m avec deux voies a été reconstruit en sept semaines, comparativement à quatre à six mois pour un projet conventionnel (Young & Boparai, 2013). Le coût d'accélération des travaux par la préfabrication a été de 258 000 $, soit 14 % du coût total. Le coût de reconstruction pour la solution préfabriquée a été de 3 245 $/m^2 versus 2 800 $/m^2 pour un pont construit en place. Ces coûts excluent la gestion de la circulation. Concernant la coulée des joints de connexion en BFUP, il a fallu deux jours à cinq travailleurs pour effectuer le travail suivi de quatre jours de cure. Enfin, d'après Perry, Dykstra, Murray et Rajlic (2010), il est possible d'ouvrir un pont après seulement trois jours de cure pour le BFUP. Ce dernier doit avoir atteint au moins 100 MPa.

2.2.5 Parapet

La préfabrication des parapets de pont peut être employée aussi bien lors d'une construction neuve qu'un remplacement. D'après une étude réalisée par Charron, Damry, Desmettre et Massicotte (2013), pour un pont de 30 m de longueur, seulement quatre jours seraient nécessaires pour installer les parapets préfabriqués, tandis que la durée des travaux s'élève à 18 jours lorsqu'ils sont coulés en place. De plus, l'utilisation des BRF comme matériaux augmente la durée de vie de cet élément. Également, la préfabrication permet d'éliminer la fissuration de retrait empêché qui apparait au jeune âge due à la condition de retrait sévère des parapets coulés en place sur une dalle rigide. Enfin, une réduction de la quantité de béton et d'armature a été obtenue pour des parapets en BFHP et BFUP présentant une résistance équivalente au parapet en BHP a été observée dans le projet de Thiaw (2014) (Figure 2-14). Des parapets de pont ont été développés avec un trottoir intégré permettant de réduire de 58 à 75 % la quantité d'armature et de 32 à 37 % la quantité de béton respectivement pour les parapets en BFHP et BFUP. Des résultats similaires ont été obtenus par Charron, Namy, Duchesneau et Massicotte (2014) avec un parapet préfabriqué en BFHP.



a) b)

Figure 2-14 : Vues en coupe du parapet en BFHP (Thiaw, 2014)

2.3 Joint de connexion

L'utilisation d'éléments préfabriqués nécessite le recours aux joints de connexion une fois les pièces positionnées en chantier. Le système ainsi connecté doit offrir un comportement similaire à celui d'un élément coulé en place et ne doit pas être le point faible de la structure. La conception des joints de connexion doit viser la résistance, la ductilité, la constructibilité et la durabilité.

Les connexions peuvent être employées dans plusieurs domaines. Par exemple, une application a été développée pour une connexion en BFUP poutre-colonne d'un bâtiment, tel qu'illustré à la Figure 2-15 (Maya & Albajar, 2012). Les résultats obtenus montrent que le comportement du système préfabriqué avec une longueur de chevauchement de 15 d_b était similaire en résistance et ductilité au comportement d'un système conventionnel coulé en place tout en ayant une disposition d'ancrage plus simple. Il a aussi été montré que la longueur de chevauchement de 10 d_b engendre une rupture fragile comparativement à la longueur de chevauchement de 15 d_b qui est causée par la courte longueur de chevauchement des barres d'armature. Maya, Zanuy, Albajar, Lopez et Portabelle (2013) ont ensuite testé un système de connexion pour des poutres. Une longueur de chevauchement supérieure ou égale à 15 d_b a permis de créer un joint de connexion où la rupture était ductile.

Figure 2-15 : Connexion en BFUP entre une poutre et une colonne de bâtiment (Maya & Albajar, 2012)

L'utilisation de dalles préfabriquées a déjà été employée dans divers projets, tels que la réfection du tablier du Pont Jacques-Cartier (Mailhot & Zaki, 2002). Or, les joints de connexion en BHP, ont une largeur de 600 à 700 mm avec des détails d'armature complexes. Ces caractéristiques découlent des longueurs de chevauchement et d'ancrage élevées dans un BHP. Il est aussi parfois nécessaire d'ajouter de la précontrainte par post-tension, ce qui demande de la main d'œuvre plus spécialisée et allonge le temps de travail en chantier. Également, s'il y a une perte de précontrainte, l'eau et les agents agressifs pénètreront dans le joint (Perry et al., 2010).

Récemment, plusieurs projets de construction de dalle de pont ont utilisé le BFUP comme matériau de connexion (Perry et al., 2010; Perry et al., 2012; Perry & Weiss, 2009; Young & Boparai, 2013). Ils font ressortir plusieurs avantages procurés par le BFUP qui seront discutés dans la section 2.3.4. Bien que le matériau de connexion ait une grande influence, Sritharan et al. (2012) note que la qualité de l'interface entre le béton des dalles et celui du joint de connexion influence également la résistance du joint de connexion. Plus la profondeur de la texture augmente sur la dalle, plus l'adhérence entre le joint et la dalle sera bonne. Les différents types d'interface seront traités à la section 3.2.3.

2.3.1 Types de connexion

Pour une dalle de pont, il existe principalement trois types de connexion, soit les niches ainsi que les joints longitudinaux et transversaux (Figure 2-16).

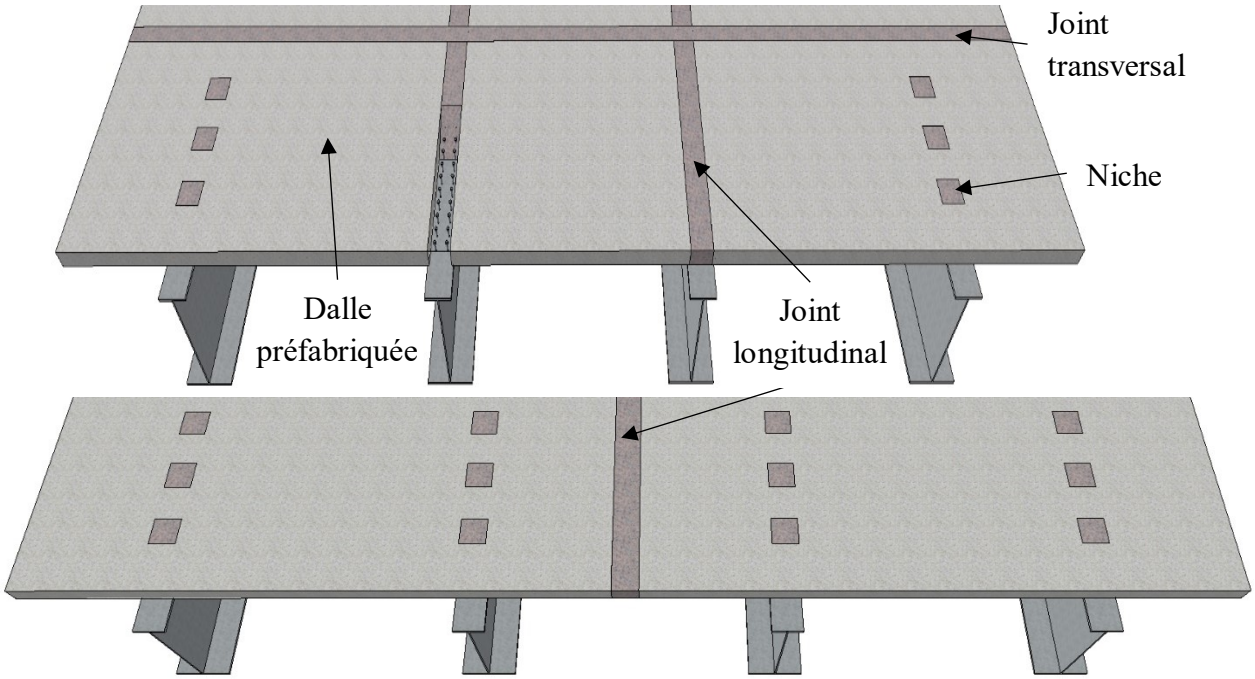


Figure 2-16 : Pont à dalles préfabriquées sur poutres avec joint de connexion

2.3.1.1 Niches

Les niches servent à lier la dalle aux poutres du pont en reprenant les efforts de cisaillement longitudinal via les goujons ou systèmes d'ancrage. Pour cette option, les goujons sont concentrés dans les niches (Figure 2-17).

Figure 2-17 : Niches et joint transversal (Doiron, 2012)

Cette situation laisse toutefois moins de tolérance en chantier qu'un joint continu. Une solution intermédiaire consiste à avoir des niches interreliées avec un joint longitudinal continu dans la section inférieure de la dalle (Figure 2-18). La flexion et le cisaillement sont alors repris par ce joint. Une attention doit être portée dans la conception et la préfabrication afin d'éviter tout conflit dans le positionnement des barres et des goujons. Également, il est impossible de voir s'il y a des vides de compactage dans ce type de joint de connexion.

Figure 2-18 : Joint longitudinal continu sous la dalle à remplir par une niche (Graybeal, 2014)

2.3.1.2 Joint longitudinal

Les joints longitudinaux peuvent se situer à différents endroits selon la conception, mais sont tous orientés parallèlement à la circulation routière. Dans le cas où il est construit par-dessus une poutre (Figure 2-16), le moment négatif transversal est maximal. Le joint longitudinal en travée peut se retrouver dans deux contextes. Le premier étant lorsque la dalle est remplacée d'un côté de la circulation pendant que l'autre demeure en service et vice-versa par la suite. La connexion finale exige un joint de connexion longitudinal (Figure 2-16). Le deuxième contexte est lorsque des poutres en forme de PI sont utilisées comme pour le pont Buchanan County en Iowa, un joint longitudinal est requis. Ici, une connexion en forme de losange a été conçue pour le transfert du cisaillement (Figure 2-19) (Perry, 2011).

Bergeron (2013) a testé un joint de type « mâle-femelle » avec post-tension et un joint en forme de losange coulé en place sans post-tension pour une dalle nervurée et a conclu qu'il était préférable d'utiliser le joint sans post-tension, car il offre une résistance similaire et permet d'éviter l'étape de la post-tension. De son côté, Faggio (2014), a conçu un joint de connexion rectangulaire de 200 mm de largeur avec un chevauchement de 150 mm (10 d_b), une interface bouchardée et une forme droite. Elle a montré que l'application d'un million de cycles de chargement et déchargement sur un système de dalles préfabriquées avec un joint de connexion longitudinal en travée n'affecte pas l'intégrité structurale du système, soit sa résistance et sa ductilité (Figure 2-20).

Figure 2-19 : Poutre en forme de PI avec joint de connexion longitudinal en forme de losange (HNTB-Corporation, 2012)

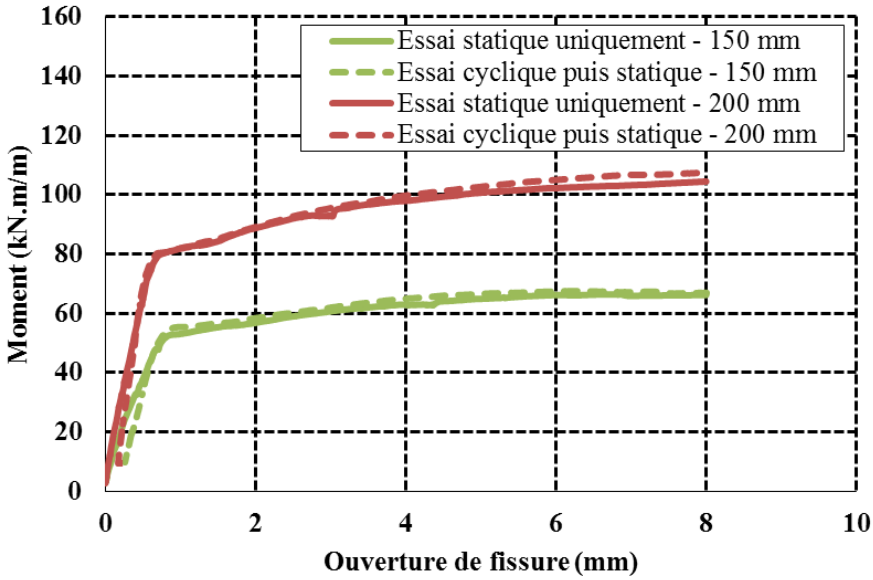


Figure 2-20 : Influence du chargement statique sur le comportement d'une dalle avec joint longitudinal (Faggio, 2014)

2.3.1.3 Joint transversal

Ce type de joint est orienté à 90º par rapport au sens de la circulation (Figure 2-16). Afin d'éviter l'installation d'un coffrage en chantier pour la coulée du joint, plusieurs conception incluent une prolongation de la partie inférieure des dalles afin de fermer le joint comme le montre la Figure 2-21. Cette forme fermée du joint peut également être utilisée lors de la construction de joints longitudinaux qui se situent entre deux poutres.

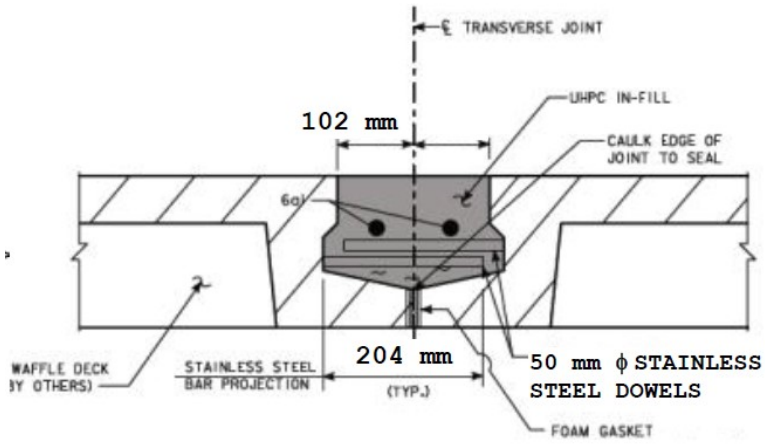


Figure 2-21 : Joint transversal avec une forme fermée (Sritharan et al., 2012)

Il existe un second type de joint transversal, soit celui situé au-dessus d'une pile de pont (Figure 2-22) et servant dans un système de tablier continue. Le joint de connexion doit alors résister à un moment négatif plus important. Dans ce contexte, Hartwell (2011) a déterminé que l'installation de précontrainte par post-tension était nécessaire pour une conception de joint de connexion avec des armatures en « U » ayant un chevauchement de 27 d_b pour le pont modèle utilisé dans le projet « SHRP 2 ABC ». En effet, sous l'application d'un chargement statique, il a noté une ouverture de l'interface ainsi qu'une initiation du déchaussement des barres d'armature avant l'atteinte de la charge de service. De plus, une fissure traversant la dalle en BHP se situait à proximité du joint.

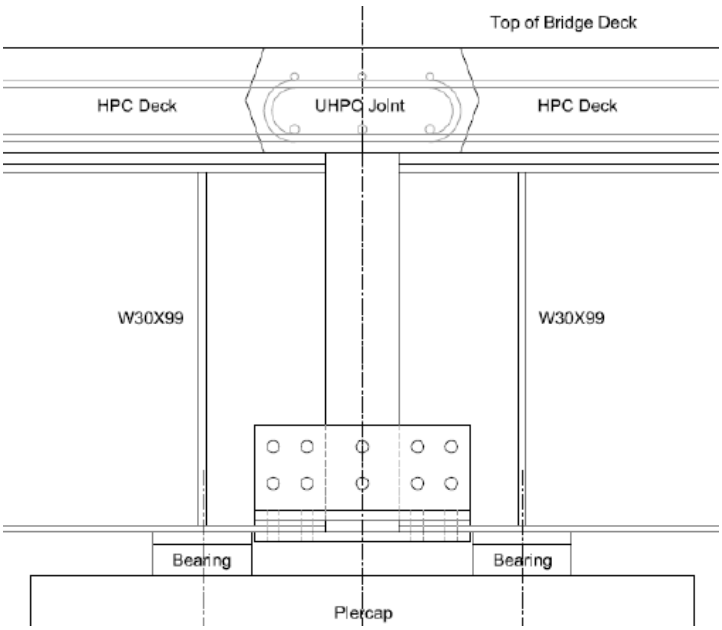


Figure 2-22 : Joint transversal au-dessus d'une pile (Hartwell, 2011)

Graybeal (2010) a testé des systèmes de dalles avec joint longitudinal et transversal sous chargement cyclique. La fréquence des cycles étaient de 6 Hz avant la fissuration, ce qui est supérieure à la limite citée à la section 2.1.5. Après la fissuration, la fréquence a été réduite à 3 Hz. Les dalles dont le chevauchement était avec barres droites, avaient une longueur de chevauchement de 9,4 d_b. Les résultats montrent qu'aucune ouverture du joint de connexion ni fissuration critique était présente au niveau du joint de connexion après neuf millions de cycles de chargement et déchargement. De plus, il a noté que le comportement d'une dalle avec un joint équivaut ou surpasse le comportement d'une dalle monolithique. Aussi, il n'y avait aucun signe d'infiltration d'eau par les interfaces des joints durant les chargements cycliques. Sous chargement statique, les dalles préfabriquées avec joint de connexion transversal ont montré une phase linéaire élastique, suivi de l'initiation et propagation des fissures dans le spécimen jusqu'à l'atteinte du plateau plastique des barres d'armature. Enfin, le spécimen se rompt en flexion avec l'atteinte de la résistance à la compression du BHP de la dalle (Figure 2-23). Quant aux dalles avec joint de connexion longitudinal, une rupture par poinçonnement autour de la plaque de chargement a engendré la rupture. L'interface dalle-joint n'affichait que des ouvertures d'interface mineures.

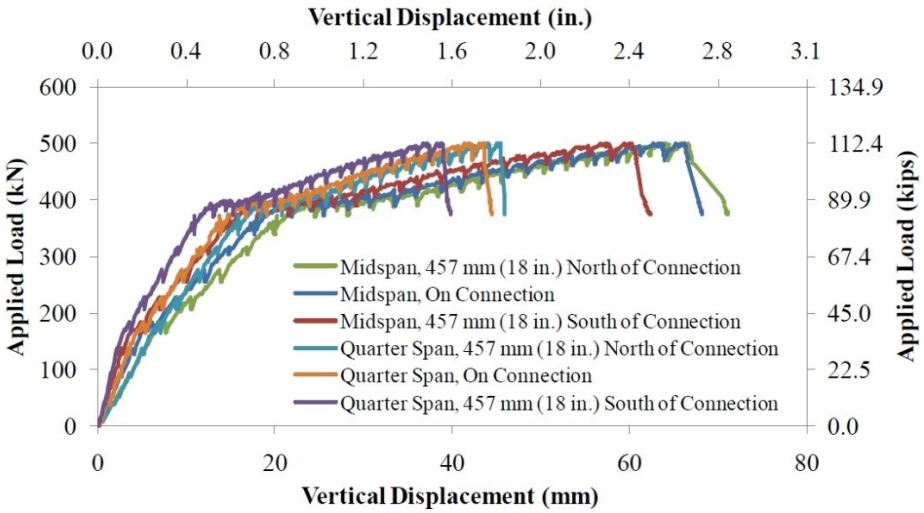


Figure 2-23 : Dalle en BHP avec joint de connexion transversal en BFUP sous chargement statique (Graybeal, 2010)

Pour sa part, Sritharan et al. (2012) ont obtenu quelques microfissures dans le joint transversal lors de l'application d'une charge de service. Cette microfissuration est demeurée stable après un million de cycles de chargement et déchargement. Dans le cas du chargement statique, l'essai a été arrêté à un niveau de charge représentant environ trois à quatre fois la charge limite d'un essieu de camion. Des fissures de flexion étaient visibles et les essais ont été arrêtés à cause de fissures trop importantes dans la poutre tandis que le joint transversal n'avait pas atteint sa résistance maximale.

2.3.2 Paramètres de conception

La conception d'un joint de connexion se fait via plusieurs paramètres, dont la forme du joint de connexion, la qualité de l'interface entre la dalle et le joint de connexion, la longueur de chevauchement des barres d'armature et l'espacement de ces dernières.

2.3.2.1 Forme du joint de connexion

La forme du joint de connexion varie en fonction du besoin. Tout d'abord, le joint sera ouvert lorsqu'il est par-dessus une poutre afin de permettre la connexion avec la poutre via les goujons (Figure 2-24c). Ce joint ouvert peut également être employé entre deux poutres, mais nécessitera l'utilisation d'un coffrage en chantier pour la coulée du BFUP (Figure 2-24a). Afin d'éviter l'utilisation d'un coffrage, les dalles peuvent être prolongées dans leur section inférieure créant

ainsi la forme fermée (Figure 2-24b et d). Cette forme procure un gain de temps, puisqu'elle nécessite seulement la pose d'un élastomère entre les deux sections inférieures de dalles.

La forme du joint doit également permettre d'obtenir un bon enrobage des barres d'armature et favoriser le passage des fibres. Par exemple, l'espace sous la barre d'armature inférieure des Figure 2-24b et d pourrait ne pas permettre aux fibres de bien s'insérer. Le prolongement de la partie inférieure des dalles doit également permettre le passage des fibres et/ou des granulats selon le matériau utilisé dans la dalle.

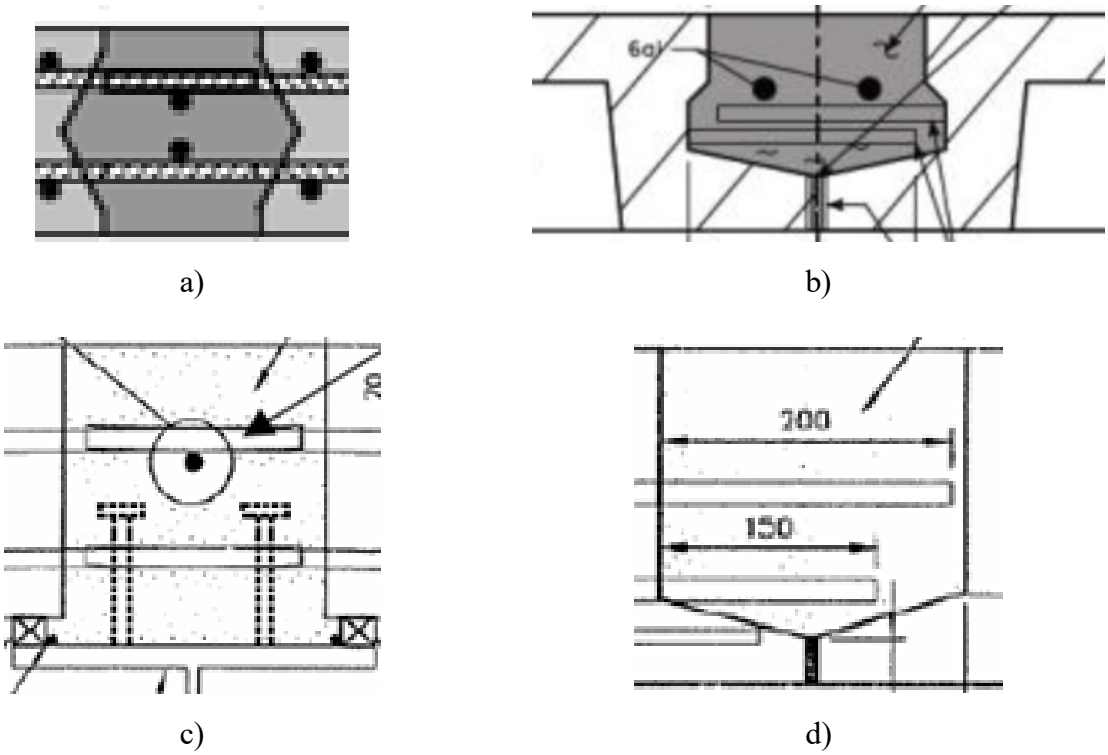


Figure 2-24 : Forme de joint de connexion, a) Losange ouvert (Graybeal, 2010), b) Losange fermé (Doiron, 2012), c) Droit ouvert (Perry & Weiss, 2009), d) Droit fermé (Perry & Weiss, 2009)

2.3.2.2 Qualité de l'interface

La qualité d'interface permet de favoriser une meilleure liaison entre le béton du joint de connexion et la dalle. Il existe principalement quatre qualités d'interface, soit, en ordre de la moins résistante à la plus résistance, coffrage (plat), bouchardé (légèrement martelé), au jet de sable et granulats exposés (Faggio, 2014; Graybeal, 2014). Le premier type ne demande aucun travail et est obtenu

en enlevant le coffrage tout simplement. Le deuxième type est obtenu en martelant légèrement la surface afin de fournir une légère rugosité. Une microfissuration de surface peut apparaître due à l'impact. Le troisième type est obtenu à l'aide d'un jet de sable à haute vélocité qui permet de retirer la pâte à la surface. Toutefois, l'impact peut user les granulats et créer une légère microfissuration à la surface. Dans le cas des BRF, les fibres exposées à la surface seraient également usées, donc moins performantes. Le quatrième type est obtenu en apposant un retardateur de prise sur la surface du coffrage. La prise du béton qui est en contact avec cette surface sera retardée. Ainsi, le lendemain de la coulée, lors du décoffrage, la pâte à la surface pourra être retirée avec un jet d'eau à haute pression de façon à exposer les granulats. Cette dernière permet d'obtenir une meilleure rugosité tout en étant simple d'exécution.

Lessard (2009) a testé différente forme d'interface, soit truellée, nervurée et granulats exposés. Globalement, les propriétés de l'interface ont été plus élevées pour l'interface à granulats exposés comparativement aux autres types d'interface. L'interface à granulats exposés a offert de meilleurs résultats sur un substrat composé de BFHP ou de BHP comparativement à celui en BFUP dû à sa grande quantité de superplastifiant. La période d'attente avant d'appliquer l'eau à haute pression sur le BFUP devra être optimisé afin d'obtenir un bon résultat. Également, puisque la matrice du BFUP ne contient pas de granulat, la rugosité n'est pas du tout équivalente aux autres matériaux. Sa grande quantité de fibres pourrait toutefois lui procurer un avantage dans la liaison entre les deux bétons. Des modélisation numériques ont également été réalisées dans ATENA (Cervenka Consulting, 2014) afin de déterminer les paramètres d'interface. Les résultats du granulats exposés avec le BHP comme substrat ont été repris dans les essais de Duchesneau, Charron et Massicotte (2011).

2.3.2.3 Longueur de chevauchement

L'arrachement des barres d'armature est un paramètre important dans la conception des joints de connexion. Au niveau de la mécanique du béton armé, il existe plusieurs théories expliquant l'adhérence entre le béton et les barres d'armature, soit l'adhésion, le frottement et la butée.

Tout d'abord, la compacité du béton influence principalement l'adhésion. Plus le fuseau granulaire est bien réparti et contient des éléments fins, tels que de la fumée de silice, meilleure sera l'interface entre la pâte et les barres d'armature (Banson, 2013). Ensuite, le frottement se produit lorsque la barre est sollicitée et crée une contrainte de cisaillement. Enfin, les crénelures des barres procurent

un effet de butée (Figure 2-25), ce qui augmente leur adhérence (Massicotte, 2011). Les crénelures des barres d'armature transmettent au béton un effort de traction, ce qui peut engendrer des fissures. C'est donc dire qu'un béton avec une résistance à la traction supérieure, par exemple le BFUP, offrira un meilleur comportement à l'arrachement des barres d'armature et retardera l'apparition des fissures en service et à la rupture. Par exemple, des essais d'arrachement d'une barre noyée dans un bloc de BFUP-2 % ont démontré que pour les barres 10M, 15M et 20M, une longueur d'ancrage respective de 75 mm (7,5 d_b), 100 mm (6,67 d_b) et 125 mm (6,25 d_b) est suffisante pour développer la pleine capacité de la barre (HNTB-Corporation, 2012). La technique employée pour réaliser ces tests fait en sorte que le béton est retenu, ce qui augmente sa résistance et fournit un meilleur ancrage à la barre d'armature. Les longueurs d'ancrage peuvent donc être plus courtes.

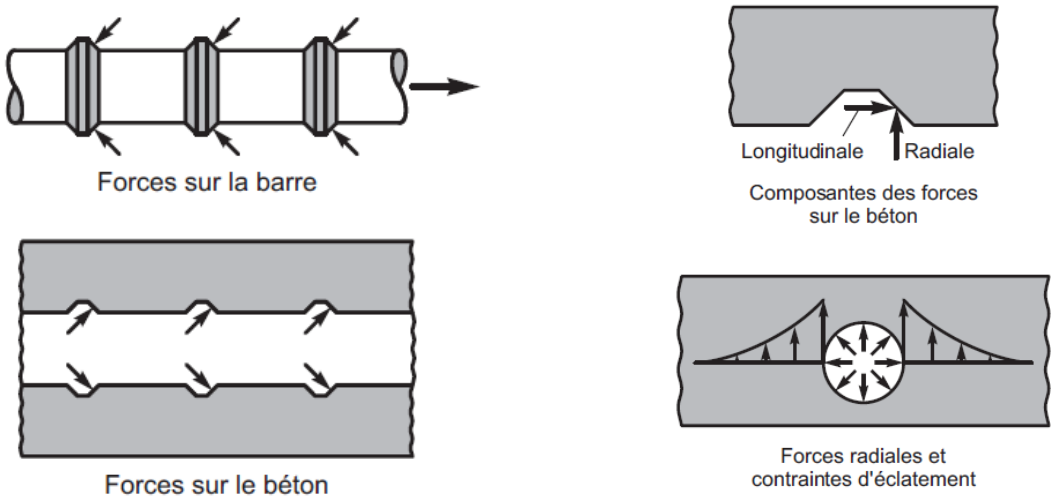


Figure 2-25 : Interaction des barres crénelées avec le béton (Massicotte, 2011)

La première forme de rupture observable est la rupture par fendage du béton d'enrobage qui est fonction de plusieurs paramètres de conception dont le recouvrement, l'espacement des barres d'armature et les étriers. L'effort de traction générée par les crénelures créera des fissures lorsque la contrainte sera supérieure à la résistance en traction du béton. Ces fissures se propagent depuis les barres d'armature jusqu'à la surface de la structure (Lagier, 2016). Dans l'optique où tous les paramètres de conception permettent d'éviter la rupture par fendage, la rupture par arrachement pourra survenir. Dans le cas d'une rupture par arrachement, elle se produit lorsque l'adhérence est insuffisante pour les barres d'armature noyées dans le béton.

Lorsque le détail d'armature l'exige (jonction d'éléments préfabriqués ou autres), un chevauchement de barres d'armatures peut être créé afin de transférer les efforts d'une barre à une autre. Dans le cas d'un chevauchement en traction (Figure 2-26) retrouvé dans un joint de connexion, une zone de bielles comprimées est créée entre les barres et une zone de traction à l'extérieur de ces dernières (Banson, 2013; Massicotte, 2011). Une fois de plus, la qualité du béton d'enrobage influencera la résistance et la longueur de chevauchement permettant le plein développement des barres d'armature. L'augmentation de la résistance à la traction et à la compression permet de reprendre davantage les efforts générés par le chevauchement. Également, l'optimisation granulaire de la matrice, tel que dans les BFUP, favorise un meilleur enrobage des barres d'armature et donc, de la résistance à l'arrachement. Graybeal (2014) propose une longueur de chevauchement de 8 d_b dans un BFUP de 2 % de fibres.

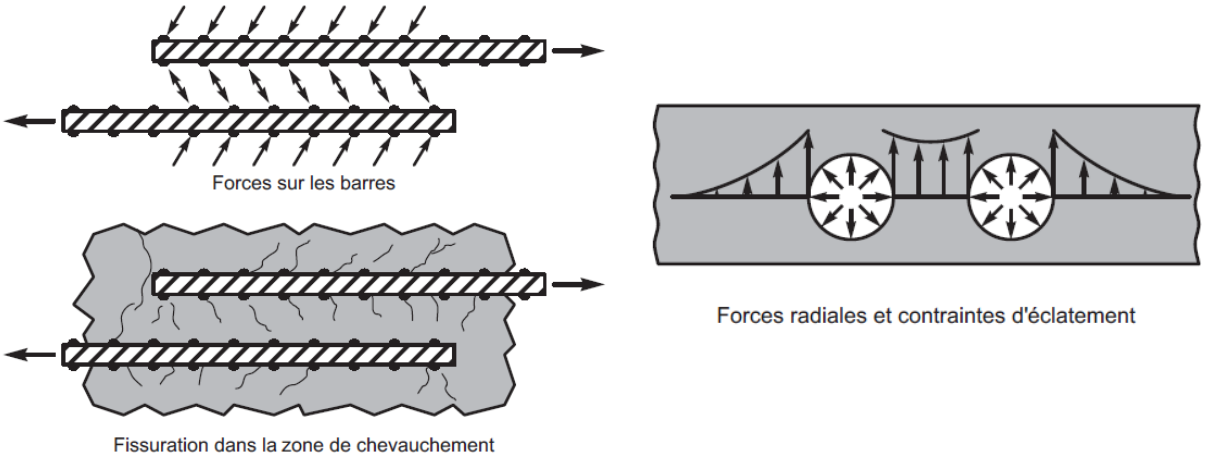


Figure 2-26 : Interaction d'un chevauchement de barres crénelées avec le béton (Massicotte, 2011)

2.3.2.4 Espacement des barres d'armature

L'espacement des barres d'armature contribue également au transfert des efforts entre ces dernières. Graybeal (2014) recommande d'avoir un espacement minimal de 1,5 la longueur des fibres afin de leur permettre de bien s'insérer entre les barres d'armature. Il recommande également que l'espacement maximal ne dépasse par la longueur de chevauchement. Enfin, l'espacement maximal ne peut être supérieur au demi-espacement des barres d'armature des dalles.

2.3.3 Retrait restreint

Un béton utilisé dans un joint de connexion subit son retrait de façon restreinte, puisque les dalles l'entourant sont rigides. Cette condition génère des efforts de traction qui peuvent causer de la fissuration dans le matériau ou à l'interface de la dalle et du joint de connexion si les efforts sont supérieurs à la résistance en traction du matériau ou de l'interface.

Dans un joint de connexion en béton armé, la quantité d'eau élevée et la largeur du joint (600 à 700 mm) favorise le retrait de séchage. De plus, la résistance à la traction du béton armé est faible, ce qui favorise l'apparition des fissures de retrait. Dans les joints de connexion en BFUP, c'est davantage le retrait endogène qui prime dû à la diminution du rapport E/L (Charron, 2014a). Toutefois, l'avantage du BFUP est sa résistance élevée en traction et sa phase écrouissante qui lui permettent de se déformer et de mieux résister aux efforts générés par le retrait restreint.

Afin de réduire les risques de fissuration du matériau où de l'interface, plusieurs solutions peuvent être apportées. Tout d'abord, au niveau du matériau, une cure adéquate permet de maintenir les pores saturés et éviter des pressions capillaires trop élevées, l'utilisation d'ajout cimentaire peu réactif permet de limiter également le retrait et l'utilisation d'un agent réducteur de retrait permet de réduire considérablement le retrait (Charron, 2014a). Sur ce dernier point, Lacroix-Sauvageau, Androuët et Charron (2009) ont obtenu une réduction allant de 25 à 44 % du retrait total du BFUP en utilisant de fort dosage d'un agent réducteur de retrait. Toutefois, une réduction de 13 à 17 % de la résistance à la compression a été notée. Il suggère donc un dosage plus faible afin de ne pas trop affecter la résistance à la compression du BFUP. Quant au niveau du joint de connexion, une meilleure qualité d'interface entre la dalle et le joint de connexion (résistance à la traction plus élevée) permet une liaison plus forte entre le béton de la dalle et celui du joint de connexion. La fissuration de l'interface dalle-joint pourrait donc être retardée, voir éliminée. Également, la présence de barre d'armature permet de reprendre également une partie des efforts de traction alors que la forme du joint peut contribuer également à la réduction du retrait. Un joint avec des ailes sur la face supérieure permet de mettre en charge progressivement le BFUP et une première approche a été réalisée dans le cadre des essais de Tremblay (2016).

2.3.4 Avantages

2.3.4.1 Simplification du détail d'armature et réduction de la largeur du joint

De part un meilleur comportement en traction et un meilleur contrôle de la fissuration, les BRF permettent d'augmenter la résistance à l'arrachement et au fendage des zones de chevauchement. Le dosage en fibres vient donc influencer très significativement la longueur de chevauchement minimal. Lagier, Massicotte et Charron (2015) ont obtenu pour des armatures 25M et 35M (f_y = 400 MPa) avec un recouvrement de 1,2 d_b qu'une longueur de chevauchement de 12 d_b était nécessaire avec un BFUP-4%, 14 d_b avec un BFUP-2% et 20 d_b avec un BFUP-1%. Des résultats similaires ont été obtenus lors d'essais d'arrachement de barres sur des poutres en flexion avec un BFUP-3%, soit une longueur de chevauchement de 12 d_b et 18 d_b pour des armatures 25M et 35M respectivement (Dagenais & Massicotte, 2014). À titre comparatif, l'ACI 318-08 et le Model Code 2010 recommandent respectivement des longueurs de chevauchement pour un béton ordinaire (35 MPa) non confiné de 53 d_b et 33 d_b pour une armature 25M ainsi que 53 d_b et 37 d_b pour une armature 35M.

Dans le cas des barres 15M, la longueur de chevauchement peut être réduite à 10 d_b dans un BFUP-2 % (Graybeal, 2014), ce qui fait en sorte que la largeur du joint peut être diminuée à environ 200 mm. La quantité de BFUP utilisée est donc réduite au maximum, ce qui minimise les effets du retrait (HNTB-Corporation, 2012). Également, les armatures plus courtes facilitent le transport des dalles (Doiron, 2012).

Toujours en lien avec les propriétés exceptionnelles du BFUP, la précontrainte par post-tension a pu être éliminée dans la majorité des joints en BFUP et l'armature présentent dans le joint a pu être réduite et simplifiée. Par exemple, certaines dalles testées par Graybeal (2010) qui étaient en BHP comportaient deux lits d'armature avec des barres droites dans le joint. Il en est de même pour les dalles des ponts construits en Ontario (Perry et al., 2012; Perry, Scalzo, & Weiss, 2007; Sritharan et al., 2012; Young & Boparai, 2013). Afin d'éviter la corrosion des barres d'armatures, les concepteurs Ontariens ont optés pour la pose de barres d'armature composites sur le lit supérieur, toujours avec les barres droites dans le joint de connexion. Parfois, une barre était ajoutée en chantier le long du joint de connexion. Dans ces exemples, il subsiste toujours une certaines congestion d'armature dans les joints en BFUP (Figure 2-27).

Figure 2-27 : Intersection d'un joint transversal et longitudinal (Perry et al., 2007)

Les nouvelles dalles de ponts préfabriquées en BRF permettent de réduire significativement l'armature longitudinale et transversale tout en les disposant sur un seul lit situé au tiers inférieur de la dalle (Lachance, 2015). La congestion des armatures dans le joint de connexion est donc considérablement réduite. Une étude réalisée à l'École Polytechnique de Montréal a montré que l'interruption des barres d'armatures du moment positif dans le joint de connexion longitudinal au-dessus d'une poutre peut être réalisée et permet d'éviter la congestion avec les goujons (Tremblay, 2016). Il est toutefois recommandé de tester davantage de configuration afin d'obtenir de meilleurs résultats.

2.3.4.2 Comportement monolithique

Un des objectifs de la conception des joints de connexion est de pouvoir reproduire le comportement d'une dalle coulée en place. Dans cet ordre d'idées, Graybeal (2010) a affirmé que le comportement des dalles avec joints transversaux et longitudinaux surpassent les résultats attendus pour une dalle monolithique pour les configurations de dalles et joints de connexion qu'il a testées. D'autre part, les essais de Faggio (2014) montrent que la résistance d'une dalle en BFHP avec joint de connexion longitudinal suit le même comportement qu'une dalle en BFHP sans joint de connexion, mais avec une résistance et rigidité plus faible, respectivement 20 % et 7%, mais supérieure à l'exigence du code des ponts (M design) (Figure 2-28). La discontinuité créée par le joint froid entre la dalle et le joint de connexion fait en sorte que les fibres ne contribuent pas à la résistance à l'interface des dalles et du joint de connexion. Le système devient donc équivalent à une dalle conçu en BHP. Toutefois, aucun spécimen en BHP n'a été construit pour fin de comparaison. La qualité de l'interface bouchardée (légèrement martelé) de ce projet vient également expliquer la rigidité initiale plus faible observée sur la dalle avec joint de connexion.

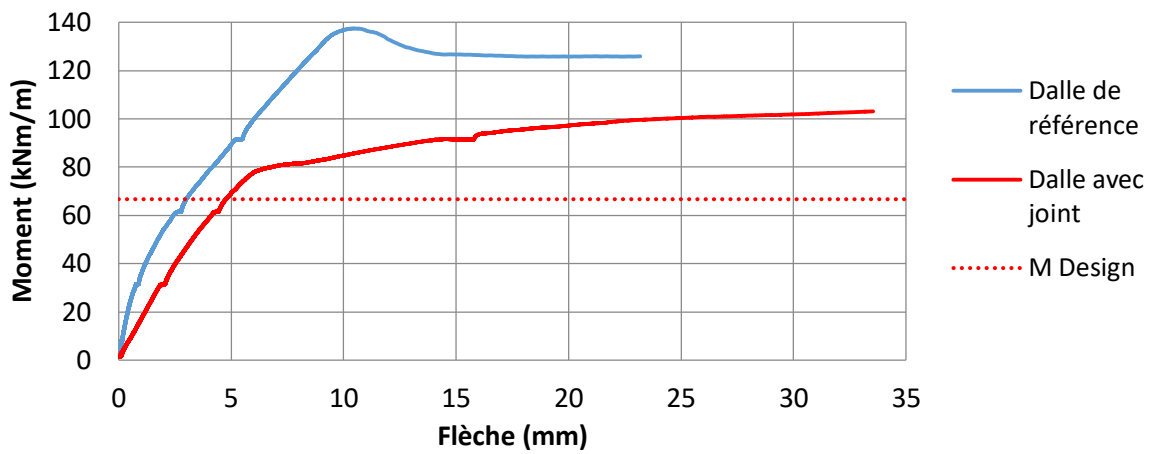


Figure 2-28 : Comportement d'une dalle monolithique et d'une dalle avec joint (Faggio, 2014)

2.3.4.3 Durabilité

Les essais réalisés par Graybeal (2010) ont montré que les dalles en BHP avec joint de connexion en BFUP ne présentent aucun problème de durabilité au niveau du joint. En effet, un petit réservoir d'eau chevauchait la dalle et le joint de connexion et aucune fuite n'a été détectée durant les neuf millions de cycles de chargements appliqués. De grandes fissures se sont créées dans les dalles et se sont propagées jusqu'au joint de connexion, cependant aucune fissure n'est apparue sur l'interface entre le joint et la dalle. Lors des chargements statiques, une fissure jugée non-critique s'est formée sur l'interface de quelques dalles. Les essais effectués sur les joints de connexion transversaux ont également montré qu'il n'y avait pas de potentiel d'infiltration d'eau, car les contraintes de flexion sont perpendiculaires à la connexion (Figure 2-29).

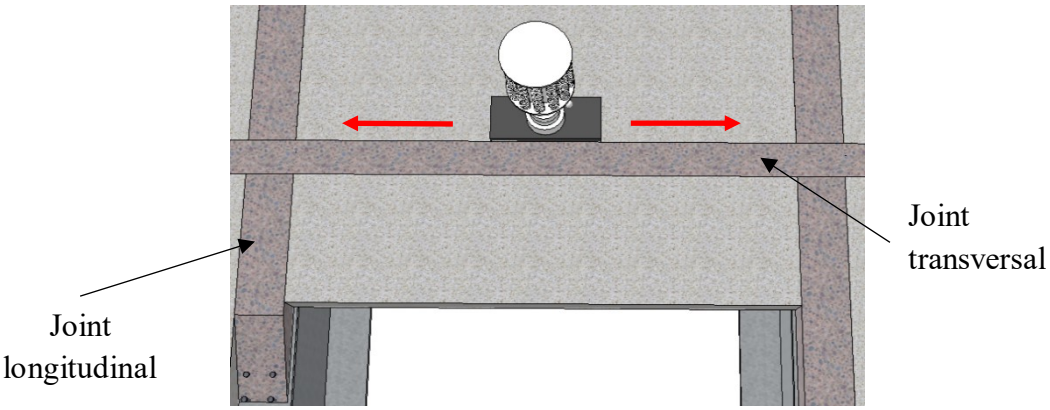


Figure 2-29 : Contrainte de flexion par rapport au joint de connexion transversal

Les projets de dalles préfabriquées avec joint de connexion en BFUP réalisés en Ontario ont été conçus avec le lit supérieur en barres d'armature composite afin d'éviter le problème de corrosion des armatures supérieures. Toutefois, comme les fissures pourront toujours se développer, plusieurs autres problèmes de durabilité peuvent survenir dans les dalles. Les nouveaux concepts de dalles préfabriquées développés par Lachance (2015) optent plutôt pour des dalles en BRF où la réduction de la quantité d'armature permet de les disposer sur un seul lit situé au tiers inférieur de la dalle. L'enrobage des armatures est donc supérieur et la probabilité d'observer de la corrosion des barres d'armature s'en trouve considérablement réduite. Ce concept est prometteur, car la durabilité du BRF a été démontrée et surpasse celle du BHP en condition fissurée (Hubert, 2013). Les grandes fissures observées dans les essais de Graybeal (2010) auraient été réduites via un meilleur contrôle de la fissuration par des fibres incorporées dans le béton. Toutefois, un possible inconvénient des dalles en BRF est que le nombre de barres d'armature se connectant dans le joint est réduit. Le transfert des efforts pourrait donc devenir critique.

2.3.4.4 Réhabilitation

Lors de la conception d'un ouvrage, il est important de tenir compte de la réhabilitation. Ainsi, la nouvelle technologie des joints de connexion en BFUP permet d'éviter l'utilisation de précontrainte. Il sera donc plus aisé d'effectuer une réparation ou un changement de dalle. Pour cette raison, il serait souhaitable d'éviter l'ajout de précontrainte par post-tension, telle que dans les essais de Hartwell (2011).

Également, il est à noter que le système de dalle avec joint de connexion ajoute de la redondance. Les opérations d'entretien sont donc plus faciles à exécuter tout en conservant des voies de circulation ouvertes, ce qui favorise son utilisation en milieu urbain.

2.3.5 Limitations

Bien qu'elle offre plusieurs avantages, la technologie des dalles préfabriquées avec joints de connexion ne s'applique pas aisément à toutes les structures de ponts. Par exemple, la dalle préfabriquée d'un pont courbe doit faire la pleine largeur du pont et être connectée entre elle via un joint de connexion transversal. La préfabrication des dalles courbes est particulière comparativement aux dalles préfabriquées droites. En effet, chaque dalle courbe devrait avoir la même forme afin de favoriser l'utilisation d'un nombre limité de coffrages et ainsi obtenir un gain

avec la préfabrication. Également, les efforts de cisaillement et de torsion qui transfèrent à travers les joints de connexion sont plus élevés que pour un pont droit.

Les ponts à câbles qui utilisent les techniques de construction par encorbellement ne présenteraient pas davantage à changer de technique de construction pour une dalle préfabriquée avec joint de connexion. En effet, la structure devrait permettre de maintenir en place quelques jours le tablier en attendant que le BFUP du joint de connexion durcisse.

2.4 Résumé

Les joints de connexion en BFUP-2% pour dalles de pont préfabriquées ont démontré d'excellents résultats dans les projets de recherche et de construction avec une longueur de chevauchement de 10 d_b pour des armatures 10M à 20M, ce qui permet de réduire considérablement la largeur du joint comparativement au joint de connexion en BHP. Plusieurs projets de construction ont utilisé des joints de connexion transversaux avec succès, mais peu de résultats de recherche en laboratoire sont disponibles. Pour les projets de construction du joint de connexion, la forme du joint de connexion en BFUP était fréquemment fermée pour faire office de coffrage, alors que les essais en laboratoire avaient habituellement des joints droits. Quant à la qualité de l'interface entre la dalle et le joint de connexion, les projets de recherche ayant utilisés une interface de type bouchardé ont mené à l'obtention d'une rigidité et d'une résistance inférieure à une dalle sans joint de connexion. C'est pourquoi, plusieurs chercheurs conseillent d'utiliser l'interface de type granulats exposés (Duchesneau et al., 2011; Graybeal, 2014; Lessard, 2009; Sritharan et al., 2012).

Dû à leur comportement en traction amélioré, les BRF permettent une réduction de la quantité d'armature dans les dalles de pont. Dans le cas de dalles préfabriquées, les armatures se connectant dans le joint de connexion sont donc réduites. À ce jour, très peu de résultats sur la résistance du joint de connexion en présence de quantité d'armature réduite sont disponibles et encore moins pour un joint transversal. Suite à ces observations, ce projet portera principalement sur l'utilisation de joints de connexion transversaux en BFUP adaptés aux dalles préfabriquées en BRF. Les caractéristiques d'interface et la forme du joint seront étudiées, de même que la longueur de chevauchement des armatures dans le joint de connexion.

CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE

La conception des joints de connexion pour dalles préfabriquées et du montage expérimental requis pour tester les systèmes de dalles avec joints seront détaillées dans ce chapitre. Ensuite, le programme expérimental du projet est décrit ainsi que les procédures de fabrication et d'essais utilisées. Enfin, certaines informations se trouvent dans l'article (Chapitre 4).

3.1 Conception des dalles

La conception des dalles sélectionnées pour ce projet a été réalisée par Lachance (2015). Cette section fera donc office de résumé des étapes principales qu'il a employées.

Tout d'abord, le pont référence utilisé pour les calculs (Figure 3-1) représente un pont ayant une configuration fréquemment retrouvée au Québec. Il a été utilisé dans divers projets qui ont eu lieu à l'École Polytechnique de Montréal (Bastien, 2004; Lessard, 2009; Moffatt, 2001). D'une longueur de 30 m, il possède un espacement de 3 m entre chaque poutre, une dalle de 200 mm d'épaisseur, un enrobé bitumineux de 65 mm et des parapets. En plus de ces charges mortes, la charge vive du CL-625 a été considérée pour les combinaisons de charges.

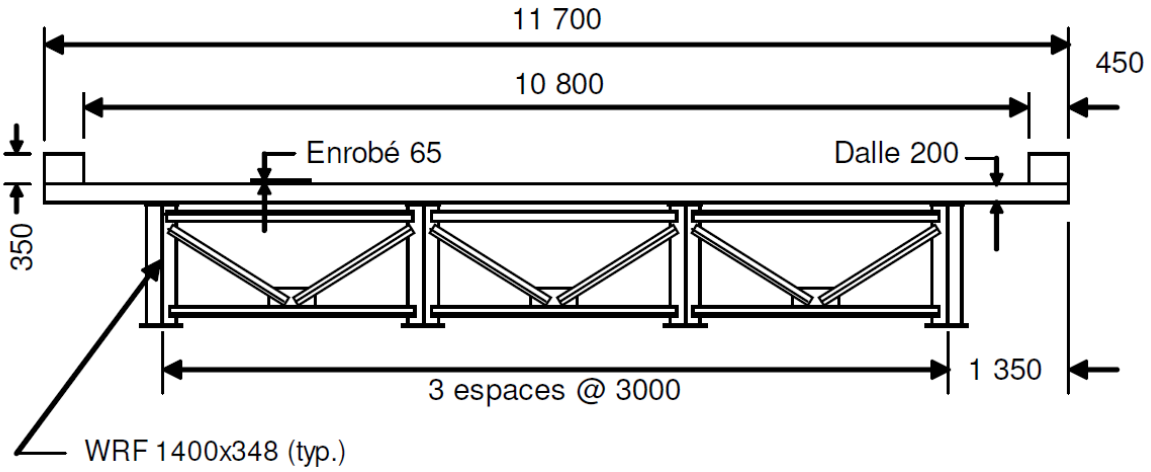


Figure 3-1: Coupe transversale du pont modèle (Bastien, 2004)

La conception a été réalisée à l'aide de la méthode semi-empirique du code CSA S6-14 (CSA, 2014). Les résultats obtenus aux différents états limites sont présentés au Tableau 3-1. Une particularité est retrouvée pour le moment à l'ÉLU, celui-ci a été divisé par le coefficient de tenue

de l'acier. Ceci s'explique par le fait que les modélisations effectuées pour la conception ne tiennent pas compte des coefficients de tenue des matériaux. Ceux-ci ont donc été appliqués au moment de conception par un coefficient moyen représentant le béton armé, soit 0,9. De plus, tel que démontré dans une étude de Tremblay (2016), l'utilisation de poutres d'acier avec des ailes plus petites impose des moments supérieurs dans la dalle comparativement à un tablier composé de poutres NEBT dû à l'inertie plus faible des poutres d'acier. L'emploi de ce pont type est donc conservateur pour ce projet.

Tableau 3-1 : Exigences à respecter aux différents états limites pour la conception des dalles

Critère	Exigences à respecter
ELU	$M_f = 66{,}8\, kNm/m$ Exigence fixée : $M_f/\emptyset_s$ où $\emptyset_s = 0{,}9$ $M_u = 74{,}2\, kNm/m$
ELS	$M_s = 37{,}5\, kNm/m$ et $w \leq 0{,}25\, mm$
ELF	$\Delta_{\sigma s} \leq 125\, MPa$

La conception de la dalle de référence en BHP a été réalisée avec les abaques du MTQ (MTQ, 2016), tandis que celle des dalles en BRF a été effectuée avec le logiciel AIS pour tenir compte du comportement non linéaire et de la contribution en traction apportée par les fibres dans les BRF (Massicotte, Conciatori, Bédard, & Braike, 2014). Tel que mentionné dans la section 2.1.4, l'orientation des fibres influence la résistance à la traction des BRF. Afin de tenir compte de l'orientation aléatoire des fibres dans les dalles, des lois de comportement en traction réduites ont été introduites dans le logiciel. La prise en compte du comportement en traction des BRF a permis une réduction significative de la quantité d'armatures dans les dalles en BRF et une diminution du volume de béton lors de l'utilisation du BFUP. Ces réductions sont visibles à la Figure 3-2 où un seul lit d'armatures est présent pour les dalles en BRF et sont chiffrées au Tableau 3-2. L'économie d'armatures est de 40 % pour la dalle en BFHP de 50 MPa avec 1 % de fibres, 55 % pour la dalle hybride (BFHP de 50 MPa avec 1 % de fibres et BFUP de 120 MPa avec 4 % de fibres) et 64 % pour la dalle en BFUP de 120 MPa avec 4 % de fibres. Dans le cadre de ce projet, seules les dalles en BHP, BFHP et hybride seront retenues, car leur implantation en chantier est plus probable de par leur coût moins élevé par rapport à une dalle en BFUP.

Tableau 3-2 : Réduction de matériaux par rapport à la dalle en BHP (Lachance, 2015)

	BHP	BFHP	Hybride	BFUP
Volume de béton	0 %	0 %	0 %	−36 %
Volume d'armatures	0 %	−40 %	−55 %	−64 %

La Figure 3-3a montre la section de la dalle de référence en BHP avec la disposition des deux lits d'armatures. Dans le cas des Figures 3-3b et 3-3c, les armatures sont disposées sur un seul lit situé au tiers inférieur afin de favoriser le comportement en moment positif. La mince couche de BFUP de la dalle hybride permet de réduire davantage l'armature, mais également d'imperméabiliser la structure pour une durabilité accrue.

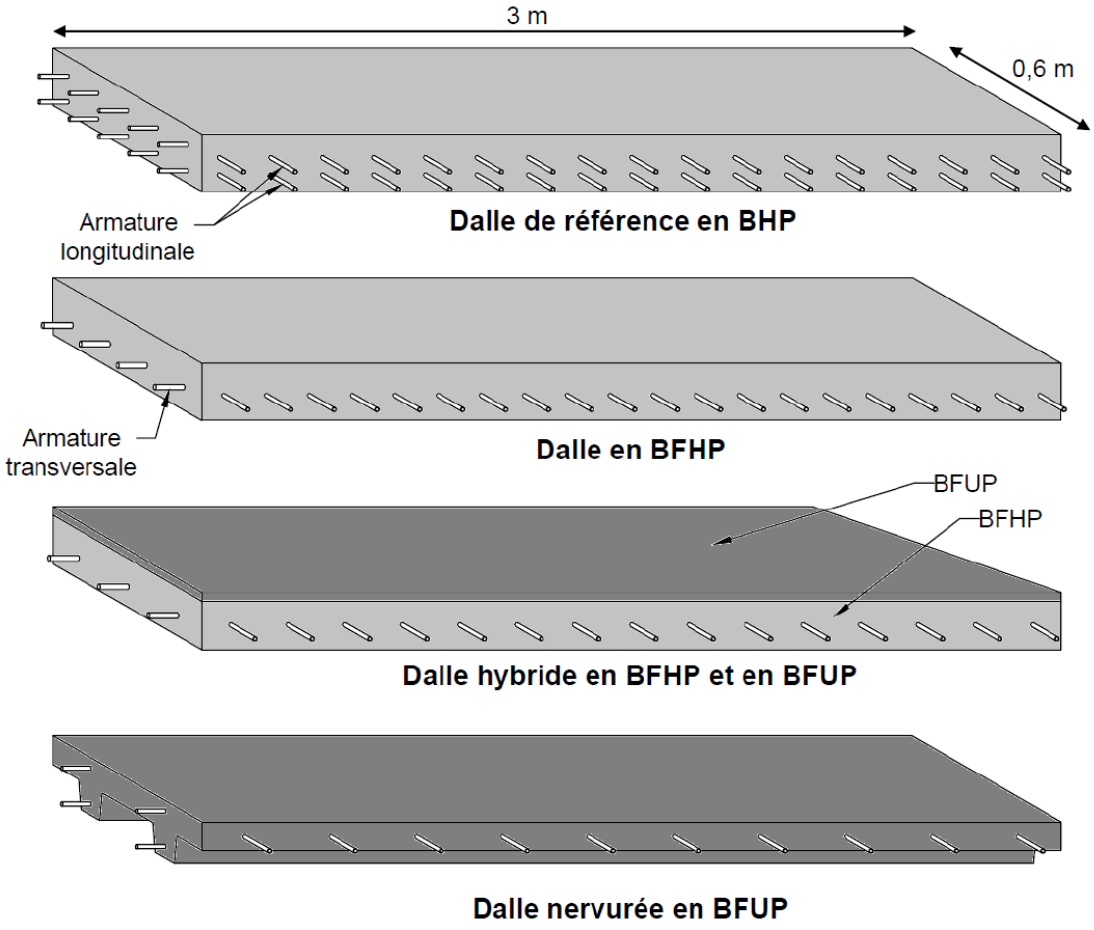


Figure 3-2 : Concepts de dalles proposés par Lachance (2015)

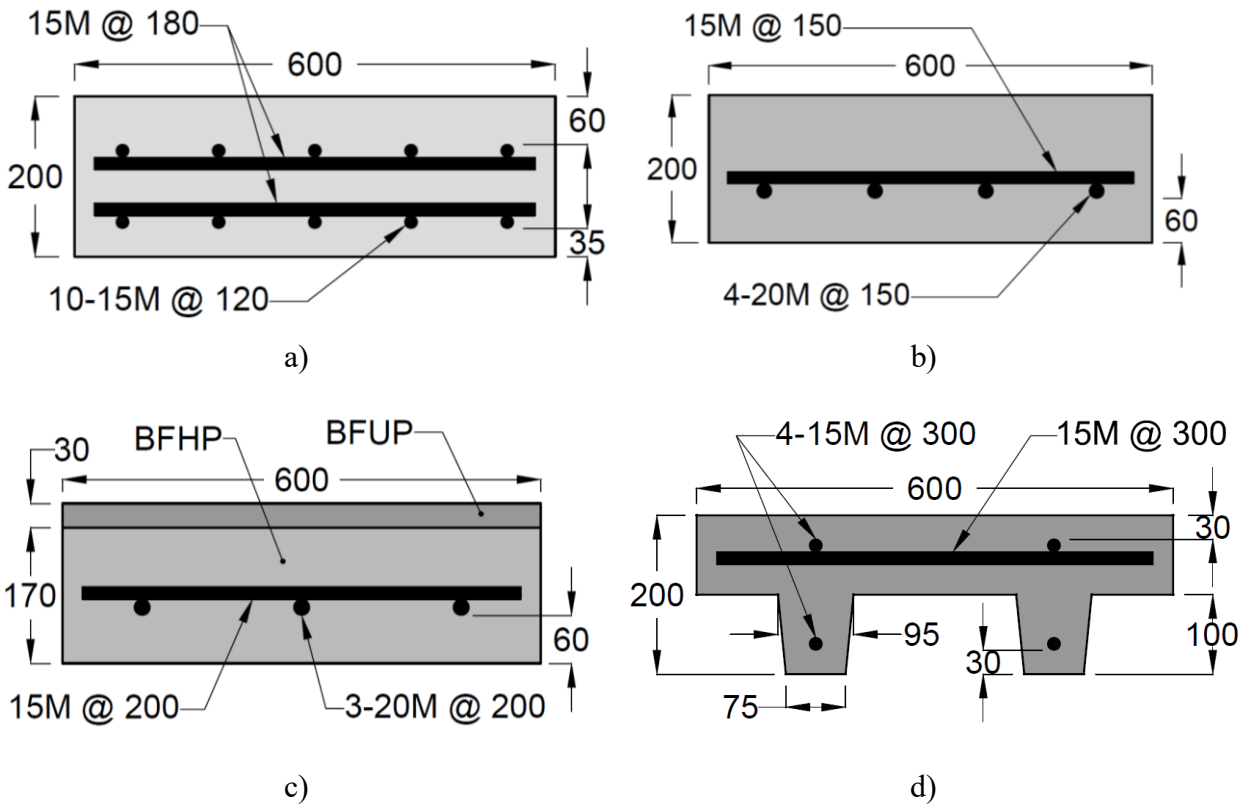


Figure 3-3: Section des spécimens de dalles : a) BHP, b) BFHP, c) Hybride, d) BFUP (Lachance, 2015)

3.2 Conception du joint de connexion

L'ajout des joints de connexion en BFUP dans les dalles préfabriquées requiert l'introduction de plusieurs paramètres supplémentaires dans la conception ne pouvant être considérés dans les analyses sectionnelles. La conception des joints de connexion a donc nécessité la réalisation de modélisation par éléments finis non linéaires. Ainsi, diverses variables ont été analysées, telles que le type d'interface, la forme du joint de connexion, la disposition des barres d'armature et la longueur de chevauchement. Toutefois, avant de pouvoir concevoir adéquatement le joint de connexion, des vérifications ont été réalisées concernant les modifications du montage expérimental prévu pour ce projet comparativement au montage utilisé par Lachance (2015).

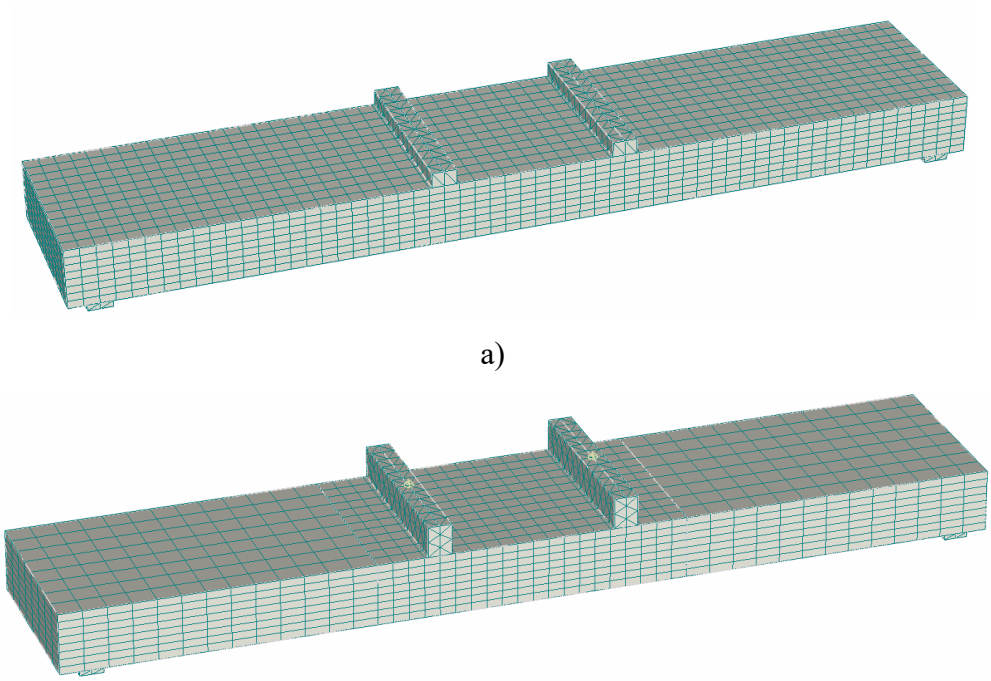
3.2.1 Influence de la modification du montage expérimental

Deux modifications au montage expérimental sont prévues, soit l'élargissement de la dalle et le type de chargement appliqué. Pour voir leur incidence sur les résultats, les modélisations numériques réalisées par Lachance (2015) ont d'abord été reprises afin d'optimiser le maillage et permettre notamment l'étude de l'élargissement de la dalle et l'intégration du joint de connexion.

3.2.1.1 Optimisation du maillage

Les modèles par éléments finis développés par Lachance (2015) (Figure 3-4a) ont permis de bien reproduire le comportement des dalles sous chargement statique avec le programme ATENA 3D (Cervenka Consulting, 2014). Toutefois, les modèles nécessitent beaucoup d'éléments et requiert un temps de calcul important. Notamment, un maillage à huit éléments de type « brique » sur l'épaisseur est utilisé avec un rapport hauteur/largeur de 1 : 2. Dans le cadre de ce projet, deux dalles avec un joint de connexion doivent être modélisés, ce qui demande encore plus d'éléments. Une optimisation du maillage était donc souhaitable.

Kabele, Cervenka et Cervenka (2010) recommandent d'utiliser au minimum quatre éléments « brique » sur la hauteur d'une dalle avec un ratio hauteur/largeur de 1 : 2 pour obtenir une bonne précision pour un chargement statique avec rupture en flexion. Cette recommandation a été respectée dans le développement des modèles (Lachance, 2015). Afin d'optimiser le maillage, il a été décidé de réduire le nombre d'éléments à l'extérieur du tiers central de la dalle, car il y a moins de concentration d'efforts et la précision n'est pas aussi critique que dans la zone centrale. L'augmentation du rapport à 1 : 4 permet de réduire le nombre total d'éléments sans modifier le comportement. La Figure 3-4b illustre le modèle numérique obtenu pour la dalle de référence en BHP. Les propriétés des matériaux introduits dans ces modèles sont ceux du projet de Lachance (2015). La Figure 3-5 montre que l'optimisation du maillage ne change pas le comportement de la dalle, car les courbes avec maillage constant et optimisé se chevauchent. L'option de la réduction du nombre d'éléments sur la hauteur de la dalle permettrait de réduire davantage le nombre d'éléments, mais ne fournirait pas de résultats aussi adéquats. En effet, les modèles de Lachance (2015) ont montré de meilleurs résultats avec huit éléments sur la hauteur. Ainsi, cette possibilité n'a pas été retenue.



a)

b)

Figure 3-4 : Optimisation du maillage, a) Maillage constant (Lachance, 2015), b) Maillage optimisé

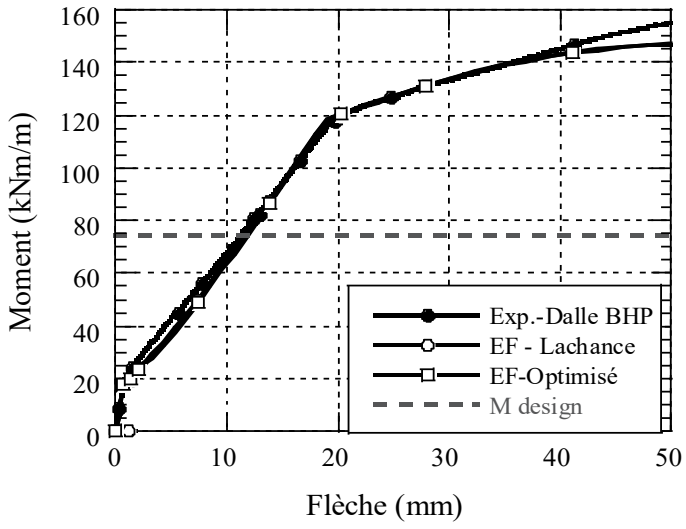
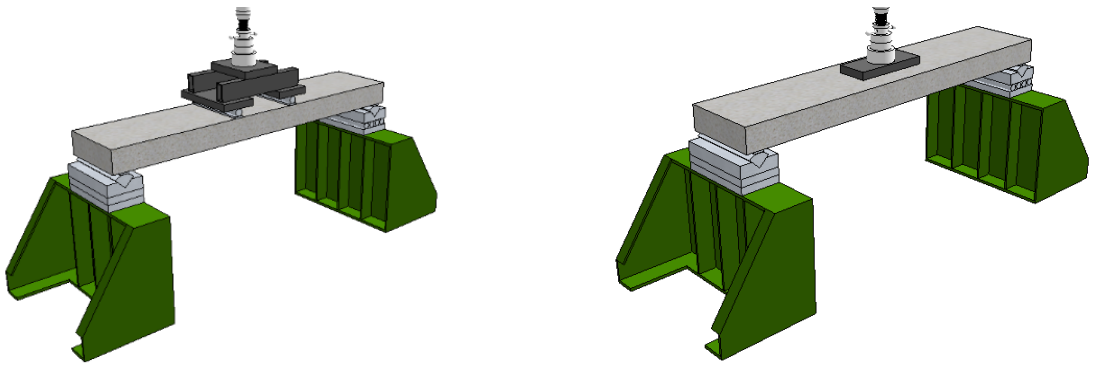


Figure 3-5 : Résultat de l'optimisation du maillage

3.2.1.2 Modification du type de chargement

Le chargement en quatre points employé par Lachance (2015) (Figure 3-6a) n'est pas adapté pour étudier le comportement mécanique des dalles avec joint de connexion transversal, car il ne permet pas de transfert des efforts d'une dalle à l'autre. Le chargement sera appliqué avec une plaque, telle qu'utilisée par Graybeal (2010) et illustré à la Figure 3-6b. D'après la Figure 3-7, la modification du type de chargement n'engendre aucun changement significatif sur le comportement de la dalle.



a) b)

Figure 3-6 : Modification du type de chargement, a) 4 points, b) Plaque

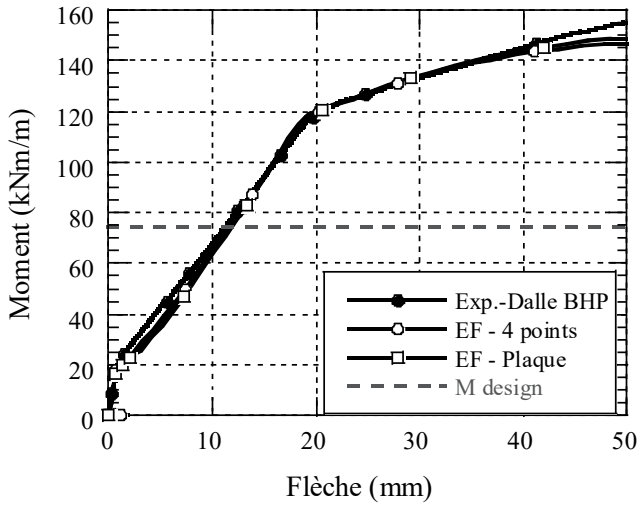
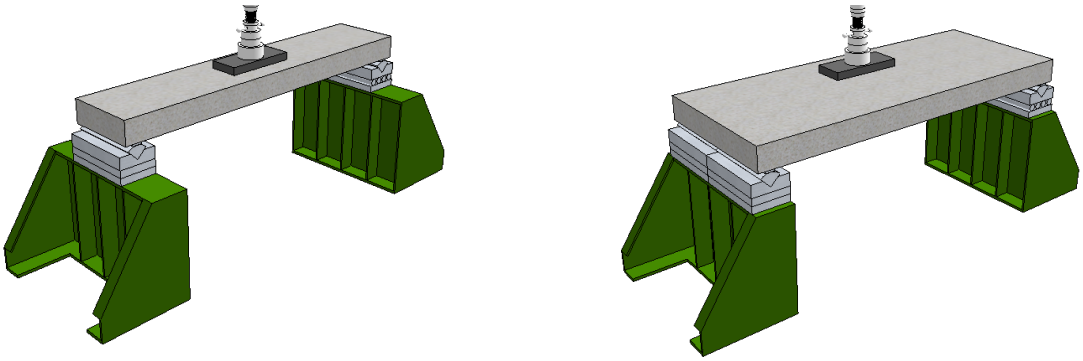


Figure 3-7 : Résultat de la modification du type de chargement

3.2.1.3 Élargissement de la dalle

Pour tester la capacité des dalles avec un joint transversal, les dalles de Lachance (2015) devaient être élargies pour fournir un ancrage adéquat aux armatures de part et d'autre du joint et aux extrémités des dalles. Selon les dispositions et les équipements disponibles en laboratoire, la largeur maximale des dalles a été fixée à 1,2 m (Figure 3-8). Les résultats montrent que l'élargissement de la dalle engendre une légère réduction de la résistance de 10 kNm/m (8 %) due à l'excentricité de la charge, mais conserve tout de même sa ductilité (Figure 3-9).



a) b)

Figure 3-8 : Élargissement de la dalle, a) Largeur de 0,6 m, b) Largeur de 1,2 m

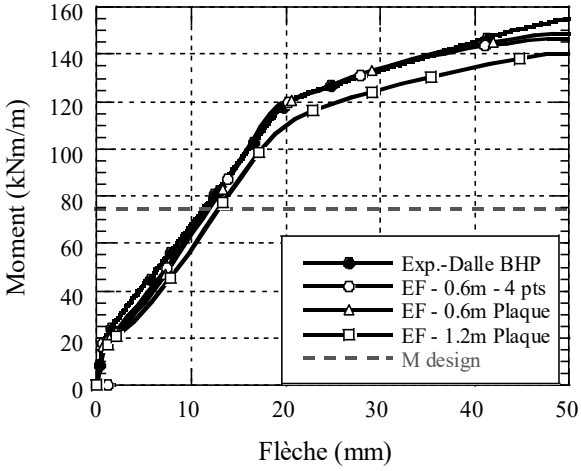


Figure 3-9 : Résultat de l'élargissement de la dalle en BHP

Les résultats des analyses numériques ont montré que les modifications devant être apportées aux dalles de Lachance (2015) pour exécuter ce projet n'engendraient pas de changements significatifs sur le comportement mécanique des dalles soumises à un chargement de flexion.

3.2.2 Modélisation du joint de connexion

Le joint de connexion a été modélisé à l'aide de deux sections différentes, soit le joint lui-même et une section de transition entre le joint et la dalle (Figure 3-10a). Le joint est constitué d'éléments tétraédriques à interpolation linéaire de 0,04 m alors que les sections de transition sont composées d'éléments tétraédriques et « brique » à interpolation linéaire de 0,05 m (zone centrale de la dalle) et de 0,1 m (extrémité de la dalle) (Figure 3-10). Le maillage de la section de transition présente la même optimisation que celle de la dalle (Section 3.2.1.1) puisqu'en réalité elle en fait partie. Le choix du raffinement a été fait pour obtenir une bonne précision dans les résultats tout en étant rapide dans le temps d'exécution du modèle.

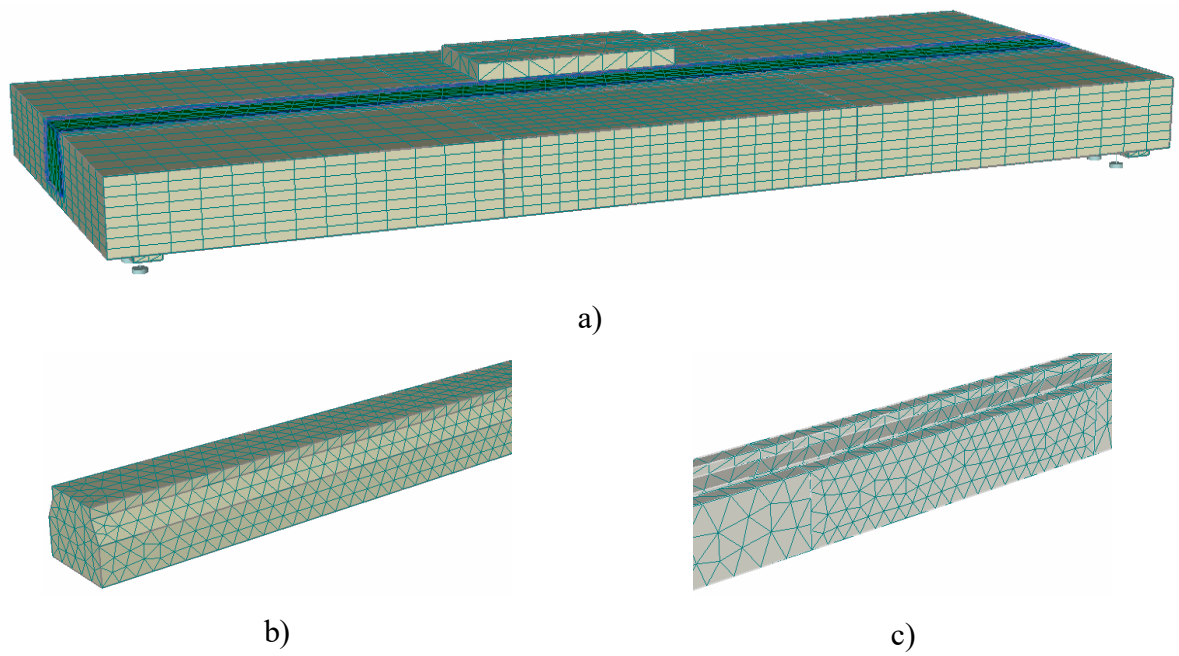


Figure 3-10 : Maillage à proximité du joint de connexion, a) Dalle et joint de connexion, b) Joint de connexion, c) Zone de transition

Les armatures qui interagissent avec le joint ont été modélisées avec des éléments barres avec une loi d'adhérence permettant leur glissement. Le modèle du Model Code de 1990 (Cervenka, Jendele, & Cervenka, 2013) a été sélectionné et sa courbe typique est présentée à la Figure 3-11.

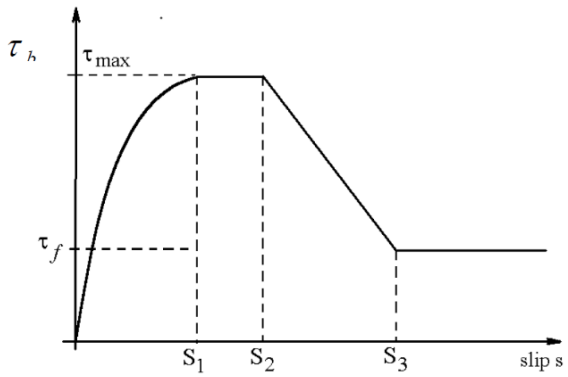


Figure 3-11 : Modèle d'adhérence des barres d'armature CEB-FIP 1990 (Cervenka et al., 2013)

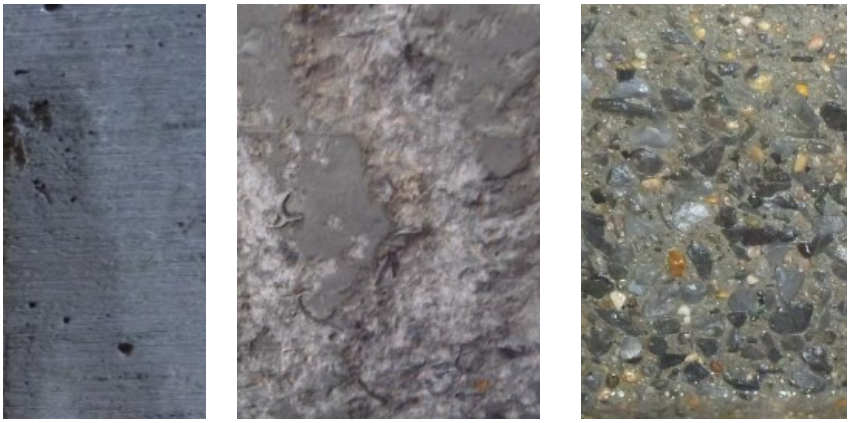
Les joints de connexion des dalles seront fabriqués en BFUP. Les propriétés générales (compression, module élastique, coefficient de Poisson) du BFUP considérées dans le modèle de dalle avec joint de connexion sont celles obtenues par Lachance (2015), alors que la courbe en traction provient des essais de Delsol et Charron (2013) portant sur l'impact de l'orientation des fibres sur le comportement mécaniques des BFUP. Une courbe de comportement en traction réduit (orientation moyenne des fibres de 37 degrés sur la Figure 2-5) permettait d'être conservateur dans la conception du joint de connexion. Dans un joint de faible largeur, les fibres auront tendance à s'orienter le long du joint et ainsi être orientées favorablement pour une fissure de flexion transversale. La courbe réduite est donc conservatrice.

3.2.3 Influence du type d'interface du joint

Il existe principalement trois types de préparation de surface pour l'interface des joints de connexion, soit la surface de type « coffrage », « bouchardée » (légèrement abrasé) et « granulats exposés » (Figure 3-12). Ce dernier type offre le plus d'adhérence considérant la profondeur et la rugosité de la surface exposée.

Les modèles numériques qui ont servi à l'analyse de l'interface sont basés sur les essais de Faggio (2014) réalisés sur un système de dalles préfabriquées avec joint de connexion longitudinal en BFUP soumis à un chargement de flexion. Les dalles ont une épaisseur de 200 mm et les joints ont une longueur de chevauchement de 150 mm (10 d_b) avec une forme droite. Les caractéristiques des bétons provenant de cette étude sont données à l'annexe C. Les propriétés des interfaces qui ont été programmées dans ATENA sont présentées au Tableau 3-3. Les propriétés de la surface de type granulats exposés sont tirées des travaux de Lessard (2009) et Duchesneau et al. (2011). Les

propriétés sont pour une interface entre un BHP (substrat) et le BFUP. Ensuite, les propriétés de la surface de type coffrage ont été déterminées en appliquant les propriétés minimales permettant la convergence du modèle par éléments finis. Enfin, les propriétés de la surface de type bouchardée ont été obtenues par itération afin que le modèle numérique présente le même comportement que le système dalle-joint expérimental de Faggio (2014).



a) b) c)

Figure 3-12 : Types d'interface, a) Coffrage, b) Bouchardé (Faggio, 2014), c) Granulats exposés

Tableau 3-3 : Propriétés des interfaces

Paramètre	**Coffrage**	**Bouchardée**	**Granulats exposés**
Rigidité initial normale K_{nn} (MN/m^3)	10 000	100 000	500 000
Rigidité initiale tangentielle K_{tt} (MN/m^3)	10 000	25 000	25 000
Résistance en traction f_t (MPa)	0,5	1	3
Cohésion C (MPa)	0,25	0,25	0,5
Coefficient de frottement Φ	0,6	0,7	1
Rigidité résiduelle normale $K_{nn\text{-}min}$ (MN/m^3)	10	100	500
Rigidité résiduelle tangentielle $K_{tt\text{-}min}$ (MN/m^3)	10	25	25

La Figure 3-13 fait ressortir que l'interface à granulats exposés engendre une rigidité équivalente à une dalle sans joint et une résistance de 5 kNm/m (6 %) supérieure à celle obtenue avec l'interface bouchardée. Il apparaît clairement que l'interface de type coffrage ne favorise pas l'obtention d'un comportement similaire à une dalle sans joint, dont la rigidité initiale est nettement supérieure. De plus, sa résistance est inférieure de 17 kNm/m (20 %) par rapport à celle obtenue avec l'interface à granulats exposés.

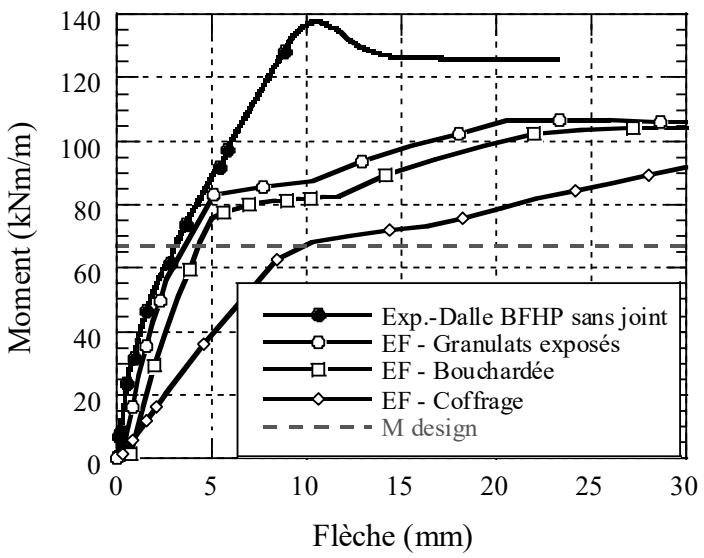


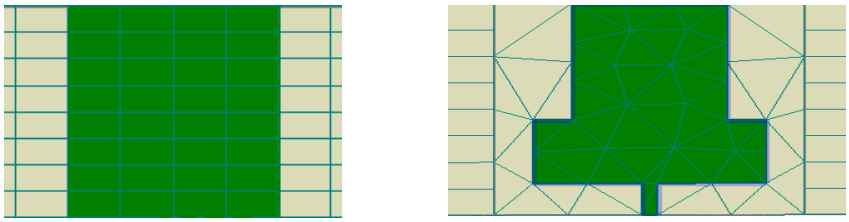
Figure 3-13 : Influence du type d'interface

Dans les essais réalisés par Hartwell (2011) sur des dalles de ponts fixées à des poutres en acier et reliées entre elles par un joint transversal ayant une interface bouchardée, une ouverture prématurée de l'interface entre le joint de connexion et les dalles préfabriquées avait été observée. Pour obtenir la résistance désirée et maintenir le joint de connexion fermé, il a opté pour la pose de précontrainte par post-tension. Sur la base des résultats de la Figure 3-13, une interface avec granulats exposés aurait pu retarder l'ouverture du joint de connexion via une rigidification du comportement mécanique en flexion en plus d'augmenter légèrement la capacité ultime. L'annexe A présente en détail le processus de préparation de l'interface « granulats exposés ». Graybeal (2014) mentionne aussi dans ses travaux qu'un joint de connexion en BFUP avec surface en granulats exposés offre le meilleur comportement structural.

3.2.4 Influence de la forme du joint

D'après les essais de Faggio (2014) sur un système de dalles préfabriquées avec joint de connexion longitudinal en BFUP soumis à un chargement en flexion menant à la rupture, la fissure principale se localise à l'interface de la dalle et du joint de connexion. Une forme de joint droit a alors été testée (Figure 3-14a). Avec un joint de connexion de forme fermée tel qu'illustré à la Figure 3-14b, la fissure se développant à l'interface du joint devra parcourir plus de chemin avant d'atteindre la hauteur critique causant la rupture de la dalle.

Une analyse numérique a été réalisée avec deux modèles de joint présentés à la Figure 3-14 pour évaluer l'impact de la forme du joint de connexion sur le comportement mécanique du système de dalles préfabriquées. Cette analyse numérique s'est effectuée à partir des spécimens de Faggio (2014). L'épaisseur de la dalle est de 200 mm et le joint de connexion possède une interface bouchardée (figure 3-12b). La longueur de chevauchement des barres d'armature a été fixée à 100 mm (6,67 d_b) dans les modèles par éléments finis. D'après la Figure 3-15, la rigidité initiale est similaire entre les deux formes de joint, mais une forme fermée de joint permet d'obtenir une résistance supérieure de 15 kNm/m (15 %) au joint droit et une ductilité plus élevée, car la perte de résistance est retardée. Toutefois, le modèle du joint fermé comporte plusieurs discontinuités et le raffinement du maillage ne permet pas d'en tenir compte. Le gain supplémentaire pourrait donc être légèrement différent. Le résultat attendu reste tout de même une augmentation de la résistance, puisque la fissure doit parcourir un plus long chemin avant d'atteindre la hauteur critique causant la rupture.



a) b)

Figure 3-14 : Formes de joint analysées, a) Droite, b) Fermée

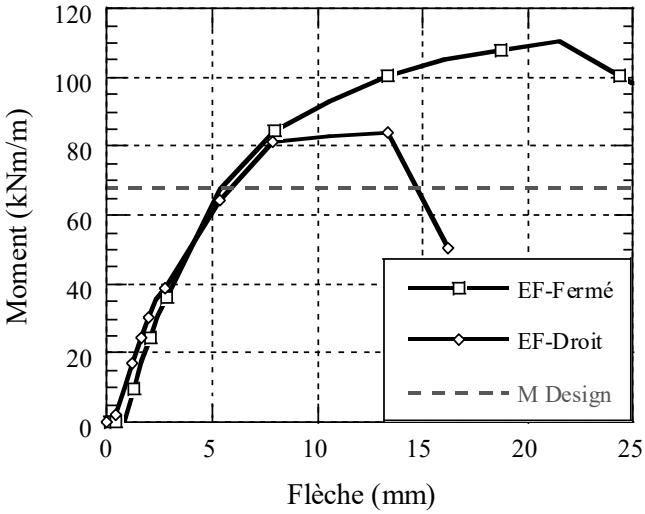


Figure 3-15 : Influence de la forme du joint

3.2.5 Influence de la disposition des barres d'armatures

La disposition des armatures fait référence à leur espacement dans le joint. Les barres peuvent être collées ou en quinconce (Figure 3-16).

Figure 3-16 : Disposition des barres d'armature, a) Collées, b) Quinconce

La modélisation numérique étudiant l'impact de la disposition des barres a été à nouveau basée sur les spécimens de dalles avec joint de connexion longitudinal en BFUP de Faggio (2014). L'épaisseur de la dalle est de 200 mm et le joint de connexion présente une forme droite (Figure 3-14a) avec une interface bouchardée (Figure 3-12b). D'après la Figure 3-17, pour un chevauchement de 100 et 150 mm, les armatures collées génèrent un meilleur transfert des efforts que les armatures espacées en fournissant un surplus de résistance de 15 kNm/m (15 %).

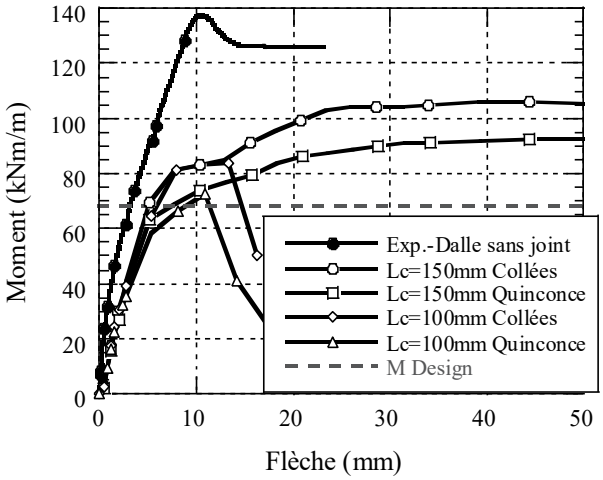


Figure 3-17 : Influence de la disposition des barres d'armature

Bien que les modèles par éléments finis aient montré que les armatures collés fournissaient une meilleure résistance, ce comportement semble en contradiction avec les résultats obtenus généralement en laboratoire. Ceci pourrait s'expliquer par le fait que les modèles numériques ne reproduisent pas le transfert des efforts par les crénelures et la pression diamétrale ainsi que les probables défauts de remplissage lorsque des barres collées sont utilisées. De plus, un espacement doit être prévu en pratique afin de faciliter la mise en place en chantier.

3.2.6 Influence de la longueur de chevauchement des barres dans le joint

Le chevauchement des barres d'armature (Figure 3-16) permet d'assurer la continuité dans le transfert des efforts entre deux dalles préfabriquées. Tel que mentionné à la section 1.1, la largeur des joints de connexion en béton armé est d'environ de 600 à 700 mm. Avec l'utilisation du BFUP en remplacement du béton armé, plusieurs projets de recherche ont démontré que des joints de 200 mm de largeur avec un chevauchement de 150 mm pour des barres 15M (10 d_b) est suffisant pour développer la pleine capacité des barres d'armature.

Une analyse numérique basée sur les dalles en BFHP de Lachance (2015) a été réalisée avec un joint de connexion longitudinale en BFUP et l'application d'un chargement en flexion. Le joint avait une forme fermée (Figure 3-19), une interface de type granulats exposés (section 3.2.3) et des armatures collées (section 3.2.5). Les propriétés des bétons utilisés dans ce modèle sont fournies à l'annexe B. L'analyse a permis de faire ressortir qu'un chevauchement de 150 mm (10 d_b) est optimal (Figure 3-18). En effet, cette longueur montre la même résistance et ductilité que pour un chevauchement de 175 mm (11,7 d_b) ainsi qu'une meilleure ductilité que pour un chevauchement de 100 mm (6,67 d_b) et 125 mm (8,33 d_b). La longueur de chevauchement de 125 mm permet d'atteindre la même résistance que pour les longueurs de 150 et 175 mm, mais affiche une ductilité inférieure. La longueur de chevauchement de 100 mm mène à la même résistance maximale. Ensuite, les barres glissent et la résistance diminue sans réelle ductilité.

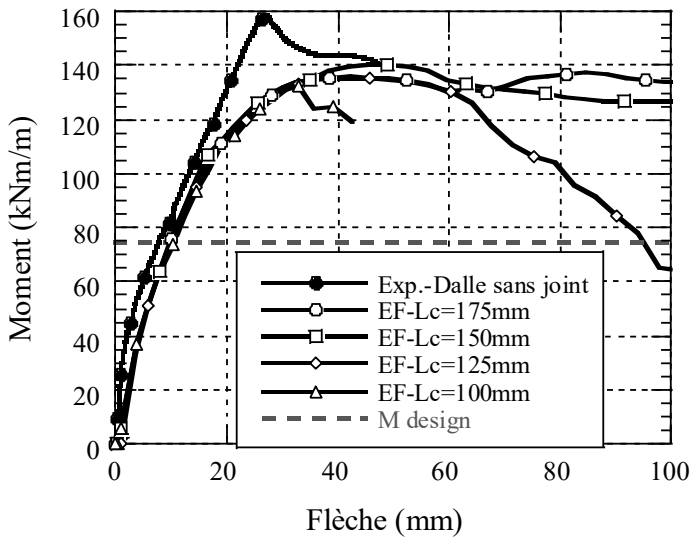


Figure 3-18 : Influence de la longueur de chevauchement des barres dans le joint

3.2.7 Résumé des choix

D'après les résultats des analyses numériques présentées dans les sections précédentes, le système de dalles préfabriquées avec le joint fermé et une surface en granulats exposés à l'interface dalle-joint permette d'obtenir la borne supérieure de résistance (légère réduction par rapport à une dalle sans joint) et une rigidité initiale équivalente. De plus, une longueur de chevauchement minimale de 150 mm (10 d_b) permet d'atteindre de meilleure résistance et ductilité. Quant à l'espacement des barres, lorsqu'elles sont collées, le transfert des efforts est plus critique.

Considérant ces résultats, les systèmes de dalles à fabriquer dans ce projet auront des armatures collées afin d'être conservateur ayant une longueur de chevauchement de 10 d_b dans le joint de connexion en BFUP. Ainsi, le joint aura une largeur maximale de 200 mm pour faciliter la mise en place du béton. De plus, un joint de forme fermée sera réalisé afin de maximiser la résistance et simuler la mise en place en chantier sans coffrage sous le joint (Figure 3-19). L'ouverture du joint de connexion en surface sera de 160 mm afin de faciliter la mise en place du BFUP en chantier. Enfin, pour maximiser la résistance et obtenir un comportement similaire à une dalle coulée en place, l'interface du joint de connexion sera de type granulats exposés.

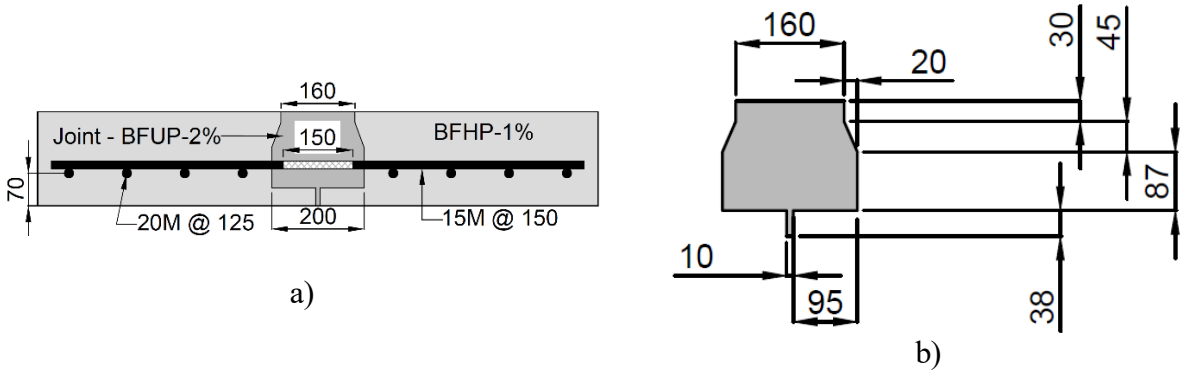


Figure 3-19 : Forme du joint utilisé dans ce projet, a) Section d'une dalle avec joint de connexion, b) Dimensions du joint de connexion

3.3 Programme expérimental

Le programme expérimental se divise en deux, soit un programme principal et un programme exploratoire. Ils seront décrits dans cette section du chapitre. Ensuite les plans, les étapes de constructions, les différents bétons utilisés et les propriétés des matériaux seront présentés.

3.3.1 Programme principal : Dalle avec joint de connexion transversal

Le programme principal a pour objectif d'évaluer le comportement mécanique de systèmes de dalles préfabriquées avec joint de connexion transversal en BFUP. Pour ce faire, sept dalles de 3 m de longueur et 1,2 m de largeur (incluant le joint) ont été fabriquées dans une usine de préfabrication : une dalle de référence en BHP sans joint de connexion et six dalles préfabriquées avec un joint de connexion transversal (deux en BHP, deux en BFHP-1% et deux hybrides). Ces dalles sont illustrées à la Figure 3-20. Les dalles hybrides sont composées d'une couche inférieure de BFHP-1% de 170 mm et d'une mince couche de BFUP-4% de 30 mm sur le dessus. Le béton sélectionné pour remplir le joint de connexion est un BFUP-2%, car il est communément employé dans les projets aux États-Unis et au Canada (Graybeal, 2010; Perry et al., 2012). Les échéances des essais sur dalles varient entre 50 et 170 jours depuis leur fabrication.

La dalle de référence en BHP sans joint de connexion a été testée sous chargement statique à la rupture seulement. Elle représentait la dalle coulée en place et permettait d'évaluer l'impact de la préfabrication des dalles. Ensuite, le premier spécimen de chaque type de dalle subissait un essai statique jusqu'à la rupture, tandis que le second était soumis à un million de cycles de chargement et de déchargement suivi d'un chargement en statique à la rupture. L'objectif était d'évaluer l'influence des cycles de chargement et déchargement sur le comportement des dalles avec joint de connexion. Le comportement mécanique des dalles a été étudié principalement au moyen des courbes Moment-Flèche, Moment-Ouverture de fissures et Moment-Ouverture du joint de connexion. Une comparaison des schémas de fissuration et des carottages a également complété les analyses. Puisqu'un seul spécimen pour chaque configuration a été testé, le programme expérimental ne permet pas d'analyser la variabilité inter-spécimen.

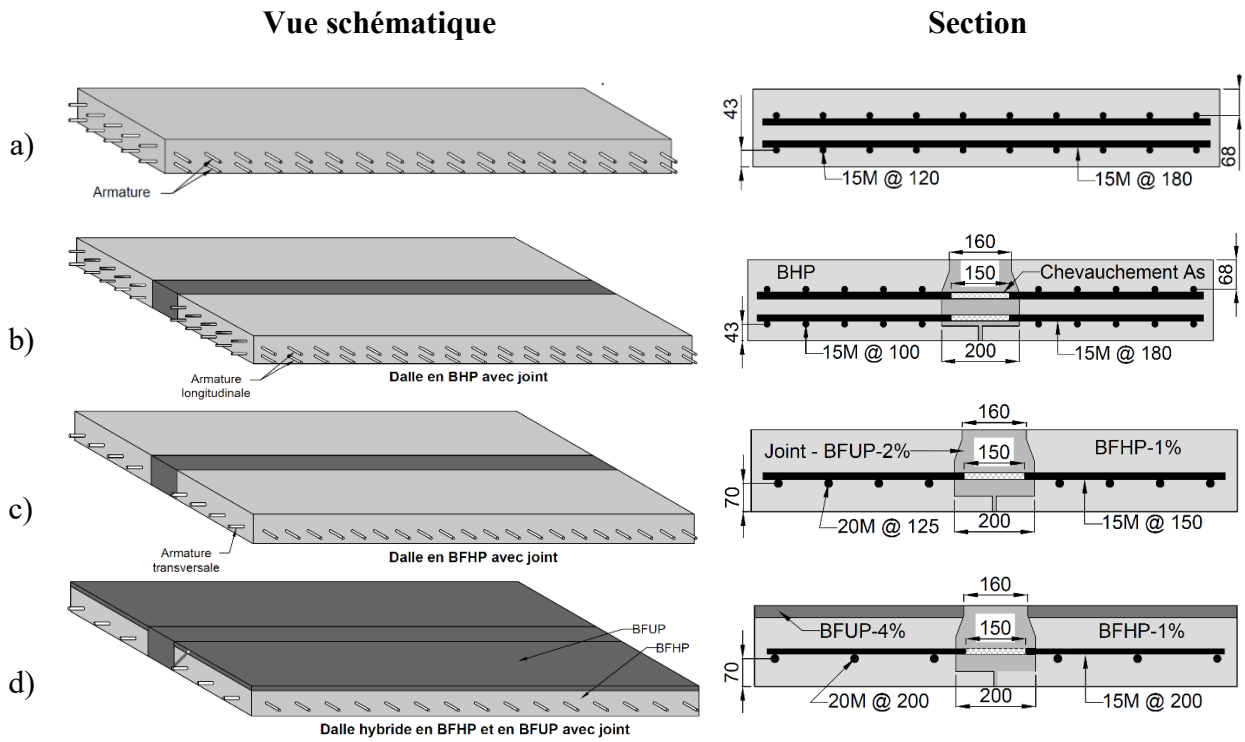


Figure 3-20 : Spécimen du programme principal, a) Dalle de référence en BHP, b) Dalle en BHP avec joint, c) Dalle en BFHP avec joint, d) Dalle hybride avec joint

3.3.2 Programme exploratoire : Dalle avec joint de connexion longitudinal

L'objectif du programme exploratoire était de déterminer les limites inférieures de longueur de chevauchement dans les dalles préfabriquées avec joint de connexion longitudinal en BFUP. Deux dalles en BFHP-1% de 3 m de longueur et 0,6 m de largeur avec joint de connexion longitudinal ont été construites. La disposition du joint de connexion longitudinal a fait en sorte que les armatures qui se chevauchent dans le joint étaient des 20M (armatures transversales). La première dalle construite avait une largeur du joint de connexion de 200 mm, donc une longueur de chevauchement de 150 mm (7,5 d_b) et la seconde dalle avait une largeur du joint de connexion de 175 mm avec une longueur de chevauchement de 125 mm (6,25 d_b). Sur cette dernière dalle, suite à une erreur de construction, la longueur de chevauchement était de 113 mm (5,75 d_b). Le béton sélectionné pour remplir le joint de connexion a également été un BFUP-2%.

Le premier spécimen a été soumis à un million de cycles de chargement et déchargement suivi d'un chargement statique à la rupture. Il a permis d'évaluer l'influence des cycles de chargement et

déchargement sur un spécimen avec une longueur de chevauchement plus courte que ce qui est normalement réalisé. Quant au second spécimen, il a été uniquement testé en statique jusqu'à la rupture, puisque sa longueur de chevauchement était très courte. À nouveau, les résultats analysés sont les courbes Moment-Flèche, Moment-Ouverture de fissure et Moment-Ouverture du joint de connexion. Une étude des patrons de fissuration a été effectuée sur les spécimens et avec des carottages.

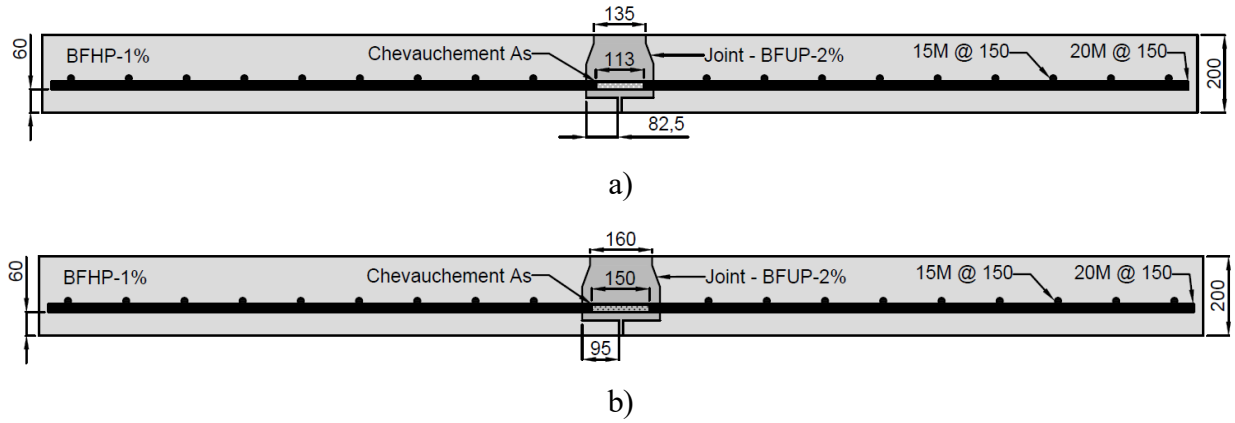


Figure 3-21 : Dalle en BFHP avec joint de connexion longitudinal en BFUP, a) Joint de 175 mm, b) Joint de 200 mm

3.3.3 Plans

Pour plus de précision sur les dimensions du joint et des dalles, l'annexe D regroupe les plans de chaque spécimen théoriques et tels que construits. Puisque les barres d'armature se sont légèrement déplacées durant la coulée des dalles, les plans présentent la longueur de chevauchement moyenne par dalle. Également, les dimensions des coffrages pouvaient varier de quelques millimètres. Les dimensions exactes des dalles ont donc été indiquées.

3.3.4 Construction

3.3.4.1 Coffrages et préparation de la coulée

La fabrication des coffrages et la coulée des dalles et des joints de connexion ont été réalisées à l'usine de Béton Brunet Ltée de Valleyfield. Les coffrages des dalles et des joints ont été faits entièrement en bois (Figure 3-22).

Figure 3-22 : Construction du coffrage d'une dalle préfabriquée avec la forme du joint

La veille de la coulée, les coffrages ont été huilés avant d'installer les armatures afin d'éviter d'épandre de l'huile sur les armatures. Il est à noter que pour les dalles avec un joint de connexion, les surfaces de coffrage du joint de connexion n'ont pas été huilées. Les chaises soutenant les armatures ont été positionnées à l'extérieur de la zone centrale des dalles où les efforts sont plus critiques (Figure 3-23).

Pour les dalles en BHP, le premier lit d'armature était mis en place, suivi de la soudure de petites tiges pour faciliter l'installation du deuxième lit (Figure 3-23). L'un des avantages des dalles en BRF est la réduction de la quantité d'armature qui est, de surcroît, disposée sur un seul lit. Au niveau de la construction, cela s'est traduit par une réduction du temps de pose des armatures tel qu'indiqué au Tableau 3-4.

Tableau 3-4 : Temps de pose des barres d'armature selon les concepts de dalles préfabriquées

Type de dalle	Temps de pose (minutes)
Dalle en BHP	90
Dalle en BFHP	30
Dalle hybride	20

Les crochets E-Lift E670-6.75G de la compagnie Peikko Group (Peikko Group, 2011) avec la forme réutilisable orange ont été fixés aux armatures pour la dalle en BHP (Figure 3-23). Les crochets ont été installés immédiatement après la coulée du béton pour les dalles en BRF. Ils ne pouvaient pas être fixés aux armatures, car elles étaient situées dans le tiers inférieur des dalles. Enfin, le matin de la coulée, le retardateur de prise a été étendu sur la surface de coffrage des joints de connexion. La fiche technique des crochets et du retardateur de prise se retrouvent à l'annexe E.

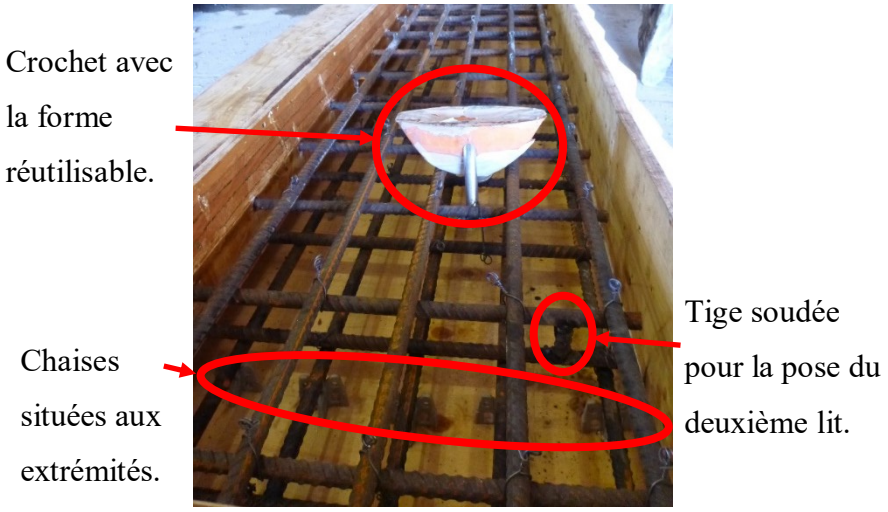


Figure 3-23 : Coffrage prêt pour la coulée du BHP

3.3.4.2 Coulées et cures

La première coulée a permis de fabriquer tous les spécimens en BHP, soit la dalle de référence et quatre dalles préfabriquées servant dans les deux systèmes de dalles avec joint de connexion transversal. La seconde coulée a permis la production de toutes les dalles préfabriquées en BFHP-1% (joints de connexion transversaux et longitudinaux) ainsi que les dalles hybrides (joint de connexion transversal). Pour compléter la dalle hybride, la mince couche de BFUP-4% a été mise en place lors d'une coulée 45 minutes après la couche de BFHP-1%. Pour permettre une meilleure cohésion entre les deux couches, des rainures ont été pratiquées sur la couche de BFHP-1%. Afin de favoriser l'orientation des fibres, le BFHP-1% a été coulé à partir d'une extrémité de la dalle. Dans le cas du BFUP-4%, la mise en place a été effectuée depuis le centre de la dalle pour faciliter la mise en place de la couche de 30 mm.

La troisième coulée a permis la fabrication des joints de connexion en BFUP-2%. Un joint en polyéthylène (propriétés à l'Annexe E) a été inséré à la jonction des deux extrémités de dalles préfabriquées. Le joint permet en chantier d'obtenir une marge de sécurité en cas d'imperfection dans la construction en plus d'éviter l'emploi de coffrage. La surface des dalles exposée au joint de connexion a été légèrement humidifiée avant la coulée afin de se rapprocher d'une condition « saturée surface séchée ». Le BFUP-2% a été inséré à une extrémité du joint par secousse afin de lui laisser le temps de s'écouler et de se mettre en place.

Après la coulée des dalles, un polythène (membrane de plastique souple) a été déposé sur les dalles afin d'empêcher l'évaporation. Le lendemain matin, le polythène a été retiré et les dalles décoffrées pour préparer l'interface à granulats exposés sur les surfaces exposées au joint de connexion. Un jet d'eau sous pression a permis de retirer la pâte non durcie imprégnée de retardateur de prise. Durant cette étape, les dalles sont restées dans l'usine à la température ambiante et humidifiées durant 12 heures. La Figure 3-24 montre le résultat obtenu pour la préparation de l'interface à granulats exposés pour les trois concepts de dalle. Premièrement, le retardateur de prise n'a pu être étendu complètement dans la section fermée du joint de la dalle en BHP à cause de la forte concentration en armature (accès difficile). Ainsi, l'interface de granulats exposés n'a pas été parfaitement réalisée sur ces dalles (Figure 3-24a). Dans le cas des dalles en BFHP et hybrides, la quantité réduite d'armatures a permis une meilleure application du produit et un résultat plus uniforme (Figure 3-24b et c). De plus, les fibres des BRF ont été bien exposées, ce qui a favorisé la liaison entre la dalle et le joint.

a) b) c)

Figure 3-24 : Résultat du granulat exposé, a) Dalle en BHP, b) Dalle en BFHP, Dalle hybride

Lors du décoffrage des dalles en BHP, la partie inférieure de la dalle servant de faux coffrage dans le joint a été endommagée par endroit et quelques nids d'abeille étaient visibles. La réparation de ces irrégularités est traitée à la section 3.3.4.3.

Afin de pouvoir récupérer les coffrages le plus rapidement pour préparer la deuxième coulée, une cure accélérée a été appliquée sur l'ensemble des dalles et des spécimens de caractérisation en BHP. Une bâche recouvrait tous les spécimens et une cure à la vapeur a été appliquée pendant 12 heures. Ensuite, les dalles sont restées dans l'usine durant trois jours avant d'être transférées à l'extérieur sous une bâche.

Pour la deuxième et la troisième coulée, suite aux premiers 24 heures avec un polythène, une cure humide a été réalisée durant six jours. Les spécimens étaient placés dans une chambre fermée où une bruine d'eau fonctionnait durant une minute à toutes les 10 minutes.

3.3.4.3 Réparation des dalles

Diverses parties de la section inférieure des dalles servant de faux coffrage ont été endommagées lors du démoulage des dalles en BHP. Les réparations visaient donc ces endroits ainsi que les nids d'abeille observés (Figure 3-25).

Figure 3-25 : Sections endommagées et nid d'abeille

Le produit SikaTop 123 Plus (Sika, 2009) a été employé pour effectuer la réparation. Sa fiche technique se trouve à l'Annexe E. Un petit coffrage a été mis en place pour y recevoir le coulis (Figure 3-26). Un polythène a été déposé sur la surface afin d'empêcher l'évaporation, puis une bâche a été mis en place sur les spécimens. La coulée des joints a été effectuée 55 jours après les réparations, ce qui a permis au produit de réparation d'atteindre une résistance adéquate.

Figure 3-26 : Section réparée

3.3.4.4 Longueur de chevauchement des armatures dans les joints

Lors de la coulée du béton dans les dalles, plusieurs armatures se sont déplacées à cause de la poussée du béton autoplaçant. Après inspection, une armature s'est aussi révélée plus courte que prévu. Ces deux problèmes sont illustrés à la Figure 3-27 et les longueurs de chevauchement moyennes mesurées sur chacun des spécimens sont indiquées au Tableau 3-5. La longueur de chevauchement varie en moyenne de 4 % par rapport à la valeur spécifiée et la variation maximale est de 10 % (113 mm au lieu de 125 mm) sur la dalle numéro 5 en BFHP avec un joint de connexion longitudinal. Ce tableau indique également quel essai sera effectué sur chaque dalle. La première série de dalle avec joint de connexion transversal sera amenée à la rupture avec un chargement statique, tandis que la seconde série sera soumis à un chargement cyclique avant l'application d'un chargement statique jusqu'à la rupture.

Figure 3-27 : Longueur de chevauchement variable

Tableau 3-5 : Longueur de chevauchement réelle et l'essai associé à chaque dalle

Type	No	Lc-théorique (mm)	Lc-réel (mm)	Essai
Dalle de référence	1	NA	NA	Statique
Dalle en BHP -	2.1	150	154	Statique
Joint transversal	2.2	150	141	Cyclique + statique
Dalle en BFHP -	3.1	150	157	Statique
Joint transversal	3.2	150	146	Cyclique + statique
Dalle hybride -	4.1	150	150	Statique
Joint transversal	4.2	150	144	Cyclique + statique
Dalle en BFHP -	5	125	113	Statique
Joint longitudinal	6	150	153	Cyclique + statique

3.3.5 Béton

Le Tableau 3-6 présente la composition des bétons utilisés dans ce projet. Les masses de granulats sont fournies en masse saturée surface séchée. L'Annexe F compile les formulaires complets des mélanges. Tous les bétons de ce projet correspondent à ceux utilisés dans la conception des dalles de pont préfabriquées du projet de Lachance (2015), à l'exception du BFHP qui avait présenté une résistance limitée. Un nouveau mélange de BFHP ayant une résistance nominale de 70 MPa sera utilisé.

Tableau 3-6 : Formulation des mélanges de bétons

	BHP	BFHP-1%	BFUP-2%	BFUP-4%
Ciment (kg/m^3)	449	649	1 008	1 016
Fumée de silice (kg/m^3)	-	44	252	254
Eau (kg/m^3)	173 [1]	171	223	211
Sable (kg/m^3)	834	876	658	610
Pierre (kg/m^3)	845	645	-	-
Superplastifiant (L/m^3)	0,190 [1]	23,6	42,6	49,5
Agent entraîneur d'air (L/m^3)	0,08	-	-	-
Agent modificateur de viscosité (L/m^3)	2,25	-	-	-
Fibres (kg/m^3)	-	80,0	156	312
Rapport E/L	0,390 [1]	0,287	0,200	0,193

[1] De l'eau et du superplastifiant ont été ajoutés après le malaxage, mais la quantité est inconnue

3.3.6 Caractérisation des matériaux

Le Tableau 3-7 regroupe les propriétés mécaniques mesurées sur les bétons fabriqués pour le projet. Considérant qu'une cure accélérée a été réalisée sur le BHP, sa résistance à 28 jours est remplacée par la résistance après la cure. Les autres échéances de mesure correspondent soit au début des essais statiques ou au début des essais cycliques. Les résultats du BHP après la cure à la vapeur représentent ce à quoi il était attendu, soit environ 50 MPa. L'augmentation à travers les échéances a été importante avec 18 MPa et peut être due à la cure accélérée. Quant aux autres bétons, la première échéance est à 28 jours et affiche des résistances au-delà de la résistance nominale, plus particulièrement pour le BFHP avec 26 MPa de plus alors que le BFUP-2% avait 11 MPa de plus et le BFUP-4% 14 MPa de plus. L'augmentation de la résistance a toutefois été moins marquée avec 7 MPa pour le BFHP, 12,5 pour le BFUP-2% et 6,2 MPa pour le BFUP-4%. D'autre part, les modules élastiques sont tous du même ordre de grandeur, soit environ 38 000 MPa, ce qui favorise la compatibilité des déformations. Par exemple, la dalle hybride contient trois bétons qui interagissent tous les uns avec les autres.

Le comportement en traction des BRF sous sollicitation en traction directe sur un spécimen en forme d'os est illustré à la Figure 3-28. Le BHP a été testé selon l'essai Brésilien aux échéances de l'essai statique et cyclique. Pour chaque essai de traction sur béton, trois spécimens étaient testés. À ces échéances, le comportement du béton en traction était stable avec une légère augmentation. Une résistance maximale de 4,20 MPa pour ce BHP est représentative de ses capacités prévues (Tableau 3-7). Quant au BFHP-1%, sa matrice étant similaire au BHP, la résistance maximale en traction est du même ordre de grandeur avec une résistance de 4,90 MPa (Tableau 3-7). Par contre, la contribution majeure des fibres longues du BFHP-1% se produit après l'apparition de la macrofissure où le béton offre une résistance résiduelle, soit un comportement adoucissant (Figure 3-28b). Une seule échéance a été complétée de par le nombre restreint de coffrages en forme d'os. Cette note est également valable pour les BFUP-2% et BFUP-4%. La combinaison d'un faible rapport E/L, d'une optimisation spécifique du fuseau granulaire et le fort dosage en fibres fournit un comportement écrouissant qui est unique au BFUP comparativement aux autres bétons. Ce comportement est visible en pré-pic et lui permet de se déformer grandement avant l'apparition de la macrofissure (Figure 3-28a). Également, plus le dosage en fibres courtes est élevé, plus la résistance maximale sera élevée, soit 7,56 MPa et 10,5 MPa respectivement pour le BFUP-2% et

le BFUP-4% (Tableau 3-7). Le comportement adoucissant est aussi plus élevée avec l'augmentation du dosage en fibres (Figure 3-28b).

Tableau 3-7 : Propriétés mécaniques des bétons

Matériaux	Échéance (jours)	f'_c (MPa)	f_t (MPa)	E (MPa)	ν
BHP50 (Dalle)	5	51,7			
	119	61,0	4,07 [a]	39 973	0,209
	175	70,1	4,20 [a]	37 043	0,218
BFHP70-1% (Dalle BFHP et hybride)	28	96,3	-	39 971	0,271
	92	97,7	-	37 455	0,245
	127	98,4	4,90 [b]	37 582	0,221
	149	103,7	-	38 102	0,243
BFUP120-2% (Joint)	27	131,4	-	38 273	0,228
	72	141,2	-	37 811	0,253
	119	143,9	7,56 [b]	37 309	0,202
BFUP120-4% (Dalle hybride)	28	134,8	-	38 518	0,218
	93	141,0	-	36 834	0,210
	128	141,0	10,5 [b]	37 385	0,225

a) Essai brésilien b) Traction directe

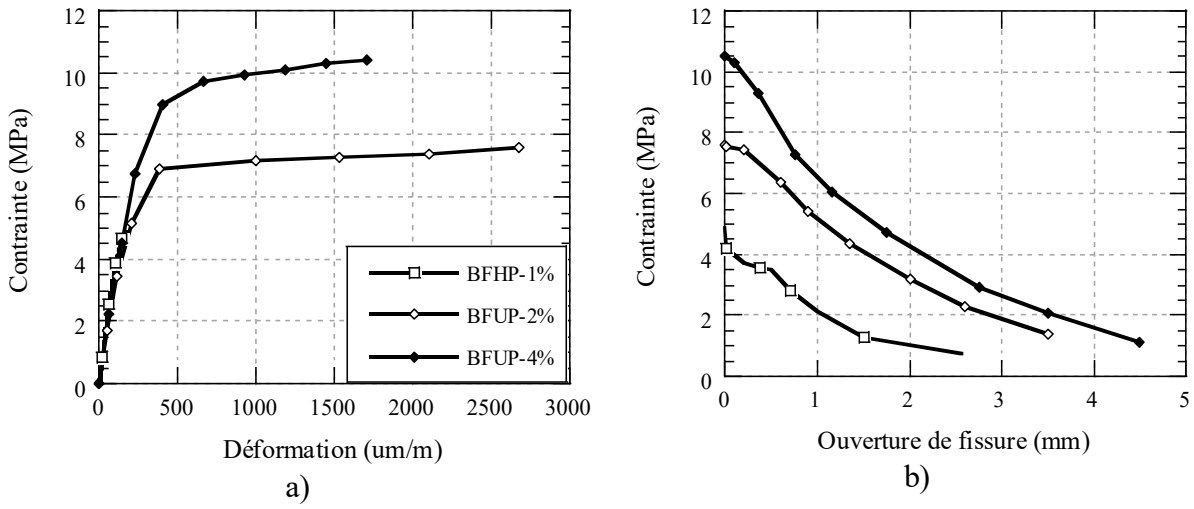


Figure 3-28 : Comportement en traction directe des BRF, a) Pré-pic, b) Post-pic

3.4 Procédure expérimentale

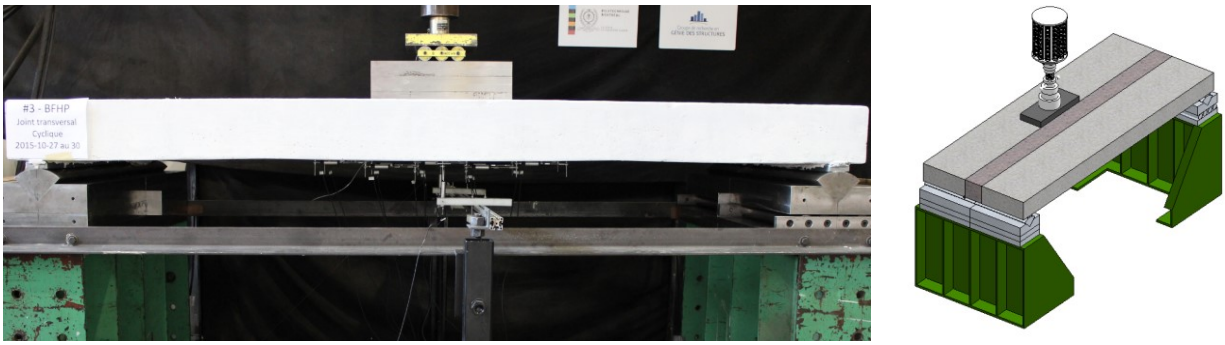
3.4.1 Montage en laboratoire

L'objectif du montage est de recréer en laboratoire la condition de la dalle de pont en service, soit la dalle reposant à ses extrémités (axe longitudinal du pont) sur les poutres. En laboratoire, les appuis représentent les conditions frontières de dalles sur appuis simples (conditions isostatiques) avec un appui à rouleaux du côté droit du montage permettant le déplacement et la rotation ainsi qu'un appui fixe à l'autre extrémité permettant la rotation (Figures 3-29 et 3-30). Dans une structure réelle, les déplacements et rotations seraient empêchées au-dessus des poutres. L'utilisation des appuis permettant les déplacements et rotations en laboratoire permet de simplifier la reproduction numérique des essais expérimentaux. Lorsque cette reproduction est adéquate, il est possible d'augmenter le niveau de complexité en modifiant les conditions d'appuis dans les modèles numériques afin de représenter les conditions d'une structure réelle.

En service, la dalle subit un chargement à chaque passage d'un essieu de camion qui est reproduit en laboratoire grâce à un vérin appliquant la charge sur des plaques en acier. Un vérin de 490 kN a été utilisé pour appliquer le chargement. Le chargement a été appliqué de façon excentré (Figure 3-29b) afin de valider le transfert des efforts entre les deux dalles préfabriquées. Au point d'application de la charge, une rotule était présente afin d'appliquer la charge uniformément et une cellule de charge captait la charge réelle appliquée par le vérin. Le système de plaques de chargement représente l'empreinte du pneu de camion type (600 × 250 mm) tel que considéré par le code des ponts S6-14 (CSA, 2014). Les plaques disponibles en laboratoire étaient de 600 × 300 mm. Elles ont été positionnées l'une sur l'autre afin de permettre une diffusion des efforts à environ 45° (43° exactement) depuis le vérin jusqu'à la dalle. Des rouleaux ont été ajoutés entre deux plaques du système de chargement pour réduire le déplacement transversal du vérin.

La flèche mesurée lors du chargement statique a été captée à l'aide de potentiomètres, tandis que la mesure lors du chargement cyclique a été faite avec des LVDT. La présence du joint de connexion au centre de la dalle a fait en sorte que le point de chargement a dû être excentré par rapport au centre de la dalle. La flèche devait donc être enregistrée de chaque côté du joint de connexion. Un capteur se situait directement sous le point de chargement et l'autre capteur était situé à la même position de l'autre côté du joint (Figure 3-31). Les fissures et l'ouverture du joint

de connexion ont été captées à l'aide de 12 potentiomètres linéaires situés sous la dalle dans la zone centrale.



a) b)

Figure 3-29 : Montage en laboratoire – Dalle avec joint de connexion transversal, a) Photo en laboratoire, b) Vue schématique en 3D

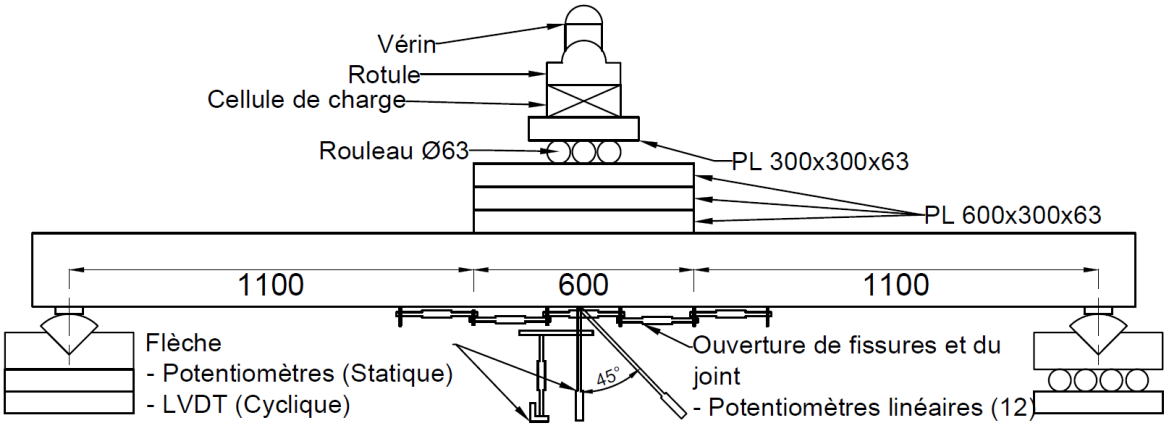


Figure 3-30 : Plan du montage en laboratoire – Dalle avec joint de connexion transversal

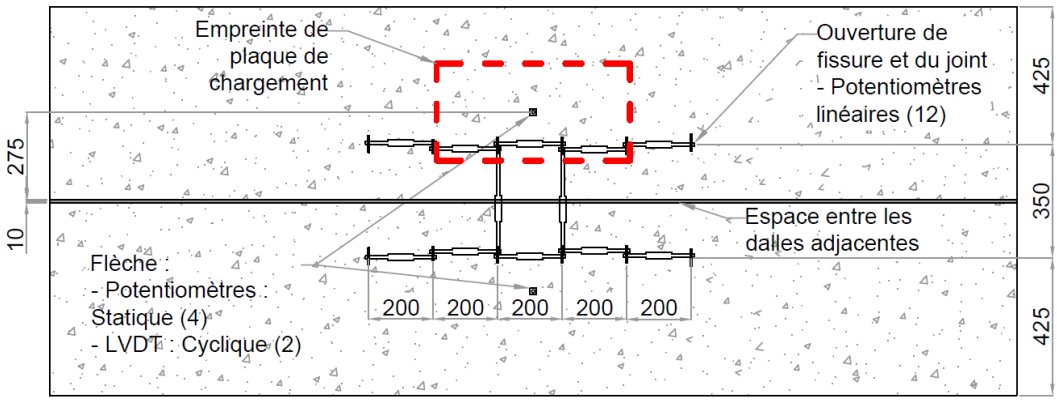
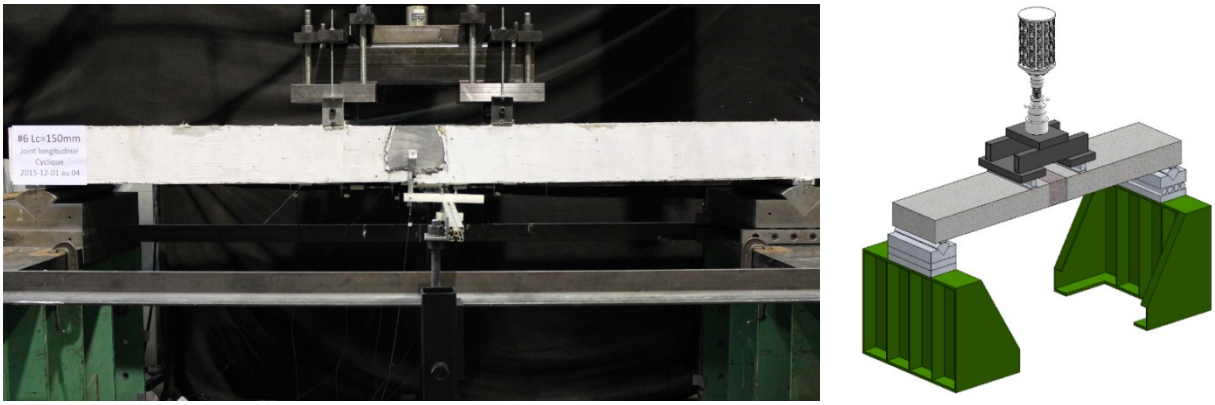


Figure 3-31 : Plan d'instrumentation – Vue inférieure de la dalle avec joint de connexion transversal

Les dalles avec joint de connexion longitudinal ont été chargées en statique et en cyclique (Tableau 3-5). La plus importante modification au montage est le système de chargement qui positionnait le joint de connexion dans une zone de moment constant. Un ensemble de plaques et HSS a permis de transférer le chargement ponctuel du vérin en un chargement en flexion à quatre points (Figures 3-32 et 3-33). Ce montage particulier est celui utilisé par (Lachance, 2015).

Du côté de l'instrumentation, cinq potentiomètres linéaires ont été disposés sous la section centrale de la dalle afin de capter l'ouverture des fissures ainsi que celle du joint de connexion (Figure 3-34). La flèche a été mesurée de chaque côté de la dalle à l'aide de quatre potentiomètres en statique et de deux LVDT en cyclique. Une plaquette a été fixée au centre du joint de connexion et servait de point de référence.



a) b)

Figure 3-32 : Montage en laboratoire – Dalle avec joint de connexion longitudinal, a) Photo en laboratoire, b) Vue schématique en 3D

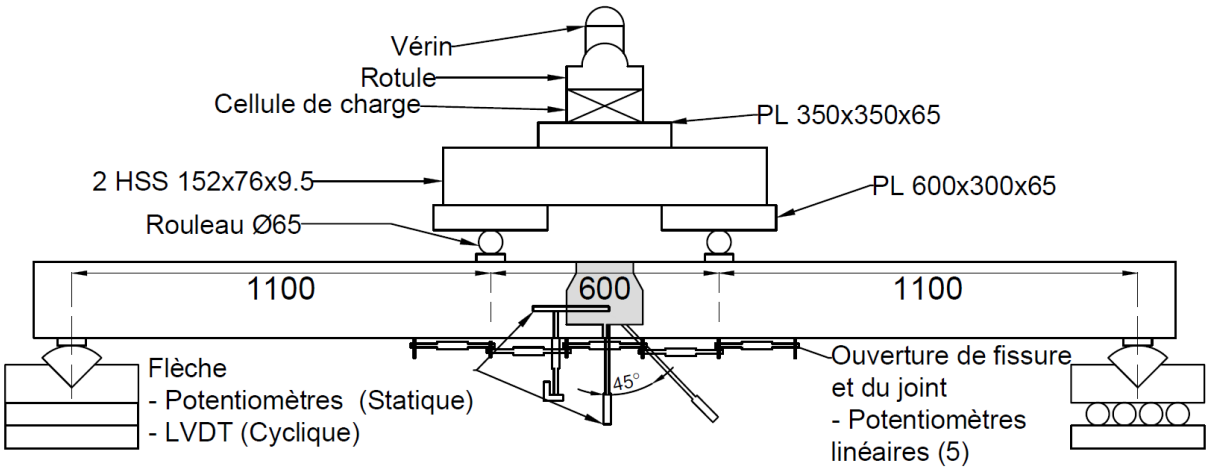


Figure 3-33 : Plan du montage en laboratoire – Dalle avec joint de connexion longitudinal

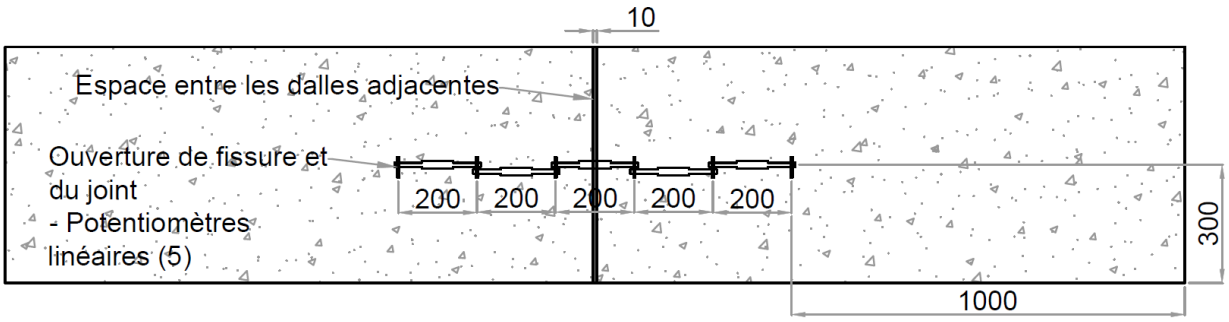


Figure 3-34 : Plan d'instrumentation – Vue inférieure de la dalle avec joint de connexion longitudinal

3.4.2 Essai statique

Pour le programme principal, un vérin Amsler de 490 kN a été employé lors des essais statiques. Le taux de chargement a été fixé à 0,2 kN/sec. Des pauses dans le chargement ont été effectuées à 75 kN, 175 kN, 275 kN et à la rupture pour pouvoir tracer les fissures sur la dalle et prendre des photos. Afin de garantir la sécurité de l'essai, deux critères ont été établis pour déterminer la fin du chargement, soit lorsque les fissures approchaient la surface supérieure de la dalle (risque de rupture fragile) et un déplacement transversal du vérin de plus de 5 mm. Le protocole expérimental du chargement statique se retrouve à l'annexe G.

Pour le programme exploratoire, un vérin Amsler de 245 kN a été employé lors des essais statiques. Le taux de chargement a été fixé à 0,1 kN/sec. Des pauses dans le chargement ont été effectuées à 40 kN, 80 kN, 120 kN et à la rupture pour pouvoir tracer les fissures sur la dalle et prendre des photos. Afin de garantir la sécurité de l'essai, les deux critères précédents s'appliquaient toujours.

3.4.3 Essai cyclique

Pour le programme principal, les essais cycliques ont pour objectif de tester la capacité du joint de connexion en condition de service, soit sous le passage régulier d'essieux de camion. Ainsi, un pulsateur alimentait le vérin Amsler de 490 kN afin d'effectuer un chargement cyclique sinusoïdale à une fréquence de 4,4 Hz.

Une vérification de la première fréquence de résonnance du spécimen a été réalisée pour confirmer que celle-ci n'était pas inférieure à la fréquence de chargement cyclique. Tout d'abord, un calcul manuel a permis de déterminer que la première fréquence était de 46 Hz.

$$f_1 = \frac{\pi}{2L^2}\sqrt{\frac{EI}{\overline{m}}} = 46{,}0\ Hz \qquad 3\text{-}1$$

Où : $L^2 = 2{,}8^2 = 7{,}84m^2$

$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1{,}2\times 0{,}2^3}{12} = 0{,}8 \times 10^{-3}m^2$

$\overline{m} = 2\ 400 \times 1{,}2 \times 0{,}2 = 576\ kg/m$

Ensuite, un modèle numérique a été réalisé sur Abaqus (Dassault Systèmes, 2011). Les propriétés du béton sont présentées au Tableau 3-8 et les dimensions citées au chapitre 3.4.1. Le résultat obtenu a été de 44,7 Hz, confirmant ainsi le calcul manuel. De plus, la première fréquence de résonnance est nettement supérieure à la fréquence des cycles de chargement et déchargement, ce qui n'entraînera pas de rupture prématurée.

Tableau 3-8 : Propriétés du béton pour le modèle de fréquence de résonnance

Propriété	**Valeur**
E_c (MPa)	38 000
ν	0,21
γ_c (kg/m^3)	2 400

En laboratoire, la première étape du chargement cyclique a été d'atteindre la charge maximale (Figure 3-35). Les fissures initiales ont été tracées. Ce pré-chargement initie les fissures, ce qui fait en sorte que le système hydraulique se stabilise plus rapidement. Ensuite, la charge fût diminuée à la charge minimale. Lorsque la charge minimale et la charge maximale atteignaient les valeurs cibles, le décompte des cycles débutait. Au total, un million de cycles de chargement et déchargement représentant le passage d'un essieu de camion CL625 étaient appliqués. À la fin de cette période, le système était déchargé à 10 kN. Les fissures étaient à nouveau tracées afin de faire ressortir leur progression sous l'application des cycles de chargement. Enfin, le chargement statique à la rupture a été appliqué tel que décrit à la section précédente.

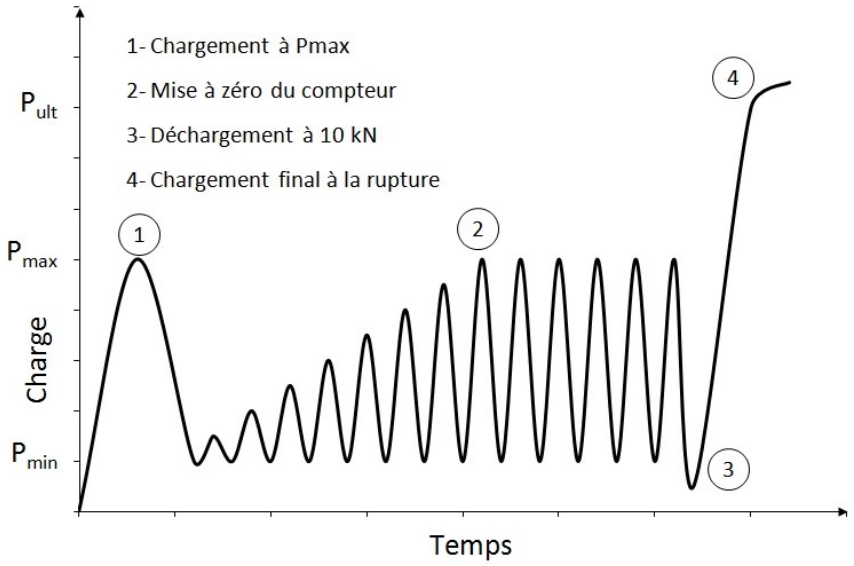


Figure 3-35 : Protocole de chargement cyclique

3.4.3.1 Niveaux de charge

Tout d'abord, d'après Lachance (2015), à l'état limite de fatigue du code S6-14 (CSA, 2014), le moment minimal (M_{min}) du pont type présenté à la figure 3-1 est de 5,69 kNm/m et correspond au poids propre de la dalle et de l'enrobé bitumineux. Quant au moment maximal (M_{max}), il est de 40,97 kNm/m, soit la somme du moment minimal et du moment engendré par la charge de roue de 87,5 kN du CL625 (35,28 kNm/m).

Dans le cadre de ce projet, les dalles avec joint de connexion transversal permettent de vérifier la capacité du joint à transmettre les efforts adéquatement entre les deux dalles. Trois (3) vérifications doivent être faites pour déterminer P_{min} et M_{min} à appliquer lors des cycles. La première étape est de vérifier si le moment (M_0) généré par le poids des plaques de chargement ($w_{o\text{-}pl}$) et de la dalle ($w_{o\text{-}dalle}$) est supérieur au moment minimal (M_{min}) du code de 5,69 kNm/m (Figure 3-36).

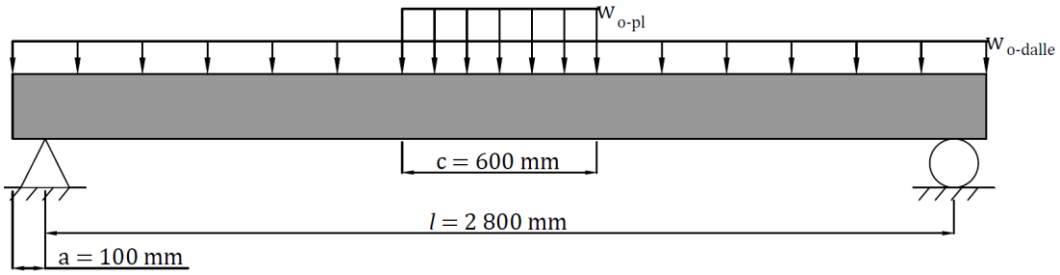


Figure 3-36 : Efforts intrinsèques du montage expérimental

$$M_0 = M_{0-pl} + M_{0-Dalle} \quad 3\text{-}2$$

$$P_{0-pl} = 3{,}24\ kN \rightarrow w_{0-pl} = 5{,}4\ kN/m$$

$$M_{0-pl} = \frac{cw_{o-pl}}{4}\left(l - {}^{c}/_{2}\right) = 2{,}03\ kNm \quad 3\text{-}3$$

$$w_{0-dalle} = 1.2 \times 0{,}2 \times 24 = 5{,}76\ kN/m \quad 3\text{-}4$$

$$M_{0-dalle} = \frac{w_{o-dalle}}{8}(l + 2a)(l - 2a) = 5{,}62\ kNm \quad 3\text{-}5$$

$$M_0 = \frac{(2{,}03 + 5{,}62)\ kNm}{1{,}2m} = 6{,}38\ kNm/m \quad 3\text{-}6$$

Le moment M_0 généré par le poids des plaques d'acier et celui de la dalle est supérieur à M_{min}. La seconde vérification consiste à garantir la stabilité du système de chargement comprenant des rouleaux. Une charge minimale de 5 kN doit être appliquée au spécimen. La troisième vérification est de fournir une charge minimale supérieure ou égale à environ 3 % de la capacité du vérin. Ces trois vérifications fournissent trois valeurs minimales à considérer.

Vérification 1 : $P_{0-min} = \frac{M_{min}}{(\frac{l}{4} - \frac{c}{8})} = \frac{6{,}38 \times 1{,}2}{(\frac{2{,}8}{4} - \frac{0{,}6}{8})} = 12{,}2\ kN$ 3-7

Vérification 2 : $P_{système-min} = 5\ kN$ 3-8

Vérification 3 : $P_{vérin-min} = 0{,}03 \times 490 = 14{,}7\ kN$ 3-9

Il a été décidé de prendre la valeur de P_{min} = 20 kN pour simplifier le contrôle et la stabilité du système. Le moment minimal réel devient donc de :

$$M_{min} = \frac{20}{1{,}2}\left(\frac{2{,}8}{4} - \frac{0{,}6}{8}\right) = 10{,}4\ kNm/m \quad 3\text{-}10$$

La force maximale à appliquer sur le vérin peut désormais être déduite :

$$M_{max} = M_{min} + \Delta M = 10{,}4 + 35{,}28 = 45{,}7\ kNm/m \qquad 3\text{-}11$$

$$P_{max} = \frac{M_{max}}{(\frac{l}{4} - \frac{c}{8})} = \frac{45{,}7 \times 1{,}2}{(\frac{2{,}8}{4} - \frac{0{,}6}{8})} = 87{,}7kN \qquad 3\text{-}12$$

La charge maximale a été fixée à 100 kN, ce qui génère un moment transversal maximal de 52,2 kNm/m et un moment longitudinal dans le joint de connexion transversal de 6,8 kNm/m. Les efforts sont résumés au Tableau 3-9.

Les charges minimale et maximale pour les dalles avec joint longitudinal ont été choisies égales à celles utilisées par Lachance (2015) puisque les dalles ont exactement la même conception et configuration mis à part la présence du joint de connexion. Les charges minimale et maximale sont respectivement de 8,9 kN et 36 kN, ce qui correspond à des moments minimal et maximal de 8,16 kNm/m et de 33 kNm/m selon l'équation 3-13. Le Tableau 3-9 résume ces informations.

$$M_{longitudinal}\ [kNm/m] = \frac{P[kN] \times 1{,}1m}{2 \times 0{,}6m} \qquad 3\text{-}13$$

Tableau 3-9 : Résumé des charges cycliques en laboratoire

Type de dalle	**Dalle avec joint transversal**		**Dalle avec joint longitudinal**	
Charge (kN)	**P_{min} = 20**	**P_{max} = 100**	**P_{min} = 8,9**	**P_{max} = 36**
M_L (kNm/m)	0,75	4,75	-	-
M_T (kNm/m)	11,1	55,3	8,16	33,0

Les modèles numériques réalisés avec le logiciel ATENA montrent que ces plages de charges n'engendreront pas de rupture par fatigue des barres d'armature au droit de l'interface entre la dalle et le joint de connexion, c'est-à-dire que la variation de contrainte dans les barres d'armature demeure inférieure à 125 MPa et respecte l'exigence du code des ponts (CSA, 2014).

Par ailleurs, des analyses ont été faites avec le logiciel SAP2000 (Computers & Structures inc, 2015) pour vérifier si les moments maximaux (transversaux et longitudinaux) prévus dans le programme d'essais en laboratoire couvrent les moments attendus en service dans les joints de connexion sur une dalle de pont continue sur plusieurs poutres. Plus d'informations sur cette modélisation se trouve à l'Annexe H. Les moments de service ont été déterminés en utilisant les deux essieux de 125 kN du CL625 avec le coefficient de majoration dynamique (CMD) de 0,3. Ces essieux ont été choisis, car ils sont représentatifs d'un camion tout en étant la combinaison la plus critique de chargement. Les moments causés par le passage de cette combinaison d'essieux sont résumés au Tableau 3-10. D'après les résultats, les moments transversaux en service causés par le CL-625 (Tableau 3-10) seront inclus dans l'enveloppe des charges cycliques en laboratoire de la dalle avec joint de connexion longitudinal (Tableau 3-9). Les essais sur dalles avec joint longitudinal sont donc plus sévères que dans la structure. Les moments longitudinaux en service causés par le CL-625 (Tableau 3-10) sont supérieurs à ceux générés dans les essais cycliques en laboratoire sur les dalles avec joint transversal (Tableau 3-9). À ce niveau, les essais sont moins sévères que la réalité de la structure. Des modélisations seront faites pour pallier à cette situation.

Tableau 3-10 : Moments dus au passage du CL625

Charge (kN)	**62,5 X 1,3**	
Position	**1/2 portée**	**1/3 portée**
M_L (kNm/m)	8,2	8,2
M_T (kNm/m)	8	12

CHAPITRE 4 ARTICLE 1 : DESIGN AND BEHAVIOR OF UHPFRC FIELD-CAST CONNECTIONS BETWEEN PRECAST BRIDGE DECK ELEMENTS

Paper submitted for publication to ASCE Journal of Bridge Engineering

4.1 Authors

Sébastien Verger Leboeuf, Master student, Polytechnique Montreal

Jean-Philippe Charron, Ph.D., P. Eng., Professor, Polytechnique Montreal

Bruno Massicotte, Ph.D., P. Eng., Professor, Polytechnique Montreal

4.2 Abstract

This research focus on developing and measuring the mechanical behavior of ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) transverse field-cast connections between precast bridge deck elements. The connections have a closed shape, exposed aggregates and lap splice length of 10 bar diameters (d_b). Three slab design were considered: high performance concrete (HPC), a high performance fiber reinforced concrete (HPFRC), and hybrid HPFRC and UHPFRC. A first set of specimens was subjected to quasi-static loads up to failure, while a second set was subjected to cyclic fatigue loads prior to a quasi-static loading to failure. Experimental results show that all precast bridge decks with UHPFRC connections present the same stiffness and ultimate strength than equivalent cast-in-place (CIP) slabs. Finite elements models reproduced accurately experimental results and were used for predicting the mechanical behavior of continuous bridge slabs. Parametric studies confirmed that under various loading conditions, transverse UHPFRC field-cast connections do not modify the stiffness, ultimate strength and failure mode of a slab in comparison to the equivalent CIP systems.

4.3 Introduction

Decks are the most severely loaded bridge components in service conditions: concrete bridge decks are exposed to aggressive environment and high level of cyclic loading and are generally affected by corrosion, delamination and cracking problems. Throughout North America, decks present

extensive deterioration due to the use of de-icing salts, increase of traffic volume and intensity. Several bridge decks have reached the end of their service life and need a rehabilitation (Petre-Lazard, 2001, Yehia et al., 2008), and billions of dollars are spent each year in North America to repair or replace these critical structural elements (Lachemi et al., 2007).

Fiber reinforced concrete (FRC) was used for the design and construction of cast-in-place bridge decks (Massicotte et al., 2000; Massicotte et al., 2016) with the aim of improving the durability of bridge decks, while more recently precast FRC bridge deck solutions have been developed (Bergeron, 2013; Lachance et al., 2016) with the additional objective of accelerating bridge deck construction. One of the principal advantage provided by FRC for bridge decks is a better crack control due to a uniform distribution of the fibers in the concrete which leads to significant reduction of crack openings in service conditions. Finer cracks reduce the infiltration of water that may contain chemical agents (chloride, sulfate, etc.) and the deterioration associated to those agents (Hubert et al., 2015). Furthermore, a reduction of the slabs reinforcement is possible due to a higher post-cracking strength provided by the fibers, which can decrease rebar installation time at construction site.

Rehabilitation of infrastructures is a challenge especially in urban area where traffic mitigation is complex. Using precast decks is an excellent alternative to reduce construction time. However the connection of the precast elements is a critical aspects in bridge deck design because load transfer between precast components or to girders occurs in zones with cold joints having high risks of water and chemical agent infiltration. Conventional reinforced concrete cast-in-place connections have approximate width of 650 mm and frequently require adding post-tensioning to ensure a proper structural behavior and an extended durability (Mailhot and Zaki, 2002).

Recently, many research and construction projects have shown that 150 to 200-mm wide field cast connections made of ultra-high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) can adequately link precast HPC deck elements (Graybeal, 2010, Perry et al., 2012, Sritharan et al., 2012). Only a few recent research projects have studied UHPFRC connections in combination with precast HPFRC slabs (Gascon, 2016, Tremblay, 2016), however a typical reinforcement ratio was included in the UHPFRC connections.

This research project aimed on developing transverse UHPFRC field-cast connections adapted to precast FRC decks with reduced reinforcement, this development has never been done before. The transverse connections are perpendicular to the longitudinal bridge girders.

4.4 Experimental program

4.4.1 Design of the precast decks and UHPFRC connection

The selected reference structure in this study is a simply supported 30 m long bridge having 4 longitudinal steel girders spaced at 3 m (Moffatt, 2001). Precast decks were initially designed following the Canadian Bridge Design Code (CSA, 2014) by Lachance et al. (2016), who optimized the transverse reinforcement for three proposed designs (Figure 1): a HPC deck, a HPFRC deck, and a hybrid deck composed of a 170-mm HPFRC bottom layer and a 30-mm UHPFRC top layer. The total reduction of conventional reinforcement in comparison to the HPC deck is 40 % and 55 % for the HPFRC and hybrid design respectively. Lachance et al. (2016) confirmed experimentally the adequate bending behavior of precast decks in positive and negative transverse bending, under quasi-static and cyclic loadings. All design exceeded CSA-S6 (2014) and AASHTO (2012) requirements. These validated precast deck designs are considered in this study.

The UHPFRC connection design was carried out using nonlinear finite elements (NLFE) models that are described in the finite elements models section. Parametric studies detailed in Verger Leboeuf's thesis (2016) showed that exposed aggregates on the precast deck at the interface with the UHPFRC connection offer higher stiffness, cohesion and ultimate strength than flat formwork surface or a roughened jack-hammered interface. This result was also noted by Duchesneau et al. (2011) and Graybeal (2014). Analyses also indicated that a connection with a close shape on the bottom section provided a higher ultimate capacity and delayed the opening of the deck-joint interface. Rebar configuration with no space between the lapped 15M bars in the connection joint was found to provide the best results. Finally the lap splice length in the UHPFRC joint was selected equal to 10 bar diameters (10 d_b) for 15M longitudinal deck bars, the optimal configuration to guarantee an adequate load transfer. Based on the parametric studies, the connection joint selected for this project (Figure 4-1) has a closed shape, exposed aggregates interfaces, a lap splice of 10 d_b with 5 mm between external faces of 15M longitudinal rebars.

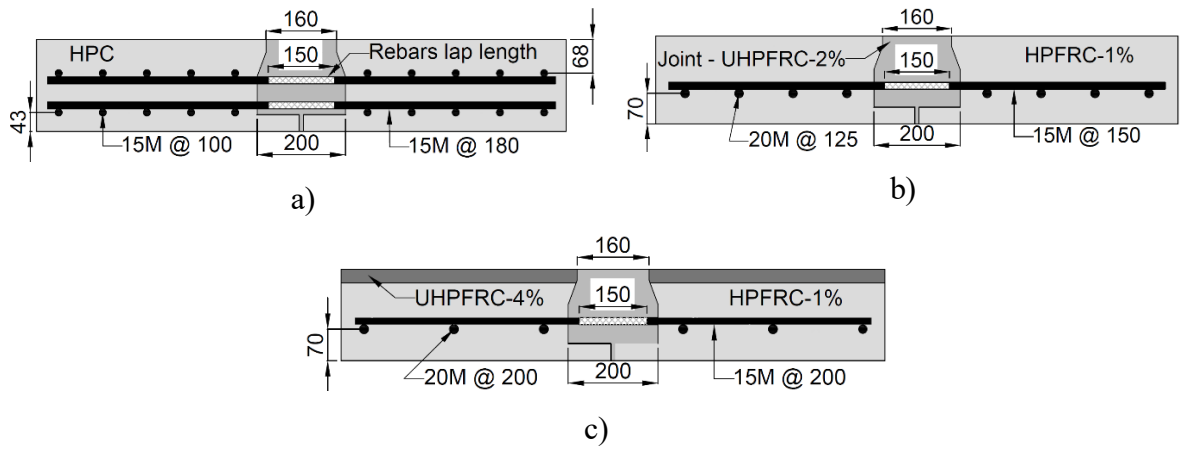


Figure 4-1 : Deck cross sections with a transverse UHPFRC connection, a) HPC, b) HPFRC, c) Hybrid HPFRC and UHPFRC (dimensions in mm)

4.4.2 Materials properties

Table 4-1 presents the composition of concrete mixes used in this project. HPFRC-1% was used in the HPFRC deck and in the bottom layer of the hybrid deck, the UHPFRC-2% was used for all field cast connection, and the UHPFRC-4% was selected for the top layer of the hybrid deck for is exceptional water-tightness and durability characteristics (Hubert et al. 2015). All FRC mixes were self-leveling and the HPC showed a normal workability. Table 4-2 shows the average mechanical properties measured at 28 days, except for the HPC which was submitted to steam curing for 12 hours.

The direct tensile behavior of the FRC measured on dog-bone specimens are plotted in Figure 4-2 where the HPFRC pre-peak properties is superposed with the UHPFRC ones. The HPC is a commonly used concrete in CIP bridge deck with a water/binder (w/b) ratio of 0.39 and a fragile tensile failure. The HPFRC contained 1 %-vol. of hooked steel fibers (l_f = 35 mm, d_f = 0.55 mm) with a w/b ratio of 0.29. The tensile properties show a post-peak softening behavior due to fibers contribution in controlling crack development and propagation (Figure 4-2b). The UHPFRC contained 2 or 4 %-vol. of straight steel fibers (l_f = 13 mm, d_f = 0.20 mm) with a w/b ratio of 0.20 and 0.19 respectively. The combination of specific particle-size optimization, low w/b ratio and high dosage of fibers provided to UHPFRC a pre-peak strain-hardening behavior (Figure 4-2a) and a post-peak softening behavior (Figure 4-2b). The UHPFRC-4% reached a higher tensile strength due to the higher amount of steel fibers.

All reinforcing bars came from a unique heat of 400W steel grade. Yield strength and ultimate tensile strength were measured at 400 MPa and 570 MPa respectively for the 15M, and 415 MPa and 600 MPa respectively for the 20M.

Table 4-1 : Concrete mix proportions

Component	HPC	HPFRC-1 %	UHPFRC-2 %	UHPFRC-4 %
Cement (kg/m³)	449	649	1 008	1 016
Silica fume (kg/m³)	-	44	252	254
Water (kg/m³)	173	171	223	211
Sand (kg/m³)	834	876	658	610
Aggregate (kg/m³)	845	645	-	-
Superplasticizer (L/m³)	0.190	23.6	42.6	49.5
Air entraining admixture (L/m³)	0.08	-	-	-
Viscosity-modifying admixture (L/m³)	2.25	-	-	-
Fibre (kg/m³)	-	78.0	156	312
Water/binder ratio (-)	0.390	0.287	0.200	0.193

Table 4-2 : Measured concrete mix mechanical properties

Properties	HPC	HPFRC-1%	UHPFRC-2%	UHPFRC-4%
f'_c (MPa)	61.0	96.3	131.4	134.8
f_t (MPa)	4.07	4.90	7.56	10.5
E (MPa)	40 000	40 000	38 300	38 500
ν (-)	0.209	0.271	0.228	0.218

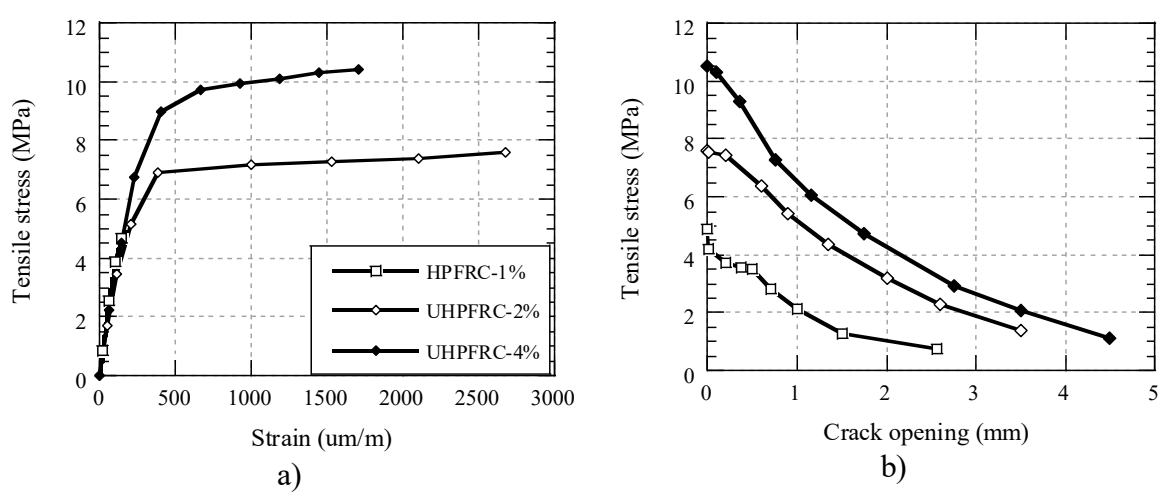


Figure 4-2 : Measured tensile behavior of the three FRC mixes, a) Pre-peak phase, b) Post-peak phase

4.4.3 Specimens

Seven slab systems with a length of 3 m and a total width of 1.2 m, including 2 precast 0.5 m wide deck elements and a 0.2 m wide field cast UHPFRC connection were built at a precast plant (Figure 1): one reference slab in HPC without connection joint and six precast slab systems (two in HPC, two in HPFRC and two hybrid) with a transverse UHPFRC joint. All deck systems in HPC were steam cured for 12 hours. All FRC deck systems and the UHPFRC joint were cured in moist condition for 7 days. The first specimen of each design was subjected to quasi-static loading up to failure, while the second specimen was subjected to a one-million cyclic loading prior to the quasi-static loading to failure. The tests were carried out between 50 and 125 days after the specimen production.

4.4.4 Test setup and instrumentation

This project objective was to evaluate the structural behavior under quasi-static and cyclic loadings of the precast slabs with UHPFRC transverse field cast joints in positive transverse bending with an eccentric applied loading to create a critical loading condition for the joint. The test setup reproduced partially the reference bridge condition: the specimens were tested in simply supported conditions using a set of rollers spaced at 3 m for representing the longitudinal girders (Figure 4-3). The behavior of the actual continuous deck is described later in NLFE analysis in Section. A 490-kN actuator was used to apply the load at a loading rate of 0.2 kN/sec for the static tests. The loading area was located at the deck midspan in the transverse bridge axis, but slightly eccentric in the longitudinal axis (at 275 mm of the center of the UHPFRC joint, Figure 4-4). This configuration was adopted to verify the capacity of the UHPFRC joint to transfer load between the two precast slabs. A swivel and a load cell where placed between the actuator and the specimen to apply a uniform load and measure the force applied by the actuator. Steel plates were also introduced to simulate the loading area of a typical truck axle (600 x 250 mm) as considered by the Canadian Bridge Code (CSA, 2014). Rollers were added between two steel plates to eliminate the actuator and specimen interaction (Figure 4-3).

Deflection measured during static loading was recorded with two potentiometers, while it was measured with two LVDT during cyclic loading (Figure 4). Twelve potentiometers were installed at the slab bottom face: five sensors under the eccentric load to measure crack openings, five others

on the opposite side of the connection joint, two sensors perpendicular to the joint to measure its opening.

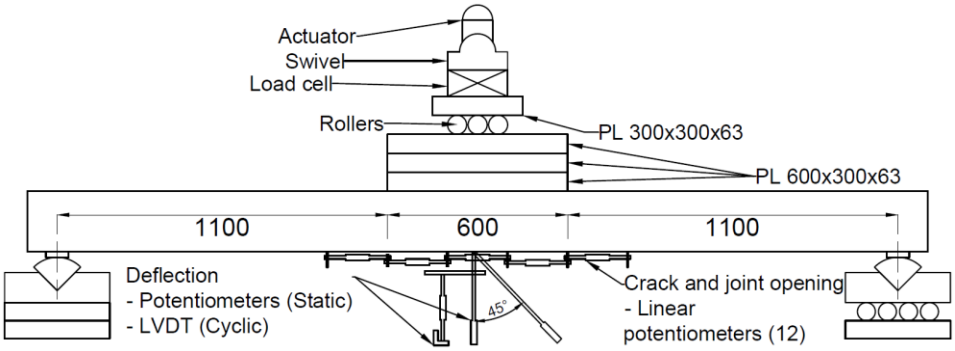


Figure 4-3 : Laboratory test setup (dimensions in mm)

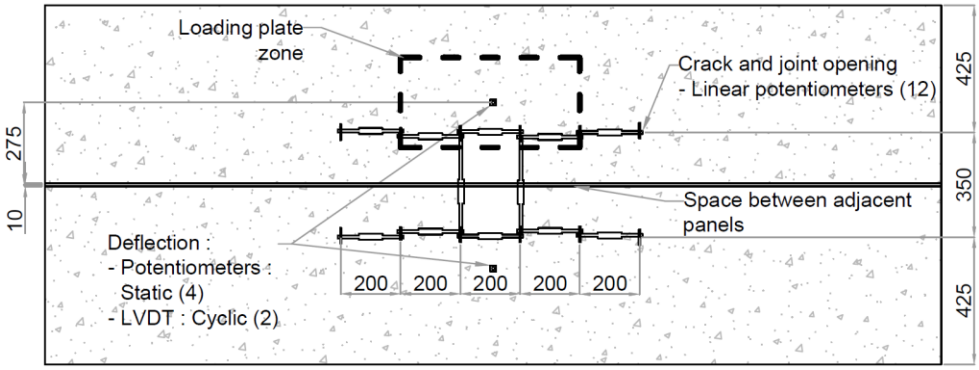


Figure 4-4 : View of the specimen bottom face with instrumentation (dimensions in mm

4.5 Tests results

4.5.1 Static loading

The moment-deflection behavior under quasi-static loading of the precast slabs connected with a UHPFRC joint is illustrated in Figure 4-5a with the factored design moment required by the S6-14 Code (CSA, 2014) at ultimate limit states (ULS). The moment-maximal crack opening behavior is plotted in Figure 4-5b with the service moment and the 0.25-mm maximum crack opening allowed in service conditions (SLS). All specimens showed a linear elastic behavior up to approximately 25 kN-m/m for the HPC slabs and 35 kN-m/m for the HPFRC and hybrid slabs, followed by a nonlinear behavior due to the initiation and propagation of bending cracks. Finally, the HPC specimen ultimate strength was governed by rebar yielding, while the FRC specimen maximum

strength was determined by the combined action of fibers and reinforcement yielding followed by a progressive strength reduction to the rebar yielding capacity only.

The precast HPC specimen with UHPFRC connection and the CIP HPC slab exhibited exactly the same stiffness and an ultimate strength of 170 kN-m/m. The Precast HPFRC and hybrid specimens with field cast connection reached ultimate strength of 192 kN-m/m and 162 kN-m/m respectively (Figure 5a). Due to the better crack control provided by the FRC, no crack were measured in the precast FRC specimens at the service load level ($M_{Service}$), while the CIP HPC slab had crack opening of 0.09 mm and the precast HPC slab with field-cast connection had crack width of 0.07 mm at the same load level. All deck systems largely exceeded the factored design moment ($M_{Ultimate}$) and respected the maximal crack opening requirement. The 200-mm UHPFRC transverse joint permitted to adequately transfer the applied load between precast deck elements as no difference was noted in the slab behavior. Moreover the UHPFRC joint performed adequately, particularly for FRC slabs having only one reinforcement layer instead of two (Figure 4-1).

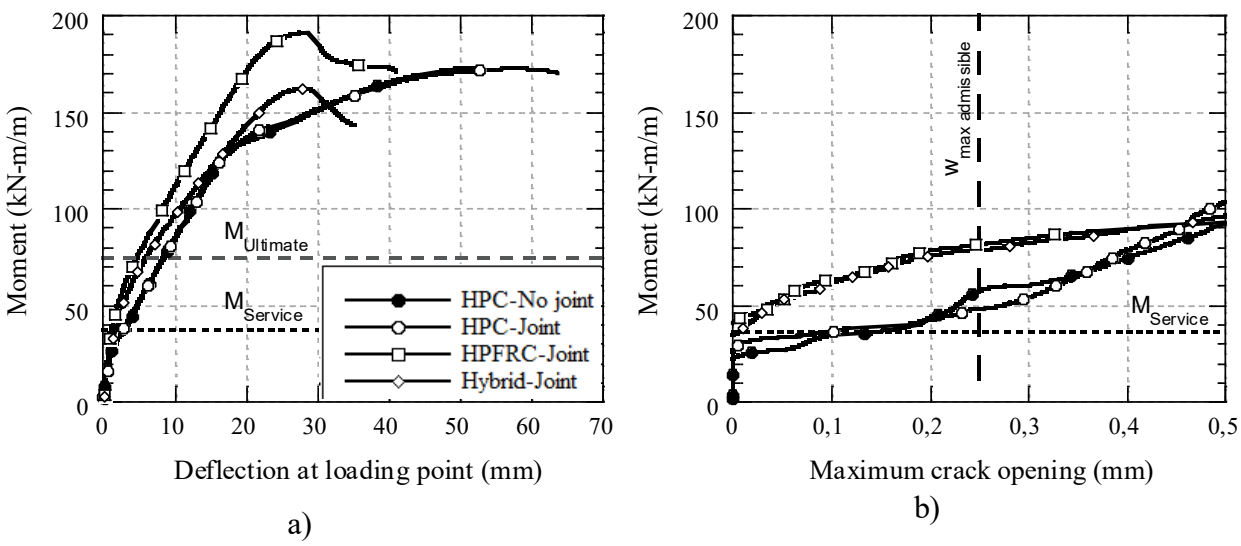


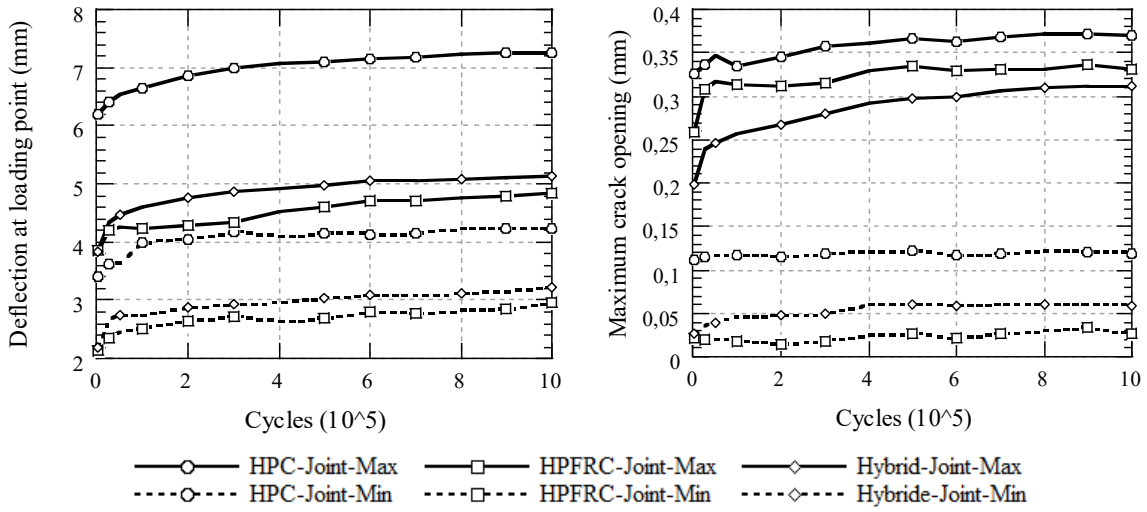
Figure 4-5 : Specimen behavior under quasi-static loading, a) Moment – deflection response, b) Moment – Maximum crack opening response

4.5.2 Cyclic behavior

The test setup for the cyclic tests is the same as in quasi-static tests, except that the actuator was applying a cyclic load at a frequency of 4.4 Hz. The minimum and maximum loads were 20 kN and 100 kN respectively, which corresponds to the application of transverse moments of 10.4 kN-

m/m and 52.2 kN-m/m respectively. The minimum load was related to the configuration of the loading system and was higher than the dead load moment in bridge deck, normally zero for transverse joints. The maximum load was selected equal to 120 % of the CSA truck axle to test the UHPFRC joint in a critical condition for both transverse and longitudinal moments. One million loading cycles was applied.

Figure 4-6a presents the evolution of the specimens minimum and maximum deflections measured during the cyclic loading, while Figure 4-6b shows the evolution of the minimum and maximum crack openings. All measurements showed a stabilisation after 400 000 cycles. Due to a higher stiffness in service conditions provided by fibers controlling crack opening, both precast HPFRC and hybrid specimens exhibited low deflection, 4.8 and 5.1 mm respectively, while the HPC specimens reached 7.3 mm. The difference between the maximum and minimum deflections was also lower for precast HPFRC and hybrid slabs (Figure 4-6a). The slab maximum crack opening at the end of the cyclic loading was 0.37 mm for the HPC specimen, 0.33 mm for the HFPRC specimen and 0.31 mm for the hybrid specimen (Figure 4-6b), slightly exceeding the limit of 0.25 mm required by the S6-14 Bridge Code. This result is linked to the fact that the cyclic loading was deliberately higher (+20%) than the one required by the code. For the loading level of the code, HPFRC and hybrid slabs would have respected the crack opening criterion as demonstrated by Lachance et al. (2016).



a) b)

Figure 4-6 : Precast specimen behavior under cyclic loading, a) Deflection at the loading point, b) Maximum crack opening

4.5.3 Static behavior after cyclic loading

After the application of the cyclic loading, the load reduced to 10 kN, which represents a transverse bending moment of 5.21 kN-m/m. This minimum load permitted to maintain the contact between the loading system and the specimen. Then, the specimens were loaded in quasi-static condition up to failure.

Figure 4-7a shows the moment-deflection behavior of the precast HPC specimens during the quasi-static tests following the cyclic loading, and its twin specimen as well as the CIP HPC specimen, both loaded only under quasi-static loading. Figure 4-7b illustrates the moment-maximal crack opening behavior. After the cyclic loadings, the precast HPC specimen with a field-cast connection shows the same mechanical behavior than the precast HPC slab and the CIP HPC slab subjected only to a quasi-static loading (Figure 4-7a). The ultimate strength of these slabs was equal to 170 kN-m/m. The maximum crack opening of the precast HPC specimen increased from 0.07 to 0.29 mm in service conditions after the cyclic loading, while the UHPFRC joint remained closed. A transverse bending moment around 80 kN-m/m (twice the service moment) was required to open the joint.

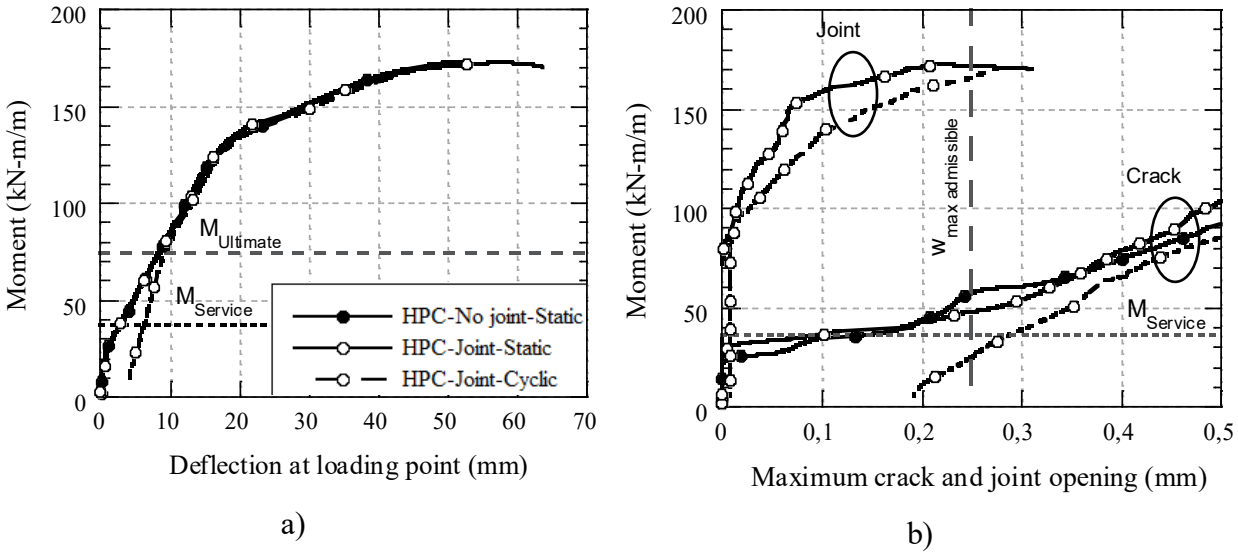


Figure 4-7 : HPC specimen behavior under quasi-static loading after $1x10^6$ cycles, a) Moment – Deflection response, b) Moment – Maximum crack and joint opening response

In Figures 4-8 and 4-9, HPFRC and hybrid specimens with the UHPFRC joint show a stiffness and an ultimate strength similar to the specimen subjected to the quasi-static loading only and the twin specimen subjected successively to the cyclic and the quasi-static loadings. The ultimate strength of the HPFRC slab was 176 kN-m/m with cyclic loading, 192 kN-m/m with static loading only, while the ultimate strength for the hybrid specimen was 159 kN-m/m with cyclic loading and 162 kN-m/m with static loading only. The strength reduction with cyclic loading was less than 8 % and 2 % respectively. The variability could be caused by the fibers orientation or a minor impact of the cyclic loading. The maximum crack opening of the precast HPFRC and hybrid specimen increased from 0.00 mm to 0.26 mm in service conditions and the field-cast connection remained closed. Again a transverse bending moment around 80 kN-m/m (twice the service moment) was required to open the joint.

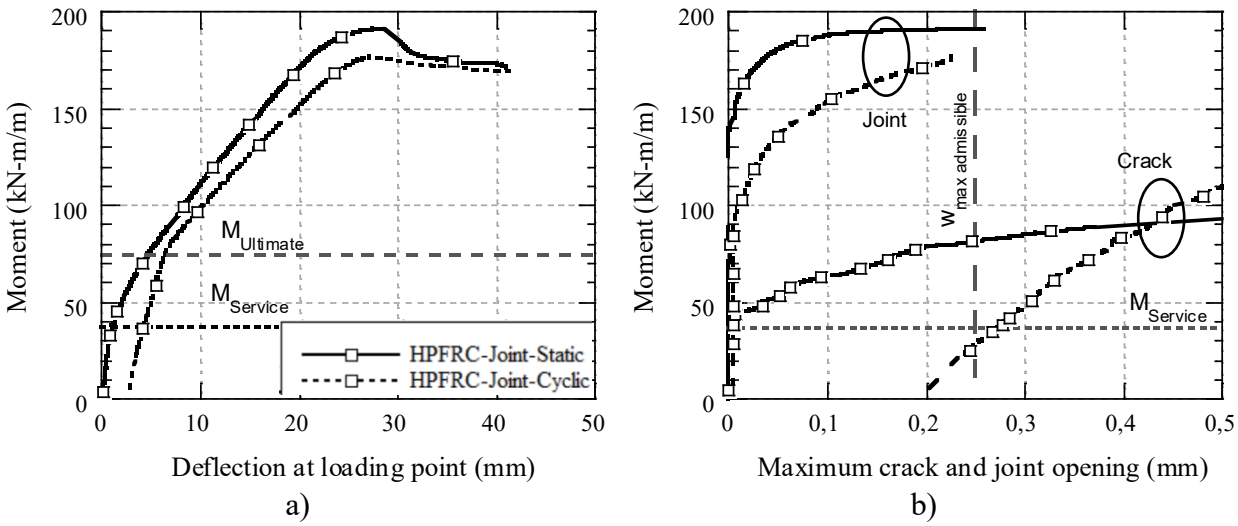
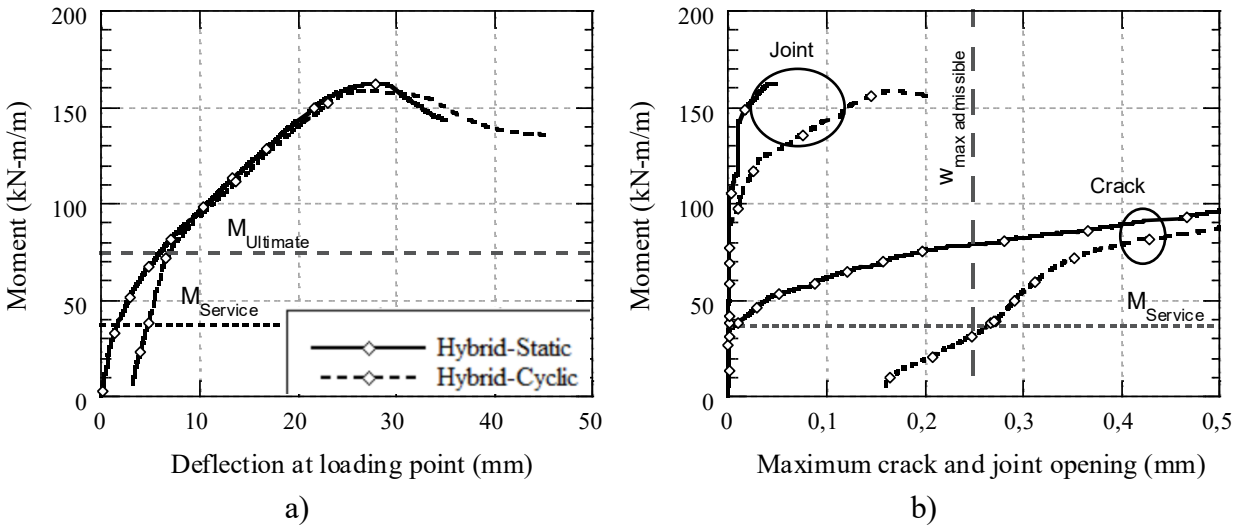


Figure 4-8 : HPFRC specimen behavior under quasi-static loading after $1x10^6$ cycles, a) Moment – Deflection response, b) Moment – Maximum crack and joint opening response

4.5.4 Cracking pattern

Crack pattern observed in the 1-m central zone of specimens are shown in Figure 4-10. At service load, HPC specimens showed more and deeper cracks than FRC specimens. At failure, HPC specimens exhibited less and deeper cracks than the FRC specimens. Those observed behaviors are attributed to the better crack control of the FRC which have higher post-cracking strength than the HPC. For the hybrid specimen, the governing crack propagated at failure (after rebar yielding)

at the interface between the HPFRC and the UHPFRC layers, because the UHPFRC has a higher tensile strength than the interface. This observation did not reduce the ductility of the slab which capacity largely exceeded the factored design moment.



a) b)

Figure 4-9 : Hybrid specimen behavior under quasi-static loading after $1x10^6$ cycles, a) Moment – Deflection response, b) Moment – Maximum crack and joint opening response

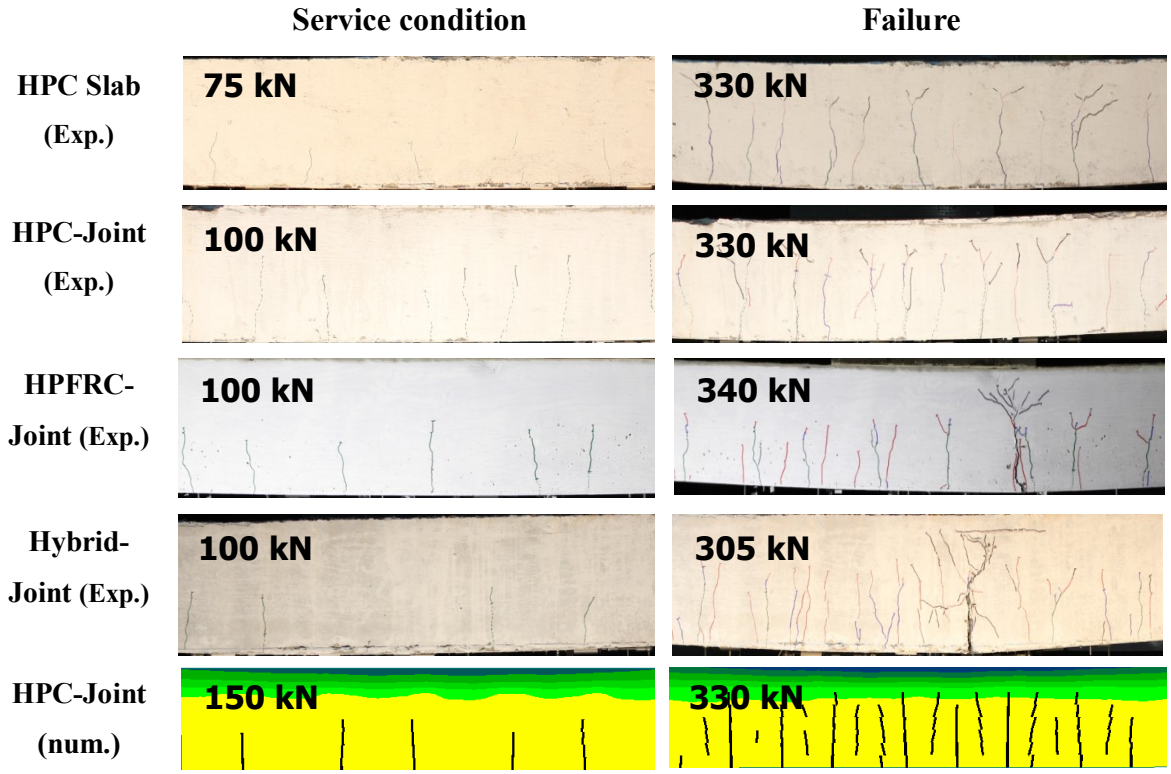


Figure 4-10 : Crack pattern in service conditions and at failure

4.6 Finite elements models

The experimental program has demonstrated the adequate behavior of the precast slabs with UHPFRC joint in a simply supported laboratory configuration. Numerical analyses were performed with the nonlinear finite elements software ATENA (Cervenka Consulting, 2014) to evaluate the deck behavior with a more realistic continuity as found in actual bridge decks.

4.6.1 Validation with the laboratory slab model

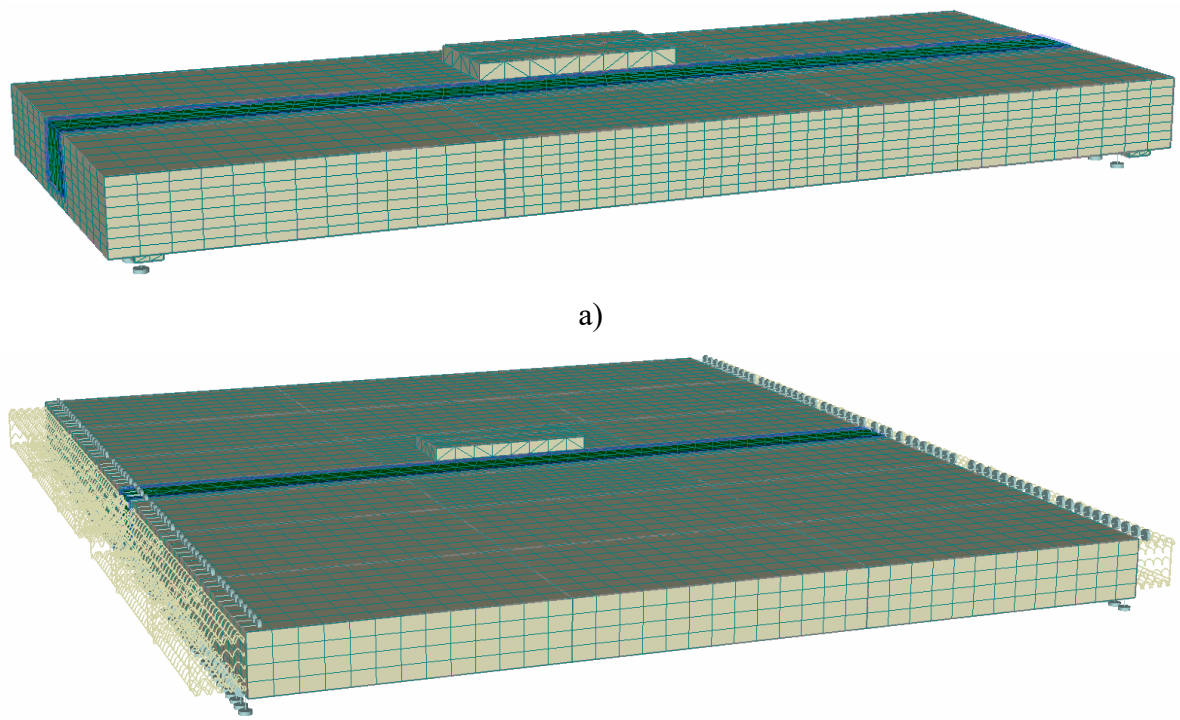
The objective of this model was to reproduce the laboratory tests. The design of the UHPFRC joint was also performed using this type of model. The model used solid 3D hexahedral elements (8 nodes and 4 integration points) with two degree of refinement (Figure 4-11a): the specimen central section over one meter long was modeled with 8 elements over the slab thickness having a height to width ratio (h/w) of 1/2, the outer sections were composed of elements with a ratio of 1/4. The displacement were blocked vertically at both supports and horizontally at one support as in the laboratory tests. The vertical load was applied on the slab by incrementally increasing the displacement of the steel plate up to failure. Numerical resolution was done with Standard Newton-Raphson iterations.

The concrete behavior is modeled by a fracture-plastic law. The plasticity law in compression is based on the Menétry-William failure surface, which includes a hardening behavior before reaching the compressive strength, followed by a softening behavior. The fracture law in tension is based on an orthotropic smeared crack model and a crack band model. The fracture law uses the Rankine failure criterion and a rotating crack model was used.

The concrete constitutive law allows users to introduce compressive and tensile stress-strain curves defined experimentally. This methodology permitted a very accurate reproduction of the FRC tensile behaviors illustrated in Figure 4-2. Other materials properties considered are listed in Table 4-2.

2D-interface materials with Mohr-Coulomb criteria were introduced to reproduce the exposed aggregates interface between the precast specimens and the UHPFRC joint. The selected properties are based on Duchesneau et al. (2011) and are as follows: initial and minimal normal rigidity k_{nn} = 500 000 MN/m^3 and 500 MN/m^3 respectively, initial and minimal tangential rigidity k_{tt} = 25 000

MN/m^3 and 25 MN/m^3 respectively, friction coefficient μ = 1.0, cohesion c = 0.5 MPa and tensile strength f_t = 3.0 MPa.



a)

b)

Figure 4-11: Finite element models, a) Tested specimen, b) Bridge deck

Figure 4-12 shows the comparison of the finite elements models and the experimental results for the precast HPC and HPFRC specimens with the transverse UHPFRC joint tested under quasi-static loading. Numerical models exhibit a very good representation of the mechanical behavior with a difference on the maximum moment of 3 % for the HPC and 6 % for the HPFRC specimen. Figure 4-10 shows that the crack pattern of the numerical models and experimental results are also similar for the precast HPC specimen with the UHPFRC joint in service conditions and at failure. Equivalent results were obtained for all tested conditions and confirmed the accuracy of the models to estimate the mechanical behavior of slab systems.

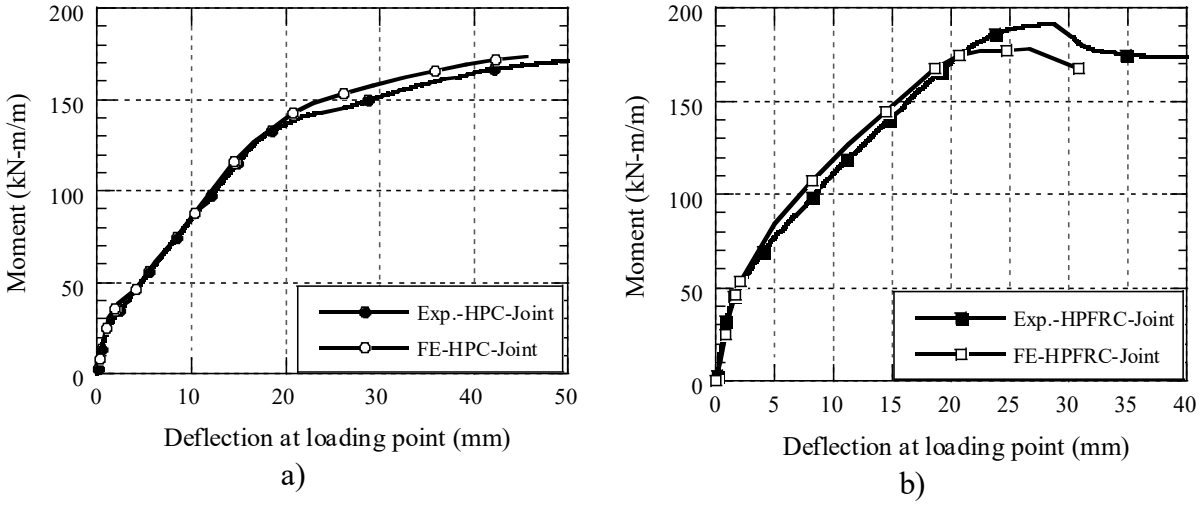


Figure 4-12 : Finite element prediction of tested specimen behavior with UHPFRC joint, a) HPC deck, b) HPFRC deck

4.6.2 Parametric studies with the bridge deck model

The 1.2 m wide and 3 m long laboratory specimen model was used to elaborate the bridge deck model. The laboratory model was extended 1.2 m on each side to obtain a 3.6-m wide bridge deck including a field-cast connection at mid-width (Figure 4-11b). The central part of the mesh is modeled with 8 elements over the slab height with an aspect ratio h/w of 1/2; elsewhere the mesh has 4 elements over the slab thickness with an aspect ratio h/w of 1/4. The loading system was kept on the central part of the slab, adjacent to the connection joint.

Vertical and longitudinal displacements were restrained at deck bottom supports representing longitudinal girders. Two different conditions were considered for the transverse displacement boundary conditions over the supports to cover different restraint configurations of bridge decks on girders. Transverse displacements were restrained along a line at the supports located either at slab top face, to impede transverse displacement for representing a deck supported by laterally flexible girders, or restrained at slab bottom face for simulating laterally infinitely rigid girders. For both conditions, nodes over the deck vertical faces at supports (over the girders) were connected to springs (E = 38 000 MPa) to reproduce the concrete slab continuity in the transverse

direction and to allow rotation around the longitudinal girder axis. Materials and interface properties of laboratory specimens were kept the same.

Figure 4-13a shows the mechanical behavior of the 3.6-m wide CIP HPC bridge slab with the two transverse restraints, as well as the truck axle load based on the S6-14 code (CSA, 2014). The load-deflection response obtained with the bottom restraint is stiffer and provides a higher capacity when compared to the flexible one. This result is known as the arching effect obtained when rigid supports restrained slabs transverse displacements and thus increase stiffness and ultimate capacity. The CIP HPC decks with both restraints showed punching failure around the loading steel plates at 1041 kN and 700 kN for the rigid and flexible conditions respectively. Considering that actual conditions would lie between these two limits depending on actual girder configurations, the following parametric studies were completed with the flexible condition obtained with the transverse restraint located at deck top face.

Figure 4-13b illustrates the influence of the UHPFRC joint for the HPC and HPFRC decks. As seen in experimental tests, the precast decks with the UHPFRC transverse joint exhibit similar stiffness and ultimate strength than the equivalent cast-in-place decks. The precast HPC decks showed a punching shear failure, at 744 kN and 700 kN with and without the field-cast joint respectively. Those results are close to the punching shear capacity of 746 kN calculated with ACI 318 (2014). The precast HPFRC decks reached a higher level of strength and deflection, the higher crack control provided by fibers counteracted the shear failure and led to a longitudinal bending failure at 1635 kN and 1665 kN with and without the field-cast joint respectively. In this case, UHPFRC at the joint reached its strain-hardening phase from 500 kN (3.5 mm of deflection) until 1300 kN (18 mm), then a localized macrocrack formed and developed up to 1635 kN (32 mm) when the HPFRC slab reached the ultimate compression strength. The UHPFRC is used to its full capacity in the joint of the HPFRC deck, and only to half its capacity in the HPC deck. It should be noted that local failure mechanism at the lap splice level cannot be captured with the model. Local analysis such at carried out by Lagier et al. (2016) can be used to study the local effects.

The impact of load position on the mechanical behavior of the precast HPFRC slabs was analysed with a UHPFRC joint (Figure 4-13c). When the load was located at mid-span and directly on the joint (Location 2, Figure 4-13d), the ultimate capacity in longitudinal bending decreased by 6% (1540 kN) in comparison to the reference condition (Location 1). When the load was located at

one-third-span and directly on the joint (Location 3), the slab stiffness increased due the girder proximity and the ultimate capacity decreased by 20 % (1306 kN). At this location, a transverse bending failure occurred over the support, the calculation ended with a large macrocrack of 2.5 mm in the HPFRC deck near the connection joint.

The parametric study demonstrated that the use of UHPFRC joints do not change the failure mode of HPC and HPFRC continuous bridge decks and allows easily supporting actual truck axle load.

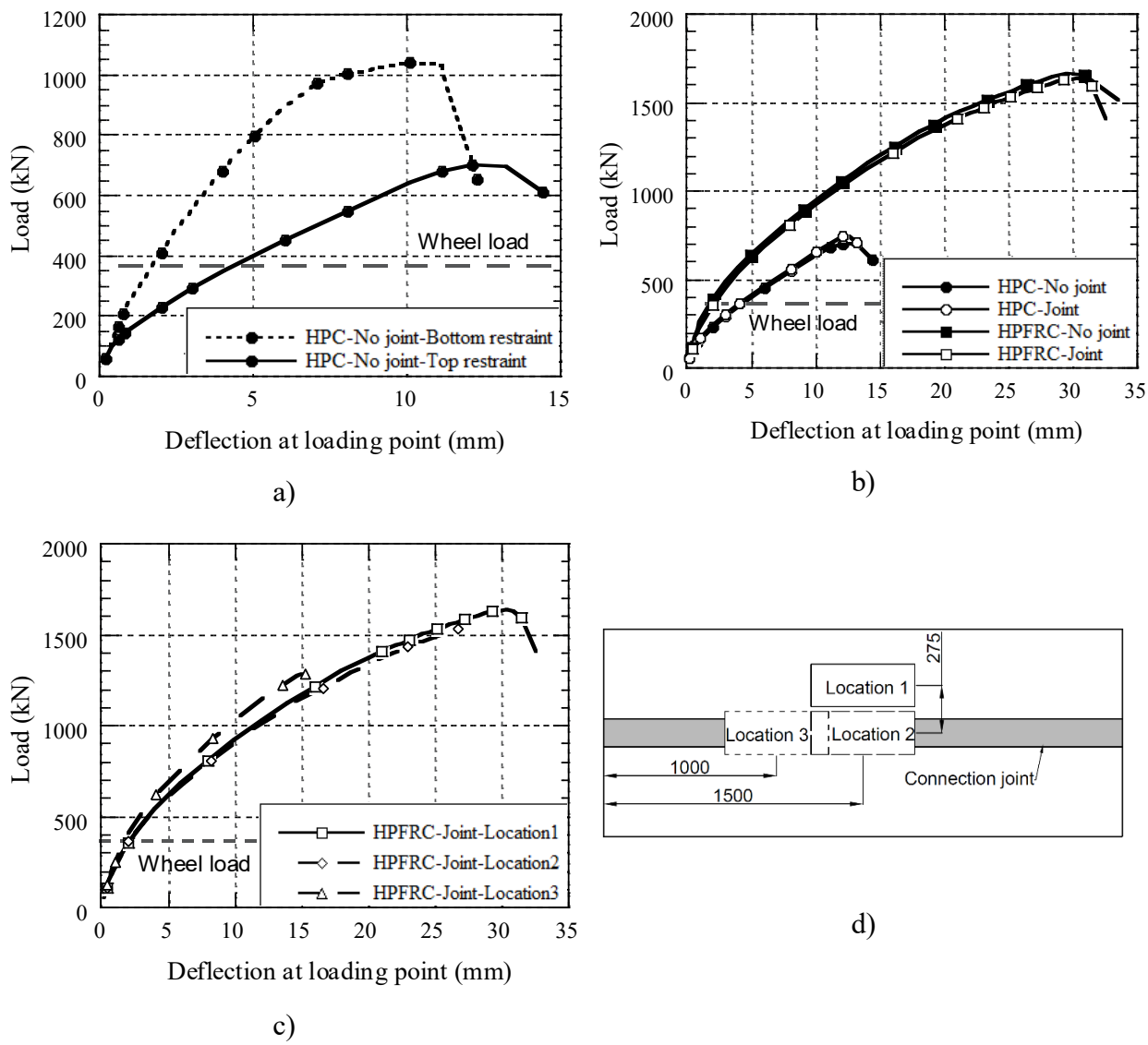


Figure 4-13 : Finite elements prediction of bridge deck behavior, a) Support conditions, b) Deck configurations, c) Loading position, d) View of the loading positions (dimensions in mm)

4.7 Implementation of the technology

CIP HPFRC decks is a technology that has already been used in Quebec in five bridges (Massicotte et al., 2014 and 2016) between 1998 and 2002. Four of these decks were cast with conventional reinforcement while only one had a reduced reinforcement. More recently Lachance et al. (2016) designed and tested precast HPFRC and UHPFRC slabs (the same studied in this project). Precast slabs were designed with reduced reinforcement (reduction varying from 40% to 55%). All precast decks exceeded CSA-S6 (2014) and AASHTO (2012) requirements regarding crack opening in service conditions and for the load-carrying capacity (Lachance et al., 2016).

UHPFRC field-cast connection technology has been used in North America for the past 10 years. Extensive research and numerous construction projects have integrated UHPFRC field-cast connections with precast HPC decks in United States (Graybeal, 2010). In Canada, several projects have been constructed since 2006 (Perry et al., 2012).

This project is the first to confirm that the combination of FRC precast slabs and UHPFRC transverse field-cast connections, having both reduced reinforcement in comparison to typical bridge decks (Figure 4-1), present an excellent mechanical behavior under quasi-static and cyclic loadings. Furthermore, the field-cast connection proposed in this project is 3.25 times shorter than conventional HPC joints (200 mm vs 650 mm) while its closed shape at the bottom eliminates the need of formworks on construction site. This transverse UHPFRC connection does not require post-tensioning to resist bending moments acting in the bridge longitudinal direction. However, the behavior of transverse joints in negative longitudinal bending moment regions still needs to be verified. If there is a lack of capacity, Hartwell (2011) has demonstrated that external post-tensioning in the longitudinal axis of the bridge slab can be applied.

Finally, it would be relevant to study the mechanical behavior at the intersection of transverse and longitudinal UHPFRC field-cast connection of precast slabs. This intersection is critical due to the more complex load transfer and the sequence UHPFRC casting in this area.

4.8 Conclusion

The main objective of this project was to design, test and evaluate the mechanical behavior of a transverse UHPFRC field-cast connection between precast bridge deck elements. The mechanical performance was established by means of bending tests with quasi-static and cyclic loading

conditions, and with numerical parametric studies. Experimental results have led to the following conclusions.

- A transverse field-cast connection with a closed shape at the bottom, exposed aggregates at deck-joint interface, and a 10 d_b (150 mm for 15M) longitudinal reinforcement lap splice was designed.
- Utilization of the proposed transverse UHPFRC field-cast connections between precast HPC decks provided similar maximum crack openings, stiffness and ultimate strength than equivalent CIP HPC decks subjected to quasi-static and cyclic loadings. All S6-14 code requirements were achieved.
- Utilization of the proposed transverse UHPFRC field-cast connection between precast HPFRC and hybrid bridge decks provided smaller crack width and superior ultimate strength than specifications of the S6-14 code. Thus the significant reinforcement reduction (up to 55%) in the decks and in the joint did not affect the mechanical performance.
- The transverse UHPFRC joint remained closed for a load level corresponding to twice the service moment. This observation should lead to a negligible water and aggressive agent infiltration through slab/joint interfaces and thus provide an extended durability of the joint.

NLFE numerical models reproduced accurately the laboratory tests with a maximum of 6 % of variation on the ultimate strength and showed similar crack patterns. Parametric results provided the next conclusions.

- Precast HPC and HPFRC bridge decks exhibit the same mechanical behavior as their equivalent CIP decks.
- Precast HPC decks failed in punching shear around the loading plate, while the precast HPFRC decks failed in longitudinal bending at a higher load level (2.25 times higher) due to the better crack control provided by fibers. The UHPFRC was used to its full capacity in

the field-cast connections of the HPFRC decks and only at half its capacity in the HPC deck.

- The stiffness, ultimate strength and bending failure of the precast HPFRC decks are slightly affected by truck axle locations at mid-span with various distance to the joint.
- UHPFRC joints do not change the failure mode of HPC and HPFRC bridge decks.

Based on these results, the use of FRC precast decks combined with UHPFRC field-cast connections is highly recommended to reduce construction time and obtain more durable bridge decks.

4.9 Acknowledgement

The authors would like to acknowledge the financial support obtained from NSERC (Canadian Granting agency), FRQNT (Quebec Granting agency through CRIB network), the City of Montreal, Béton Brunet, Jacques-Cartier and Champlain Bridge Society and Euclid. The authors also thank the technical team of Polytechnique Montreal Hydro-Quebec Structures Laboratory.

4.10 References

AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). (2012). *LRFD Bridge Design Specifications.* SI Units, 6th Edition , Washington, D.C.

ACI (American Concrete Institute). (2014). "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary." *ACI 318-14*, Farmington Hills, MI.

Bergeron, F. (2013). "Développement d'une dalle de pont préfabriquée nervurée en béton de fibres métalliques." *Sherbrooke University*, Master's thesis.

Cervenka Consulting. (2014). "ATENA 3D" (Program Version 5.1.1). Czech Republic.

CSA (Canadian Standards Association). (2014). "Canadian Highway Bridge Design Code." CSA-S6-14. Ontario, Canada.

Duchesneau, F., Charron, J. P., & Massicotte, B. (2011). "Monolithic and hybrid precast bridge parapets in high and ultra-high performance fibre reinforced concretes." *Canadian Journal of Civil Engineering, 38*, 859-869.

Gascon, M. (2016). "Étude du comportement de connecteurs de cisaillement dans du béton fibré à ultra-haute performance pour la construction de poutres mixtes de ponts." *Polytechnique Montreal*, Master's thesis.

Graybeal, B. (2010). "Behavior of field-cast ultra-high performance concrete bridge deck connections under cyclic and static structural loading." FHWA, Report nº FHWA-HRT-11-023.

Graybeal, B. (2014). *Design and Construction of Field-Cast UHPC Connections*. Virginie: Federal Highway Administration.

Hartwell, D. R. (2011). "Laboratory Testing of Ultra High Performance Concrete deck joints for use in accelerated bridge construction." *Iowa State University*, Master's thesis.

Hubert, M., Desmettre, C., & Charron, J.-P. (2015). "Influence of Fiber Content and Reinforcement Ratio on the Water Permeability of Reinforced Concrete". *Materials and Structures*.

Lachance, F., Charron, J.-P., Massicotte, B. (2016). "Development of precast bridge slabs in HPFRC and UHPFRC", *ACI Structural Journal*., in press.

Lachemi, M., Hossain, K. M. A., Ramcharitar, M., & Shehata, M. (2007). "Bridge deck rehabilitation practices in North America." *Journal of Infrastructures Systems, 13*(3), 225-234.

Lagier, F., Massicotte, B., and Charron, J.-P. (2015). "3D Nonlinear Finite Element Modeling of Lap Splices in UHPFRC." ASCE Journal of Structural Engineering. NSERC. Paper DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001549.

Mailhot, G., & Zaki, A. R. (2002). "Projet de remplacement du tablier du pont Jacques-Cartier (Montréal) - Les défis techniques visant la conception et la construction." *Proc., 4e Conférence spécialisée en génie des structures de la Société canadienne de génie civil*, Montreal.

Massicotte. B., Bélanger, A.; Moffatt, K. (2000). "Analysis and design of SFRC bridge decks."

Proc. of the Fifth RILEM Symposium on FRC, Lyon, France, September 13-15 2000, 119-128.

Massicotte, B., Faggio, L., Cordoni, N., Nour, A. and Conciatori, D. (2016). "Design and construction of SFRC bridge decks: Building on past experiences and recent developments. Fibre

Reinforced Concrete: from Design to Structural Applications - FRC 2014: ACI-*fib* International Workshop, Editors: B. Massicotte, J.-P. Charron, G. Plizzari, B. Mobasher, FIB Bulletin 79 – ACI SP-310, 419-434. (in press).

Moffatt, K. (2001). "Analyse de dalles de pont avec armature réduite et béton de fibres métalliques." *Polytechnique Montreal*, Master's thesis.

Perry, V., Krisciunas, R., & Stofko, B. (2012). "Mackenzie River Twin Bridges - The largest field-cast UHPC Connections Project in North America." *Proc., PCI - National Bridge Conference*, Nashville, Tennessee.

Petre-Lazard, I. (2001). "Évaluation du comportement en service des ouvrages en béton armé soumis à la corrosion des aciers." *University Laval*, Ph.D. thesis, Quebec.

Sritharan, S., Aaleti, S., Garder, J., Bierwagen, D., & Abu-Hawash, A. (2012). Use of Ultra-High Performance Concrete in Bridge Design.

Tremblay, V. (2016). "Caractérisation de la jonction longitudinale en BFUP de dalles préfabriquées au niveau d'une poutre." *Polytechnique Montreal*, Master's thesis.

Verger Leboeuf, S. (2016). "Conception de joints de connexion en BFUP pour des dalles de pont préfabriquées." *Polytechnique Montreal*, Master's thesis.

Yehia, S., Abudayyeh, O., Vazal, I., & Randolph, D. (2008). "A decision support system for concrete bridge deck maintenance." *Advances in Engineering Software, 39*(3), 202-210.

CHAPITRE 5 ANALYSES COMPLÉMENTAIRES

Ce chapitre traite des résultats expérimentaux qui n'ont pas été présentés dans l'article du Chapitre 4, soit une analyse avancée de la fissuration des dalles avec joint de connexion transversal, les résultats du programme exploratoire avec le joint de connexion longitudinal et une discussion générale sur l'ensemble du projet.

5.1 Programme principal : Dalles avec joint de connexion transversal en BFUP

5.1.1 Chargement expérimental en cyclique

Il a été mentionné à la section 3.4.3.1 que le moment longitudinal de 4,75 kNm/m (celui qui traverse le joint de connexion) généré par la charge cyclique maximale en laboratoire était inférieur au moment longitudinal créé par le passage d'un essieu du CL625, soit de 8,2 kNm/m.

Une validation a donc été réalisée avec les modèles par éléments finis pour s'assurer que la conception des dalles préfabriquées avec joint de connexion transversal pouvait reprendre la charge d'essieu du CL625. Une première analyse numérique a permis de reproduire adéquatement les essais expérimentaux. Ensuite, ces modèles ont été adaptés afin de reproduire une section de pont. Les modèles numériques et les résultats sont présentés à la section 4.6.2. Il en ressort que pour toutes les configurations de supports (encastrement en bas ou en haut), de dalles (avec ou sans joint de connexion), de matériaux (BHP ou BFHP) et de chargements (excentré par rapport au joint de connexion ou centré sur ce dernier), la résistance surpasse de 2 à 4,75 fois la charge d'essieu du CL625. Autrement dit, les dalles préfabriquées avec joint de connexion transversal en BFUP possèdent une résistance supérieure au code des ponts.

5.1.2 Fissuration sous la dalle

La fissuration sous la dalle permet de visualiser le transfert des efforts entre les deux dalles préfabriquées via le joint de connexion. Suite aux essais, une photo était prise alors que les dalles étaient retournées sur le côté (Figures 5-1 à 5-4). La position de l'empreinte des plaques de chargement est indiquée pour référence. Les points noirs dans la zone centrale des dalles correspondent aux trous permettant la fixation de l'instrumentation.

Graybeal (2010) a testé des dalles en BHP avec joint transversal en BFUP. Ces dalles étaient environ deux fois plus larges et le type de chargement et d'appui étaient différents. Le réseau de fissures obtenu par Graybeal est illustré à la Figure 5-5. Il est semblable à ceux de ce projet de recherche (Figures 5-1 à 5-4). Il est important de mentionner que les fissures dans les joints en BFUP de ce projet ne peuvent pas être visualisées étant donné la forme fermée du joint de connexion. Près de la plaque de chargement, les fissures sont linéaires de haut en bas, tandis que plus elles s'éloignent, plus elles tendent à se diriger vers les appuis.

Tel que déjà mentionné dans le Chapitre 4, la dalle préfabriquée en BHP avec joint de connexion offre le même comportement mécanique que la dalle en BHP coulée en place. En analysant les schémas de fissuration (Figures 5-1 et 5-2), le même constat est posé. En effet, dans les deux cas, les fissures sont linéaires près de la plaque de chargement pour ensuite se diriger vers les appuis. Dans le cas de la dalle préfabriquée en BHP avec joint de connexion, les fissures se propagent linéairement d'une dalle à l'autre via le joint de connexion en BFUP.

La Figure 5-3 montre la fissuration sous la dalle préfabriquée en BFHP avec joint de connexion transversal. Le plan de rupture y est clairement visible, tandis que les autres fissures sont beaucoup plus petites comparativement aux fissures de la dalle en BHP (Figures 5-1 et 5-2). Cette observation a été soulevée à la Figure 4-10 avec les fissurations sur le côté de la dalle en BFHP. La même observation peut être tirée de la dalle hybride avec joint de connexion dont la surface inférieure est en BFHP (Figure 5-4). Cela est dû au meilleur contrôle de la fissuration procuré par les BRF.

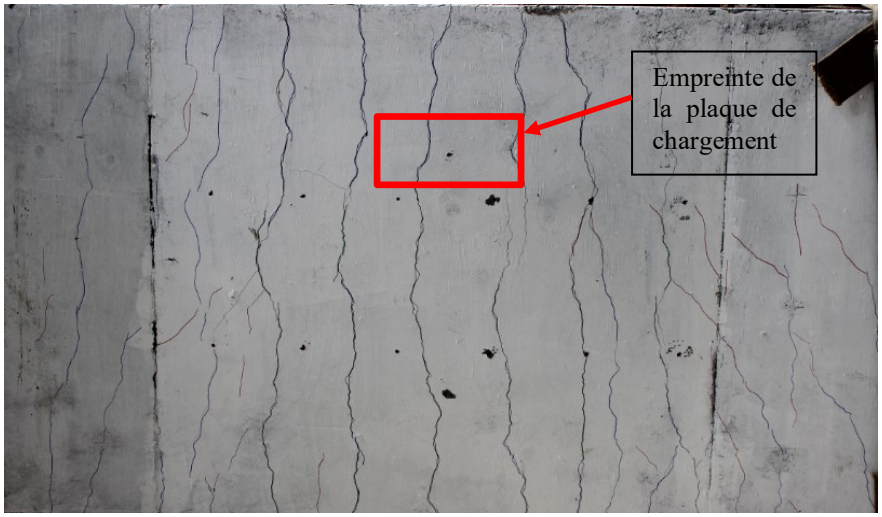


Figure 5-1 : Fissuration sous la dalle en BHP

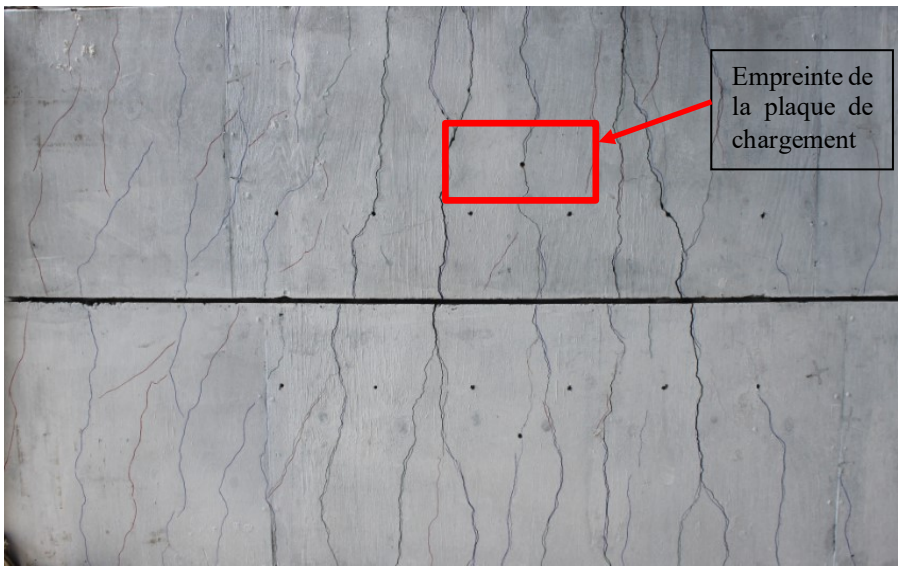


Figure 5-2 : Fissuration sous la dalle en BHP avec joint de connexion transversal

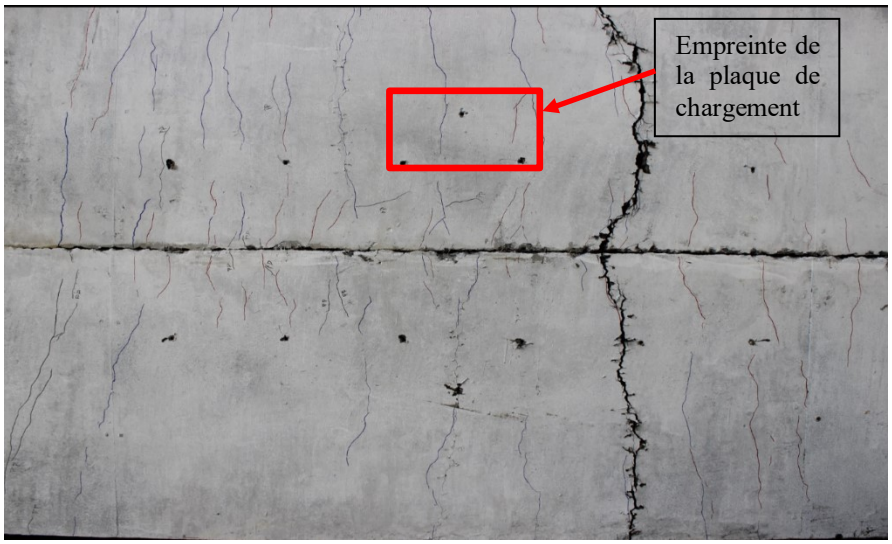


Figure 5-3 : Fissuration sous la dalle en BFHP avec joint de connexion transversal

Figure 5-4 : Fissuration sous la dalle hybride avec joint de connexion transversal

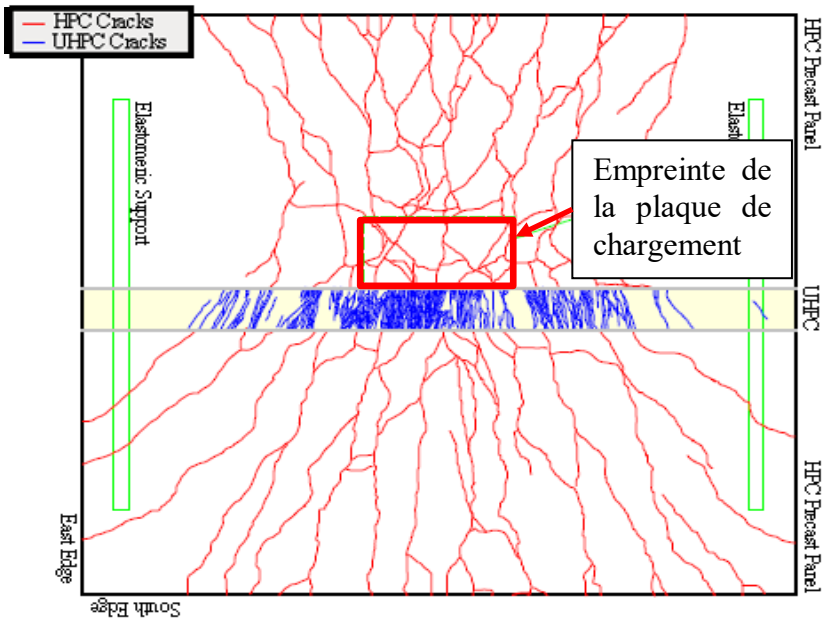


Figure 5-5 : Fissuration sous la dalle en BHP avec joint de connexion transversal (Graybeal, 2010)

5.1.3 Carottage de la dalle et du joint de connexion

La conception du joint de connexion transversal avec une forme fermée ne permet pas d'analyser les fissures à la surface du joint de connexion afin de comprendre l'interaction entre le joint de connexion et la dalle. Des carottages ont donc été effectués dans les dalles hybrides et en BHP.

5.1.3.1 Carottage de la dalle hybride avec joint de connexion transversal chargée en statique

Le carottage réalisé dans la dalle hybride testée en statique s'est fait à l'intersection du plan de rupture de la dalle et de l'interface dalle-joint de connexion (Figure 5-6). Sur la photo de la carotte de gauche, les trois types de bétons sont visibles, soit le BFHP-1% de la couche inférieure de la dalle, le BFUP-4% de la couche supérieure de la dalle ainsi que le BFUP-2% du joint de connexion. La variation du dosage en fibres paraît avec la densité de petits points brun-rouille. Ainsi, le BFUP-4% contient beaucoup plus de petits points que le BFUP-2% et le BFHP-1%. La forme fermée du joint est également perceptible avec la section inférieure de la dalle qui se prolonge sous le joint de connexion. Dans la carotte de droite, la zone inférieure de la dalle en BFHP-1% servant à fermer le joint de connexion est visible sous le BFUP-2% du joint de connexion.

Sur la photo de la carotte de droite, le chevauchement des barres d'armature est visible avec le petit espacement entre ces dernières. Le plan de rupture en flexion s'initie au bas de la dalle et se propage verticalement dans le joint. Ensuite, cette fissure continue également de migrer dans le joint de connexion. La zone de rupture traverse la zone du lit d'armature en ne fissurant que très légèrement l'interface entre le BFUP-2% et les barres d'armature. Elle se termine un peu plus haut avec la fin de l'essai. À cela s'ajoute une fissure qui se propage horizontalement à l'interface entre la dalle et le joint de connexion.

La fissure horizontale à l'interface entre la dalle et le joint de connexion, qui était visible sur la carotte de droite, l'est également sur la carotte de gauche. Une fois rendu au coin, la fissure s'est propagée dans la dalle pour rejoindre le plan de rupture principal plutôt que de continuer verticalement son chemin à l'interface. Cela démontre que l'interface granulats exposés entre la dalle et le joint de connexion combinée à la forme fermée du joint de connexion fournissent une excellente résistance et retarde l'ouverture du joint de connexion.

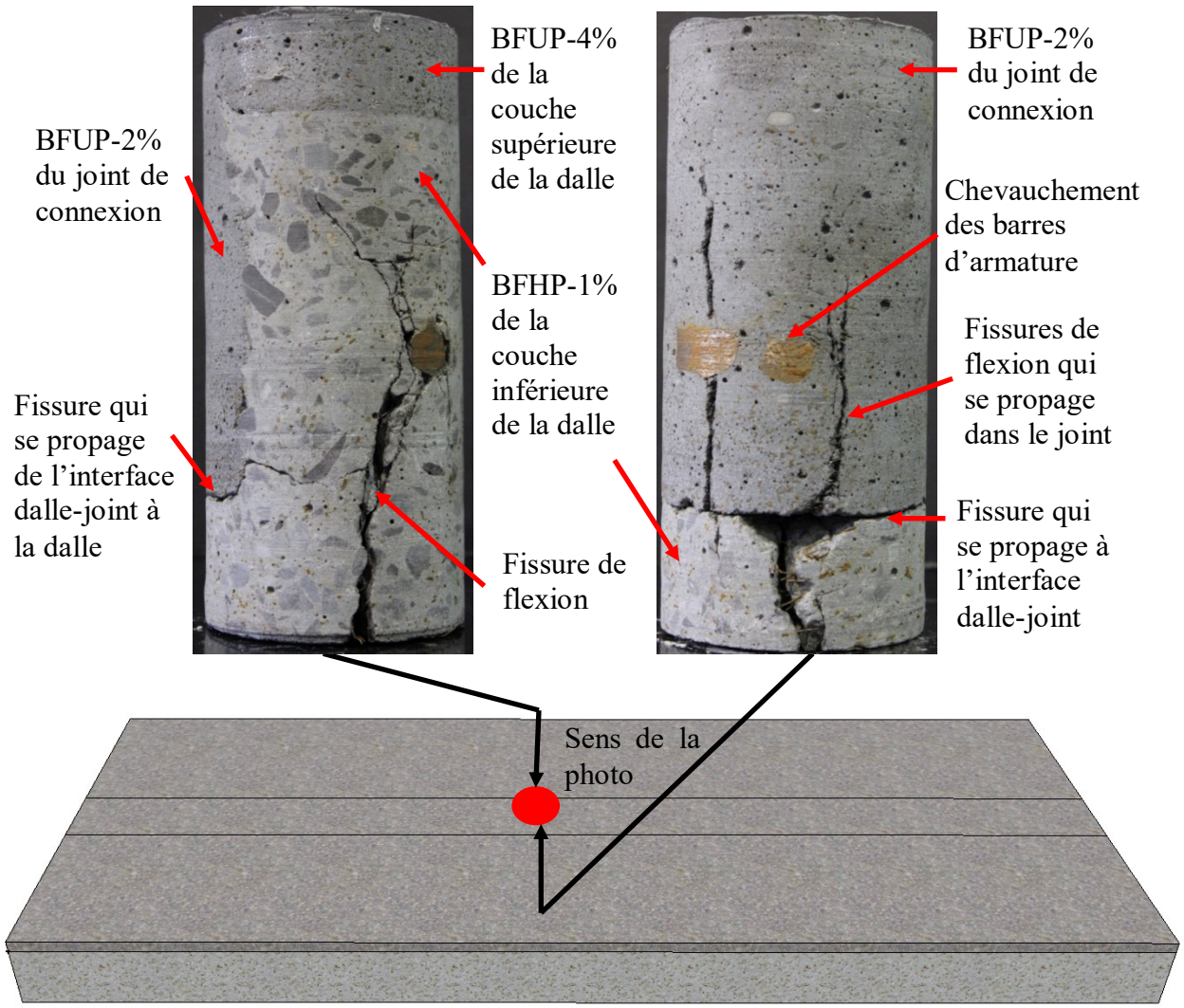


Figure 5-6 : Carottage de la dalle hybride avec joint de connexion transversal soumise à un chargement en statique, carotte prise à l'interface dalle-joint du côté de la dalle chargée

5.1.3.2 Carottage de la dalle hybride avec joint de connexion transversal chargée en cyclique

La Figure 5-7 montre une carotte qui a été extraite de la dalle hybride ayant subi un chargement cyclique suivi d'un chargement statique à la rupture. La carotte est positionnée de façon similaire à la photo de gauche de la carotte de la Figure 5-6. L'essai statique à la rupture de cette dalle a été arrêté à une plus grande flèche que la dalle hybride ayant subi un chargement statique à la rupture seulement. Ceci a généré un plan de rupture en flexion plus profond. Le plan de rupture s'est propagé verticalement jusqu'à l'interface entre la couche inférieure en BFHP-1% de la dalle et la couche supérieure en BFUP-4% de la dalle. Ensuite, celui-ci semble se poursuivre à cette interface.

Cette observation avait été notée lors de l'analyse des fissures latérales de la dalle hybride (Figure 4-10). La résistance à la traction du BFUP-4% est donc plus élevée que la résistance à la traction de l'interface entre les deux couches de BRF.

L'application d'un chargement cyclique a généré un plus grand nombre de fissures de flexion dans la dalle qui se rejoignent, créant ainsi un réseau de fissures (Figure 5-7). Dans le cas de la dalle hybride chargée en statique seulement, les fissures de flexion visibles sur la carotte sont verticales et ne se rejoignent pas. Il est donc probable que le chargement cyclique combiné à un faible enrobage des barres d'armature collées génèrent plus d'endommagement.

Figure 5-7 : Carottage de la dalle hybride avec joint de connexion transversal soumise à un chargement en cyclique, carotte à l'interface dalle-joint du côté de la dalle chargée

5.1.3.3 Carottage de la dalle en BHP avec joint de connexion transversal chargée en statique

La Figure 5-8 montre la carotte qui a été extraite de la dalle en BHP avec joint de connexion transversal testée en statique. Elle est positionnée de façon similaire à la photo de la carotte de droite sur la Figure 5-6. L'interface entre la dalle et le joint de connexion n'est pas ouvert comme pour la dalle hybride, puisque le mécanisme de rupture est différent. En effet, dans un BHP, l'ensemble des fissures sont plus ouvertes et plus profonde tandis que dans un BRF, une seule

fissure s'ouvrira et sera profonde alors que les autres fissures resteront très faiblement ouvertes et peu profondes.

Le plan de rupture génère des fissures dans le joint de connexion en BFUP qui se propagent autour des armatures et s'arrêtent légèrement au-dessus du deuxième lit d'armature tandis que les fissures dans la dalle en BHP se propageaient jusqu'à la fibre supérieure de la dalle.

Figure 5-8 : Carottage de la dalle en BHP avec joint de connexion transversal soumise à un chargement en statique, carotte au milieu du joint de connexion

5.2 Programme exploratoire : Dalles avec joint de connexion longitudinal en BFUP entre deux poutres

Le joint longitudinal peut être utilisé dans deux situations sur une structure de pont, soit par-dessus une poutre ou entre deux poutres (Figure 2-16). Le second cas peut se produire lorsque la circulation est conservée sur un côté du pont tandis que la dalle est changée de l'autre côté. À la fin, un joint longitudinal entre deux poutres sera nécessaire pour joindre les deux sections complétées. Le transfert des efforts en flexion et cisaillement est plus critique dans ce type de joint

et c'est pour cette raison qu'il a été retenu pour le programme exploratoire de ce projet. Le programme exploratoire sur dalles avec les joints de connexion longitudinaux avait deux objectifs. D'une part, le programme devait vérifier la résistance du joint de connexion transversal conçu dans ce projet, mais cette fois pour le joint longitudinal entre deux poutres où le moment positif est maximal. D'autre part, ce programme devait tester les limites inférieures de longueur de chevauchement des barres d'armatures dans le joint de connexion.

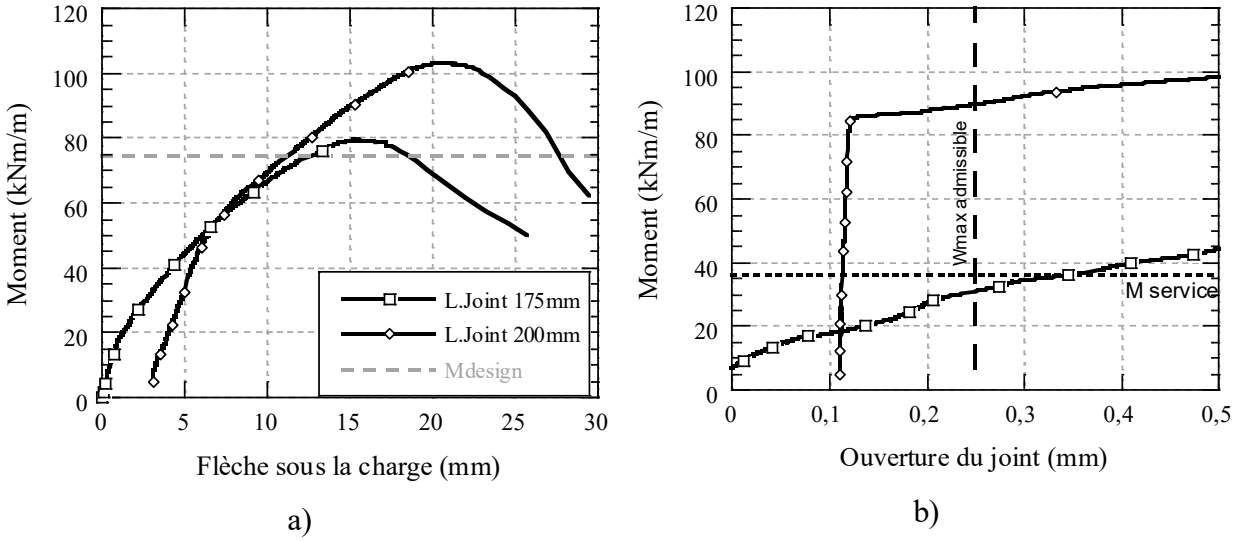
Le programme exploratoire comportait deux dalles en BFHP-1% avec un joint de connexion longitudinal. La première dalle comportait un joint de connexion de largeur égale à 200 mm avec une longueur de chevauchement de 150 mm. Puisque les armatures longitudinales des dalles sont des 20M, la longueur de chevauchement associée est de 7,5 d_b. Cette dalle a subi un chargement cyclique préalable au chargement statique jusqu'à la rupture. La deuxième dalle avait un joint de connexion de largeur égale à 175 mm avec une longueur de chevauchement de 113 mm correspondant à une longueur de chevauchement de 5,75 d_b. Cette dalle a été testée en statique seulement. Les informations plus détaillées sur les spécimens et le programme expérimental se retrouvent au Chapitre 3.

5.2.1 Résultats généraux

La Figure 5-9a illustre le comportement Moment-Flèche des deux dalles préfabriquées en BFHP avec joint de connexion longitudinal. La dalle avec joint de connexion longitudinal de largeur égale à 200 mm (l_c = 150 mm = 7,5 d_b) a subi le chargement cyclique avant d'être soumise au chargement statique. Elle surpasse le moment de conception, mais ne présente pas une ductilité adéquate. En effet, dès l'atteinte de la charge ultime, la résistance chute rapidement. La dalle avec un joint de connexion longitudinal de largeur égale à 175 mm (l_c = 113 mm = 5,75 d_b) a subi uniquement le chargement statique. Elle a atteint de justesse le moment de conception, mais sa ductilité est inadéquate. La réduction de la capacité portante est reliée à la faible longueur de chevauchement.

La Figure 5-9b affiche le moment en fonction de l'ouverture du joint. Le moment de service et la limite d'ouverture de fissure admise par le code S6-14 y sont également tracés. La dalle avec joint de connexion longitudinal de 200 mm montre une ouverture du joint de 0,11 mm après l'application d'un million de cycles de chargement et de déchargement. L'ouverture critique du joint de connexion augmente progressivement à partir d'un moment de flexion d'environ 86 kNm/m, soit un peu avant l'atteinte de la capacité ultime de 103 kNm/m. L'ouverture du joint devient donc

active à plus du double de la charge de service et au-delà de la charge ultime de conception. Ainsi, l'ouverture du joint de connexion longitudinal de 200 mm respecte la limite du code. Toutefois, la dalle avec joint de connexion longitudinal de 175 mm, qui a été chargée en condition statique seulement, ne rencontre pas les exigences du code, car l'ouverture du joint de connexion est de 0,35 mm en service. La longueur de chevauchement trop courte réduit donc non seulement la capacité ultime, mais également le contrôle de l'ouverture du joint de connexion. Les travaux sur les dalles avec joints transversaux ont démontré que les cycles de chargement favorisent l'endommagement des dalles par la propagation des fissures. Il est donc fort probable que la dalle avec joint longitudinal de 175 mm aurait très mal performée sous chargement cyclique.



a) b)

Figure 5-9 : Comportement en statique des dalles en BFHP avec joint longitudinal, a) Moment-Flèche, b) Moment-Ouverture du joint

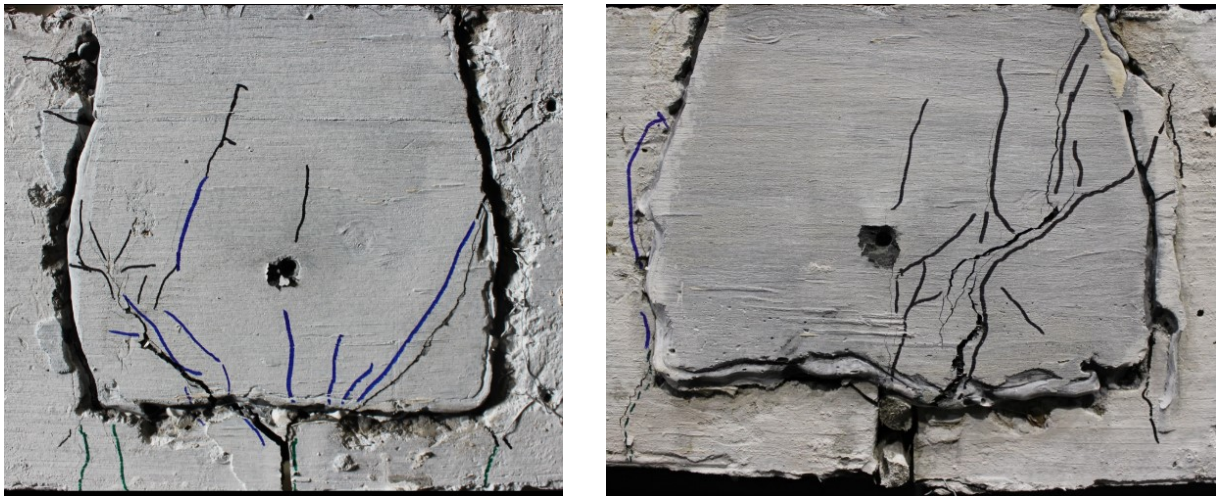
5.2.2 Schéma de fissuration

La Figure 5-10 illustre les schémas de fissuration pour les deux dalles en condition de service et à la rupture. Les photos affichent la zone entre les deux points de chargement, soit dans la zone de moment constant de 600 mm de longueur. Jusqu'au moment de service, les deux dalles montrent peu de fissures. Malgré une longueur de chevauchement plus grande, la dalle avec une largeur de joint de 200 mm présentent des fissures plus profondes. Cette observation peut être reliée au fait que cette dalle a subi des chargements cycliques favorisant la propagation des fissures.

À la rupture, le schéma et la profondeur des fissures sont semblables pour les deux dalles avec joint de connexion de longueurs différentes. De multiples fissures se développent à l'interface dalle-joint (Figure 5-11). Cependant, la rupture est plutôt causée par une fissure de flexion qui se propage de manière inclinée directement dans le joint de connexion sur toute sa longueur. Puisque les joints en BFUP ont été coulés dans le sens du joint, l'écoulement du BFUP a probablement orienté davantage les fibres dans le sens du joint. En conséquence, les fibres du BFUP sont davantage parallèles au plan de rupture et ont possiblement moins contribué mécaniquement. Dans ce contexte, la capacité ultime et la ductilité des dalles en BFHP avec joint longitudinal ont reposé davantage sur la contribution des barres d'armature chevauchées dans le joint de connexion en comparaison aux dalles avec joint transversal.

Figure 5-10 : Schéma de fissure en service et à la rupture pour les dalles en BFHP avec joint de connexion longitudinal

Lors de l'essai statique, la fissure de flexion dans le joint de connexion longitudinal de 200 mm de largeur qui a provoqué la rupture s'est complètement développée en 10 secondes. La Figure 5-11b montre la présence de fissures à la rupture (noir) seulement dans le joint de connexion. Dans le cas de la dalle avec un joint de connexion longitudinal de 175 mm de largeur, la fissure de flexion s'est développée beaucoup plus lentement. La Figure 5-11a montre en effet la présence de fissures de flexion à 80 kN (bleu) et à la rupture (noir) dans le joint de connexion. Dans la dalle avec le joint de 200 mm, le réseau de fissures engendré par les chargements cycliques explique probablement cette accélération de la rupture. Cet aspect sera discuté à la section suivante.



a) b)

Figure 5-11 : Vue rapprochée du joint de connexion longitudinal à la rupture dans les dalles en BFHP, a) Largeur du joint = 175 mm, b) Largeur du joint = 200 mm

5.2.3 Carottage de la dalle et du joint de connexion

5.2.3.1 Carottage de la dalle avec le joint de connexion longitudinal de 175 mm de largeur

La Figure 5-12 illustre la carotte qui a été faite dans la dalle avec un joint de connexion longitudinale de 175 mm, soit une longueur de chevauchement de 113 mm = 5,75 d_b. Elle a été extraite au centre du joint de connexion. Sur la photo de gauche de la carotte, un réseau de fissures horizontales est présent autour des armatures. Il a été mentionné à la section 5.1.3.2 que le réseau de fissures dans les dalles avec joint de connexion transversal ayant une longueur de chevauchement de $10d_b$ a été généré par le chargement cyclique et le faible enrobage entre les barres d'armature collées. Or, la dalle avec joint de connexion longitudinal de 175 mm de largeur n'a subi aucun cycle de chargement. Ce réseau de fissures a donc été généré par la faible longueur de chevauchement, ce qui a fait en sorte que le BFUP a été davantage sollicité.

Sur la photo de droite de la carotte, le plan de rupture débute à la jonction des deux dalles et se propage à l'interface horizontale entre la dalle et le joint de connexion. De là, trois fissures se propagent à la verticale et rejoignent le réseau horizontal au niveau des armatures. Une fois de plus, malgré l'application d'aucun cycle de chargement, il existe un réseau de fissure. Enfin, la fissure de flexion se propage à la verticale jusqu'à la rupture.

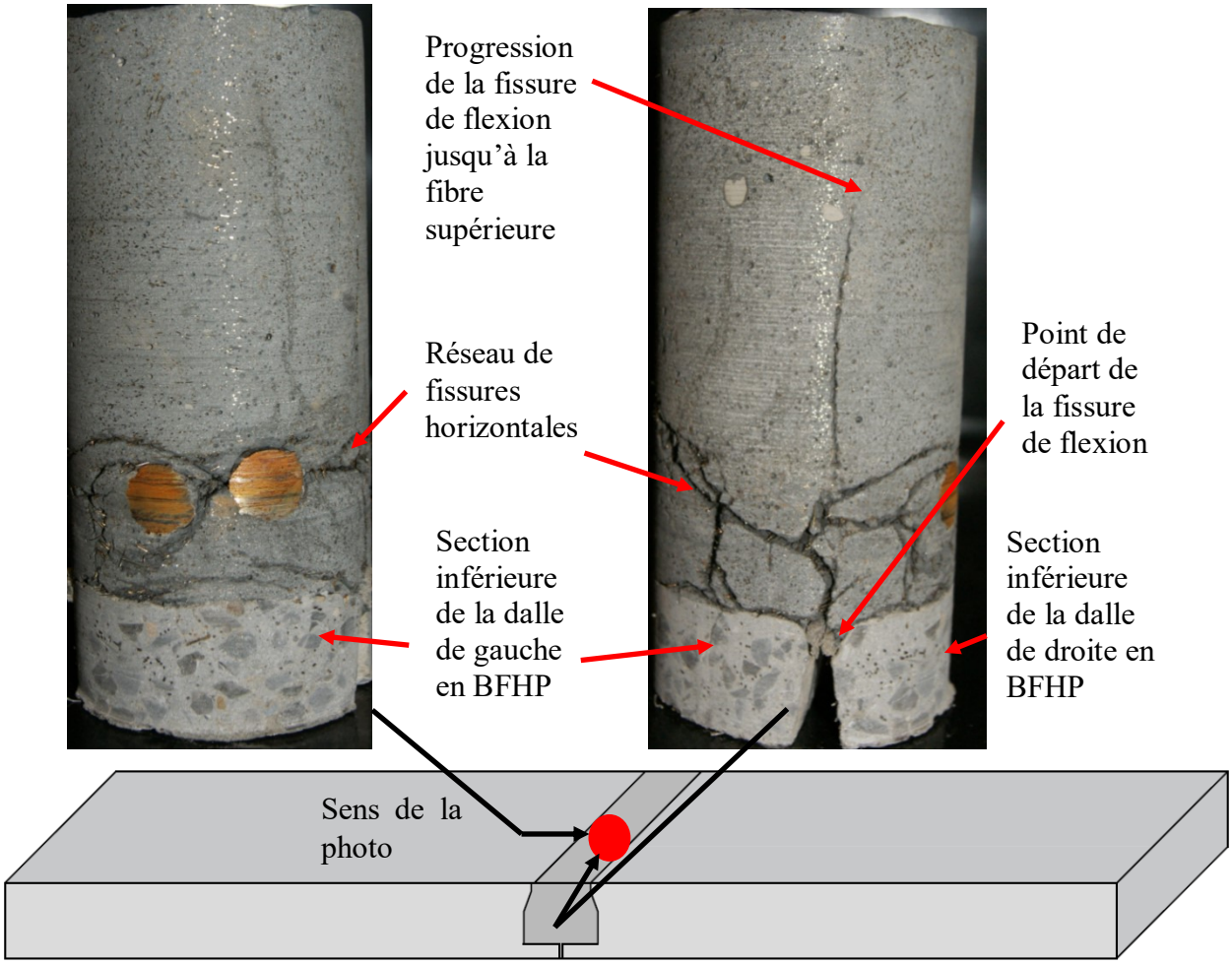


Figure 5-12 : Carottage de la dalle en BFHP avec joint de connexion longitudinal de 175 mm

5.2.3.2 Carottage de la dalle avec le joint de connexion longitudinal de 200 mm de largeur

La Figure 5-13 illustre une carotte qui a été extraite de la dalle en BFHP avec joint de connexion longitudinal de 200 mm de largeur, soit une longueur de chevauchement de 150 mm = 7,5 d_b. Sur les deux photos de la carotte, un réseau de fissures horizontales est visible au niveau des armatures. Ce réseau de fissures s'est probablement développé dans le joint longitudinal étant donnée la longueur de chevauchement trop courte (7,5 d_b) induisant une plus grande concentration d'efforts autour des armatures chevauchées. Ensuite, les cycles de chargement et déchargement ont favorisé l'augmentation et la concentration de ce réseau de fissures autours des armatures. Le réseau de fissures a endommagé l'interface armature-BFUP comme le montre l'illustration de gauche. Ceci peut expliquer en partie la propagation subite de la rupture et le peu de ductilité offert par le joint longitudinal à la rupture.

Également, l'interface horizontale entre la dalle et le joint de connexion n'est pas endommagé comparativement à la dalle avec joint de connexion longitudinal de 175 mm de largeur. L'augmentation de la longueur de chevauchement permet donc de limiter l'ouverture de l'interface.

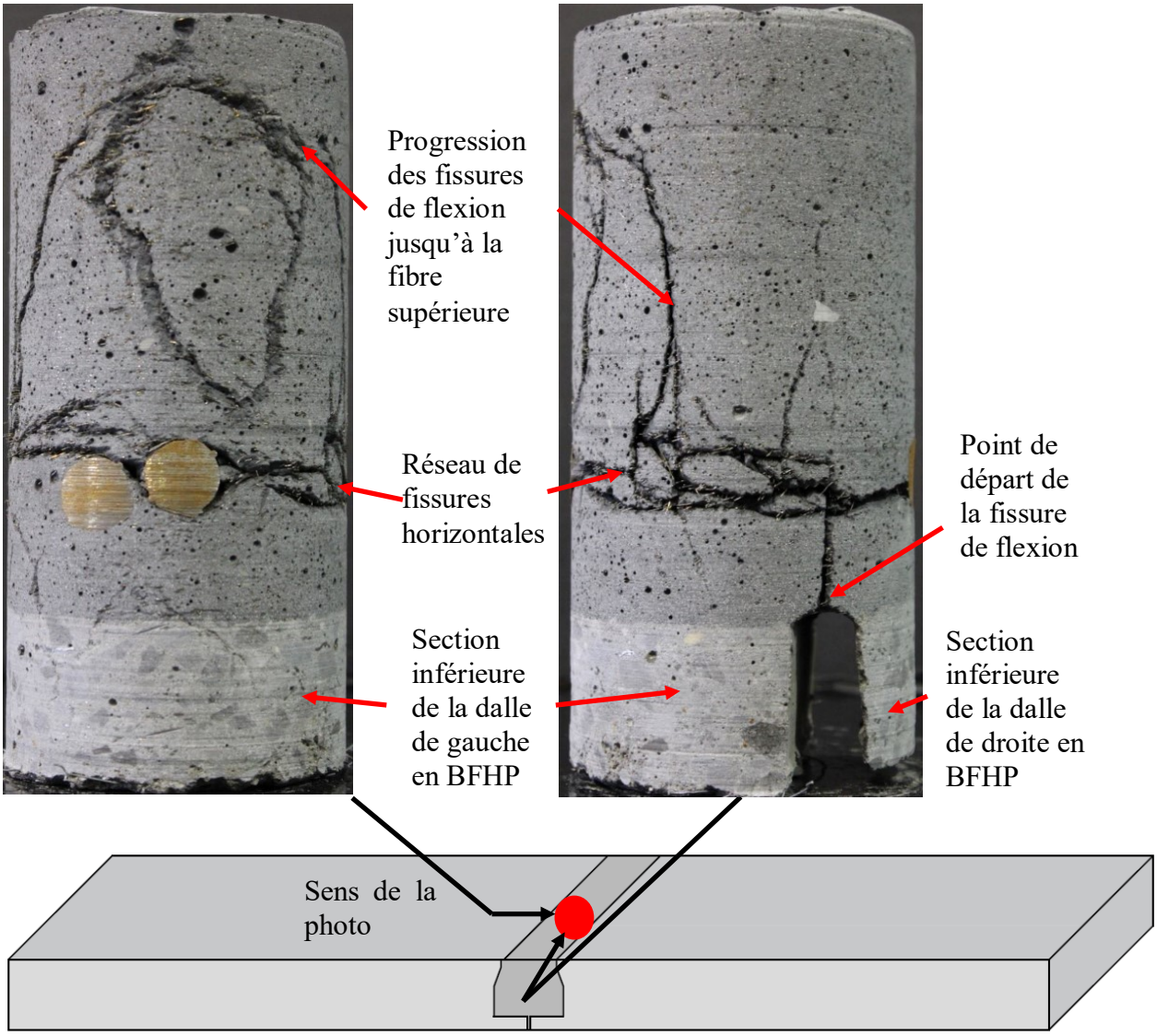


Figure 5-13 : Carottage de la dalle en BFHP avec joint de connexion longitudinal de 200 mm

5.3 Discussion générale

5.3.1 Joint de connexion

5.3.1.1 Forme du joint à optimiser pour les dalles en BRF

Le joint de connexion utilisé dans le cadre de ce projet de recherche a été conçu avec la dalle en BHP, car elle était la plus limitative avec sa disposition des barres d'armature. En effet, l'obligation d'avoir deux lits d'armatures afin de répondre au manuel de conception des structures du MTQ (MTQ, 2016) ne fournissait pas une grande latitude pour la forme fermée du joint de connexion. Le choix s'est donc arrêté sur une forme plate en section inférieure du joint pour allouer un espacement net sous la barre inférieure permettant l'écoulement du BFUP avec ses fibres de longueur égale à 13 mm (Figure 5-14a). L'épaisseur de 38 mm de la dalle sous le joint a été retenue pour l'utilisation d'une pièce de bois de coffrage de dimension 2 × 6 pouces dont l'épaisseur est de 38 mm et parce qu'elle offrait une épaisseur jugée adéquate pour éviter l'endommagement pendant le transport et la manutention des dalles. Cette épaisseur permettait également aux granulats du BHP et BFHP ainsi qu'aux fibres de 35 mm de longueur du BFHP de bien se positionner dans cette section. Dans le cadre de ce projet, la combinaison de cette zone restreinte et les problèmes de maniabilité du BHP ont causé des problèmes de nids d'abeille sur la section inférieure de la dalle en BHP (section 3.3.4.3). Dans la partie supérieure, la largeur du joint a été réduite de 200 à 160 mm afin de confiner légèrement le joint de connexion dans la dalle tout en allouant une ouverture suffisante pour la mise en place du BFUP. En chantier, cette ouverture permettrait également d'inspecter facilement le joint et les armatures.

Dans le cas des dalles en BFHP et hybride, la réduction de la quantité de barres d'armature et la disposition de celles-ci sur un seul lit d'armature se situant à 70 mm au lieu de 43 mm de la fibre inférieure permet d'optimiser davantage la forme du joint de connexion. Une forme inspirée de Figure 2-21 est donc proposée. Tout d'abord, la section inférieure de 38 mm de la dalle pourrait être relevée à 60 mm (Figure 5-14b) afin de créer un angle. Ceci permettrait un remplissage plus aisé de cette section des dalles et éviterait l'endommagement pendant la manutention. Ensuite, l'espacement net dans le joint sous les barres d'armature est aussi plus grand pour favoriser une meilleure mise en place du BFUP et enrobage des barres d'armature. Cette forme plus optimisée du joint a volontairement été écartée pour étudier les différentes dalles préfabriquées de ce projet

avec un nombre limité de paramètres, soit un seul type de joint. La performance du joint transversal étant maintenant confirmé avec son seul lit d'armature, il serait préférable d'utiliser la forme du joint illustrée à la Figure 5-14b pour les dalles en BRF.

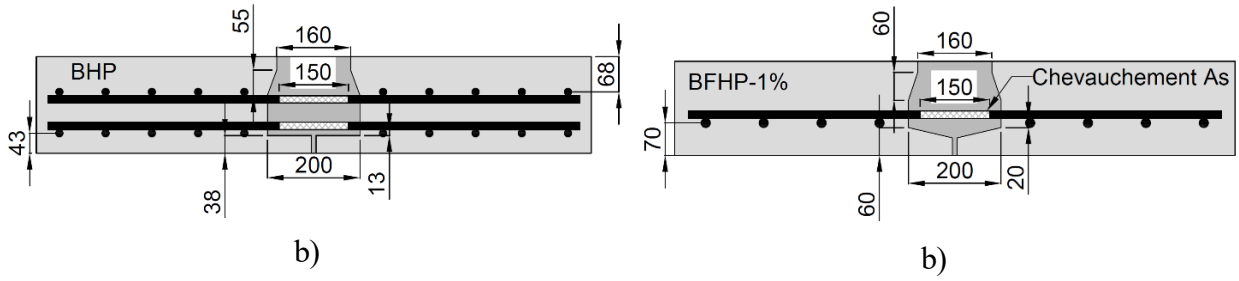


Figure 5-14 : Forme du joint de connexion, a) Tel que construit, b) Adaptée pour les dalles en BRF

5.3.1.2 Dalle avec joint de connexion transversal

L'utilisation de dalles en BRF permet de réduire la quantité de barres d'armature, donc d'accélérer la construction de cet élément et de limiter la main d'œuvre requise. Dans ce projet, les dalles en BRF ont exigé au minimum trois fois moins de temps pour la pose des armatures comparativement à la dalle en BHP. Bien qu'un nombre inférieur de barres en soit la principale raison (réduction de 40 à 55 %), la disposition de celles-ci en un seul lit évite la pose d'une tige pour espacer les deux lits ainsi que l'alignement de ce deuxième lit. Cela leur confère un excellent avantage dans le cadre de projets nécessitant d'être complétés rapidement en chantier, spécifiquement en zone urbaine. Dans le cadre de la préfabrication, cela représente une économie de temps dans la production des dalles en usine, donc une livraison plus rapide au client. Ainsi, autant pour une production en chantier qu'en usine, une réduction du coût de la main d'œuvre est attendue.

Tel que vu dans les analyses numériques du pont de référence (Section 4.6.2), les dalles avec et sans joint de connexion transversal en BHP présentent une rupture par poinçonnement autour de la plaque de chargement, ce qui correspond aux attentes pour une dalle de pont continues sur plusieurs appuis avec une charge ponctuelle. Cette rupture survient à environ 1,5 fois la charge de roue de camion selon le code S6-14, ce qui est adéquat. Dans le cas des dalles en BFHP et hybride avec

joint de connexion transversal, le comportement en traction post-fissuration supérieur des BRF permet de mieux contrôler la fissuration et ainsi éviter la rupture par poinçonnement autour de la plaque de chargement. La rupture est retardée significativement et a été observée à des niveaux de charge 3,6 fois supérieurs à la charge de roue de camion du code S6-14, soit 2,25 fois plus élevée que la dalle en BHP. Par ailleurs, un mode de rupture en flexion longitudinale a été obtenu. Autrement dit, la distribution de fibres dans le béton avec une quantité de barres d'armature réduite est préférable à l'utilisation de barres d'armature uniquement, même en plus grand nombre.

L'utilisation d'un joint de connexion conventionnel exige une largeur de 600 à 700 mm avec des détails d'armature complexes et parfois même l'ajout de post-tension à travers le joint, sur toute la largeur de la dalle. Également, la grande dimension de ces joints de connexion oblige l'utilisation de coffrages en chantier faisant ainsi perdre partiellement l'avantage de la préfabrication. L'utilisation de BFUP dans le joint de connexion permet de réduire la largeur à environ 200 mm. Le joint de connexion conçu avec une forme fermée, tel qu'utilisé dans ce projet, permet d'éliminer l'utilisation de coffrages, ce qui représente un gain de temps supplémentaire. Les capacités mécaniques supérieures du joint en BFUP pour transférer les efforts d'une dalle à l'autre offrent également la possibilité de ne rajouter aucune barre d'armature transversale dans le joint de connexion et ainsi obtenir un détail d'armature simple à fabriquer.

L'utilisation du joint de connexion en BFUP combinée à une dalle en BHP permet de créer une dalle de pont qui rencontre les critères du code des ponts quant à la capacité ultime et le contrôle de la fissuration en service. Toutefois, les analyses numériques ont montré que la rupture en poinçonnement ne permet pas de développer la pleine capacité du joint en BFUP. De son côté, la dalle en BFHP avec joint en BFUP surpasse nettement les exigences du code des ponts et permet de développer la pleine capacité du BFUP. D'après les modèles par éléments finis, la rupture en flexion de la dalle en BFHP survient lorsque le BFUP est en phase de post-fissuration avec de faibles ouvertures de fissure (assurant encore une excellente résistance à la traction résiduelle), tandis que la dalle atteint la rupture par compression de la fibre supérieure. Dans les deux cas, le joint de connexion en BFUP ne représente donc pas le point faible du système de dalles préfabriquées.

L'utilisation d'un BFUP à 3 ou 4 % de volume de fibres ne serait pas recommandée pour les joints de connexion transversaux, car les dalles en BHP et BFHP atteignent déjà leur capacité maximale

avec le BFUP-2%. Un volume de fibres supérieur à 2 % conférerait simplement une réserve de résistance au joint. Comme il sera discuté à la section suivante, il est possible que des joints longitudinaux d'un même ouvrage requièrent quant à eux un dosage supérieur. Dans ce cas, il pourrait être plus simple d'uniformiser le dosage en fibres de tous les joints.

L'un des critères de conception des dalles de pont préfabriquées avec un joint de connexion en BFUP était de reproduire le même comportement mécanique qu'une dalle de pont coulée en place. Également, le détail d'armature devait être simple et ne pas nécessiter la post-tension afin de favoriser un temps de construction optimal. Les résultats expérimentaux ont montré que la dalle préfabriquée en BHP avec joint de connexion en BFUP avait le même comportement mécanique et le même schéma de fissuration que la dalle en BHP coulée en place. Les analyses numériques de pont ont fourni les mêmes résultats pour une section de pont avec les systèmes de dalles préfabriquées en BHP et BFHP. Dans ce contexte, l'utilisation des joints transversaux en BFUP proposé dans ce projet est recommandée pour la construction de dalles de pont préfabriquées.

5.3.1.3 Dalle avec joint de connexion longitudinal

Les dalles avec joint de connexion longitudinal en BFUP ont été testées de façon à obtenir le moment positif maximal au niveau du joint de connexion, ce qui est critique pour l'ouverture et la résistance du joint de connexion. Les spécimens ont présenté des ruptures en flexion transversale au centre du joint sur toute la longueur avec une ductilité limitée, mais une résistance ultime adéquate selon l'exigence du code de ponts. La capacité ultime et surtout le manque de ductilité provient donc du joint en BFUP et non de la dalle. Ce joint longitudinal entre deux poutres doit donc être amélioré. Puisque le chevauchement des barres dans le joint des deux dalles testées (5,75 et 7,5 d_b) était plus court que les recommandations de Graybeal (2014), soit 8 d_b avec des armatures en quinconce. Une première solution serait donc de concevoir un joint de connexion avec une longueur de chevauchement de 10 d_b avec armatures collées, puisque les dalles avec joint transversal dont la longueur de chevauchement était de 10 d_b ont montré d'excellents résultats.

La rupture des deux spécimens s'est produite en flexion transversal au centre du joint. La méthode de coulée du BFUP dans le joint de connexion se fait d'une extrémité du joint à l'autre par écoulement. Les fibres s'orientent donc principalement dans le sens du joint de connexion. Dans ce contexte, les fibres n'avaient pas une orientation idéale pour empêcher la fissure de flexion de se propager.

Ainsi, une autre solution afin d'améliorer la résistance de ce type de joint de connexion serait d'augmenter le dosage en fibres. Un dosage plus élevé en fibres augmenterait la probabilité d'avoir davantage de fibres dans de multiples directions dans le joint de connexion et ainsi mieux reprendre la fissure de flexion causant la rupture. La ductilité des dalles serait donc améliorée. Également plus le dosage en fibres est élevé, plus la résistance à la traction sera élevée et fournira une capacité supplémentaire au joint de connexion. Toutefois, le fort dosage en fibres tend à diminuer légèrement la longueur du plateau d'écrouissage. Des essais seraient donc nécessaires afin de valider si une hausse du dosage en fibres améliorerait vraiment le comportement mécanique du joint de connexion longitudinal entre deux poutres.

5.3.2 Système de chargement

Le système de chargement utilisé pour représenter l'essieu de camion du code CSA S6-14 (CSA, 2014) a été une superposition de plusieurs plaques d'acier et de rouleaux de dimensions similaires à l'empreinte de l'essieu. Un coulis a été appliqué entre la dalle de béton et les plaques d'acier afin de s'assurer d'un contact uniforme. Certains auteurs priorisent l'utilisation d'un élastomère entre la dalle de béton et le système de chargement afin d'obtenir le contact uniforme (Graybeal, 2010). Pour ce projet, la configuration de chargement avec plaques en acier a été choisi afin d'avoir une configuration similaire à l'étude de Lachance (2015) et de faciliter la modélisation numérique, puisque les paramètres d'interface entre la plaque d'acier et le béton étaient connus et fonctionnaient adéquatement dans cette étude.

En laboratoire, un décollement entre la dalle de béton et la dernière plaque de chargement en acier était perceptible dans la zone centrale de la plaque de chargement. Cela se produisait en fin de chargement, soit vers une flèche de 40 mm. Ce décollement est dû au fait que les plaques d'acier sont cinq fois plus rigides que la dalle de béton et fléchissent donc moins sous le chargement. En conséquence, le chargement devenait plus critique aux extrémités de la plaque d'acier en fin d'essais.

Les modèles par élément finis reproduisant les dalles de laboratoire ont également montré un décollement dans la zone centrale des plaques, ce qui générait des contraintes locales aux extrémités de ces dernières sans être critiques. Toutefois, dans le cas des modèles de pont, une rupture par poinçonnement autour de la plaque de chargement se produisait dans les dalles en BHP. Les concentrations de contraintes aux extrémités des plaques ont pu favoriser ce type de rupture.

5.3.3 Modèles numériques du pont

Les dalles ont été testées en laboratoire en condition simplement appuyée (isostatique), ce qui génère seulement un moment positif, tandis qu'une dalle de pont est supportée en continue sur plusieurs poutres permettant une redistribution des charges en moments positifs et négatifs. Les modèles numériques d'une section de pont de 3,6 m de long par 3 m de large ont permis de bien représenter le passage d'un essieu de camion avec une dalle supportée en continue par plusieurs poutres. La dalle en BHP a en effet présenté une rupture en poinçonnement autour de la plaque de chargement à une force similaire à la valeur prédite par les équations de la norme A23.3 (Cement Association of Canada, 2010).

Toutefois, les conditions aux frontières imposées sur le modèle de pont ne sont pas complètement représentatives de la réalité. En effet, aucune condition limite n'a été imposée sur les extrémités perpendiculaires aux poutres. Dans le cas d'une structure réelle, ces extrémités seraient reliées à une autre section de dalle. Il y aurait donc une continuité longitudinale dans la transmission des efforts. La modélisation de ce transfert d'effort aurait pu se faire avec l'utilisation d'un ressort tel que réalisée aux extrémités des dalles parallèles aux poutres. Dans le cadre de ce projet, le choix de n'imposer aucune condition aux extrémités perpendiculaires aux poutres a été choisi afin de simplifier les modèles et l'analyse. Ce choix est sécuritaire, car ceci a imposé des efforts de flexion longitudinale plus élevés qu'avec l'utilisation d'un ressort à cet endroit.

5.3.4 Analyse globale

Les essais en laboratoire sur les dalles préfabriquées avec joint de connexion transversal en BFUP ont montré d'excellents résultats, surpassant les exigences de résistance ultime et respectant les critères d'ouverture de fissure du code des ponts (CSA, 2014) tout en accélérant la fabrication d'une dalle de pont et en offrant une durabilité supérieure. Un joint de connexion en BFUP avec une forme fermée, des interfaces à granulats exposés et une longueur de chevauchement de 10 d_b est donc recommandé pour obtenir un comportement mécanique adéquat et offrir une durabilité à long terme.

Les essais effectués sur les dalles de pont préfabriquées avec joint de connexion longitudinal ont présenté des résultats qui rencontraient l'exigence du code des ponts (CSA, 2014) en terme de résistance structurale, mais dont la ductilité devait être améliorée. Pour améliorer la ductilité, deux

solutions sont proposées. Tout d'abord, en augmentant la longueur de chevauchement, les barres d'armature pourront développer leur pleine capacité et ainsi mieux résister aux efforts transitant dans le joint de connexion. Cela pourrait réduire le réseau de fissures observé dans le joint de connexion longitudinal de 200 mm qui a probablement accéléré la rupture en flexion. Ensuite, l'utilisation d'un dosage plus élevé en fibres dans le BFUP du joint augmenterait la résistance en traction du BFUP et fournirait un meilleur contrôle de la fissuration. L'augmentation de la résistance en traction du BFUP permettrait possiblement de conserver une courte longueur de chevauchement.

Bien que l'utilisation d'un BFUP avec un dosage en fibres plus élevé que 2 % puisse offrir la résistance requise dans le joint de connexion longitudinal entre deux poutres, il offrirait une résistance supérieure à celle requise dans les autres types de joints de connexion. Or, il est recommandé d'utiliser un seul type de BFUP dans l'ensemble des joints de connexion d'un pont afin de faciliter la construction et la séquence de coulée.

Enfin, l'utilisation d'une longueur de chevauchement inférieure ou égale à 8 d_b comme celle utilisée dans le programme exploratoire résulte en de petite largeur de joint inférieure à 175 mm. Un joint très petit complexifie la mise en place du BFUP et l'inspection en chantier. La tolérance sur le placement des barres peut également devenir difficile à rencontrer. En effet, selon la norme A23.1-04, la tolérance sur le placement des barres d'armature est de 12 mm pour une dalle de 200 mm chargée en flexion. Or, si les deux barres d'armature sont plus courtes de 12 mm, la longueur de chevauchement s'en trouve réduite de 24 mm. Un chevauchement de 150 mm, soit 10 d_b avec des 15M deviendrait donc de 8,4 d_b, soit une diminution de 16 %. Ainsi, pour atteindre la résistance souhaitée, il faut soit exiger une tolérance plus petite dans le positionnement des barres dans les joints ou exiger une longueur de chevauchement plus longue.

CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Ce projet de recherche a mis l'emphase sur le développement d'un joint de connexion transversal en BFUP pour des dalles de ponts préfabriquées. Des essais en laboratoire et une campagne de modélisations numériques ont permis de rencontrer les objectifs fixés. Ce chapitre présente un rappel des objectifs du projet, les principales conclusions contribuant à l'avancement de la technologie des joints de connexion en BFUP et les recommandations pour de futurs travaux de recherche.

6.1 Rappel des objectifs

L'objectif général du projet est de proposer un système de dalles de pont préfabriquées avec joint de connexion permettant d'accélérer la construction et la réparation des dalles de pont tout en améliorant leur durabilité.

Les objectifs spécifiques de ce projet étaient de :

1- concevoir les joints de connexion par éléments finis;

2- tester en laboratoire les systèmes de dalles avec joint de connexion sous chargement statique à la rupture et sous un chargement cyclique simulant le passage d'un million d'essieu de camion;

3- comparer et valider les modèles numériques avec les résultats expérimentaux;

4- effectuer une étude paramétrique avec un modèle numérique de pont;

5- proposer des recommandations concernant la conception des joints de connexion en BFUP.

6.2 Conclusions sur le programme expérimental principal portant sur les joints de connexion transversal en BFUP

Les résultats expérimentaux ont mené aux conclusions suivantes.

- Un joint de connexion transversal en BFUP de 2 % de fibres incorporant une forme fermée, une interface dalle-joint à granulats exposés pour maximiser l'adhérence entre la dalle et le joint ainsi qu'une longueur de chevauchement des barres de 10 d_b (150 mm pour des barres 15M) a été conçu.

- L'intégration du joint de connexion transversal en BFUP proposé dans un système de dalles préfabriquées en BHP permet d'obtenir une ouverture de fissure maximale, une rigidité et une résistance maximale similaires à une dalle coulée en place en BHP chargée en condition statique et cyclique. L'ensemble des exigences de performances du code des ponts S6-14 ont été respectées.
- Le joint de connexion transversale en BFUP proposé avec les dalles préfabriquées en BFHP et hybride a généré des ouvertures de fissures plus petites et une résistance ultime supérieure au code des ponts S6-14. Ainsi, la réduction de la quantité de barres d'armature (jusqu'à 55 %) dans la dalle et le joint de connexion n'a pas réduit la performance mécanique du joint en BFUP.
- L'interface entre la dalle et le joint de connexion en BFUP est demeurée fermée pour des niveaux de chargement supérieurs au double du moment de service exigé par le code des ponts. Ceci laisse présager une infiltration négligeable d'eau ou d'agents agressifs via l'interface dalle-joint et donc une excellente durabilité du joint de connexion.
- Le mode de rupture des dalles en BHP, BFHP et hybride a toujours été localisé dans la dalle avec une rupture en flexion. Le joint de connexion en BFUP-2% n'était pas le point faible du système de dalles préfabriquées avec joint de connexion transversal.

La réduction des barres d'armature dans les dalles en BFHP et hybride leur confèrent un net avantage en terme de réduction de temps de construction et de main d'œuvre. En effet, le temps de mise en place des barres d'armature est de 3 à 4 fois plus rapide. La forme fermée du joint permet également d'économiser du temps en chantier, car l'installation de coffrage n'est pas requise pour la coulée du joint de connexion. De plus, la durabilité supérieure des dalles en BFHP et hybride leur fournit un second avantage non négligeable, soit que les travaux de réhabilitation seront moins fréquents sur la durée de vie de l'ouvrage. La dalle hybride avec joint de connexion en BFUP est recommandée, car sa mince couche supérieure en BFUP maximise l'étanchéité sur le dessus de la dalle tout en démontrant des résistances mécaniques adéquates ainsi qu'une excellente durabilité.

6.3 Conclusions sur le programme expérimental exploratoire portant sur les joints de connexion longitudinal en BFUP entre deux poutres

- Les joints de connexion longitudinaux avec une longueur de chevauchement inférieure à 10 d_b ont montré une résistance ultime supérieure aux exigences au code des ponts, mais ils ont présenté une ductilité limitée.
- Le chargement cyclique appliqué avant le chargement statique a généré un réseau de fissures dans la dalle préfabriquée avec le joint de connexion longitudinal de 200 mm. Ce réseau de fissures a probablement accéléré la rupture en flexion observée dans le joint, d'autant plus que les fibres n'étaient pas orientées favorablement pour contrôler ce type de rupture.
- L'ouverture du joint de connexion pour la dalle avec le joint de connexion longitudinal de 200 mm (7,5 d_b) respecte l'exigence du code quant aux ouvertures de fissures inférieures à 0,25 mm, et ce, malgré l'application d'un million de cycles. La dalle avec le joint de connexion longitudinal de 175 mm (5,75 d_b) ne rencontre pas cette exigence, et ce même sans l'application préalable du chargement cyclique.

Les résultats expérimentaux des dalles avec un joint de connexion longitudinal en BFUP-2% ont montré que ce type de joint doit être modifié ou renforcé. En effet, les très courtes longueurs de chevauchement n'ont pas permis d'atteindre une ductilité et une ouverture du joint de connexion adéquate.

6.4 Conclusions de l'étude paramétrique numérique sur le joint de connexion transversal

Les modèles numériques ont d'abord été validés en reproduisant les essais en laboratoire sur les dalles avec un joint de connexion transversal en portée simple. Ils ont présenté un maximum de 6 % de différence par rapport à la charge ultime expérimentale et ont montré un schéma de fissuration similaire. Ensuite, d'autres modèles ont été développés pour reproduire le comportement de dalles de pont continues. Les modèles numériques de dalles de pont ont fournis les conclusions suivantes.

- Les dalles préfabriquées en BHP et en BFHP montrent le même comportement mécanique que leur dalle coulée en place équivalente. Le joint de connexion transversal en BFUP ne modifie donc pas le mode de rupture des dalles.
- La dalle préfabriquée en BHP atteint la rupture par poinçonnement autour de la plaque de chargement, tandis que la dalle préfabriquée en BFHP se rompt en flexion longitudinale à un niveau de chargement supérieur (2,25 fois plus élevé) dû au meilleur contrôle de la fissuration offert par les fibres. Le BFUP a atteint sa pleine capacité dans le joint de connexion avec la dalle en BFHP, tandis qu'il a atteint seulement la moitié de sa capacité avec la dalle en BHP.
- La rigidité, la résistance ultime et la rupture en flexion de la dalle en BFHP sont légèrement affectée par la position de l'essieu de camion à mi-portée avec des distances variables par rapport au joint de connexion. Toutefois, la rigidité augmente, la résistance ultime diminue et la rupture change pour une rupture en flexion transversal au-dessus de la poutre lorsque la position de l'essieu de camion est plus près de la poutre longitudinale du pont.

La modélisation par éléments finis non linéaires avec le logiciel ATENA permet de bien reproduire les résultats expérimentaux de dalles sur appuis simples et de prédire le comportement de configuration de dalles plus complexes (continue ou autres) avec un bon niveau de confiance. Plusieurs paramètres ont été validés avec les différents essais expérimentaux et l'expertise développée dans le projet de Lachance (2015) a été renforcée avec l'étude des joints de connexion.

6.5 Recommandations sur l'utilisation de joint de connexion

Le joint de connexion en BFUP est une technologie récente et plusieurs travaux de recherche visent à déterminer les paramètres de conception afin de garantir la sécurité de cette technologie. Ce projet a permis d'évaluer l'impact de quatre paramètres de conception via des modèles numériques et tester expérimentalement une configuration de joint de connexion transversal avec les paramètres retenus. Ces paramètres sont la forme du joint de connexion, la qualité de l'interface, la longueur de chevauchement et l'espacement des barres d'armature. La même configuration de joint a été conservée pour un programme exploratoire sur le joint longitudinal. Cependant, de faibles valeurs de longueur de chevauchement des barres d'armature ont été testées pour déterminer la longueur

minimale requise pour ce type de joint. Les recommandations suivantes peuvent donc être formulées.

- Un joint de connexion avec une forme fermée permet d'éviter l'utilisation d'un coffrage en chantier tout en fournissant une rigidité et une résistance mécanique supérieure à une forme de joint droite. Également, la forme permet de retarder l'ouverture de l'interface dalle-joint.
- Une interface de type granulats exposés favorise l'obtention d'une bonne liaison entre la dalle préfabriquée et le joint de connexion. Elle offre donc une meilleure rigidité et résistance du système dalle-joint. Ce type d'interface retarde aussi l'ouverture du joint.
- Une longueur de chevauchement des armatures de 10 d_b pour les barres d'armatures 15M et 20M est recommandée afin de pouvoir transférer adéquatement les efforts d'une dalle à l'autre et d'obtenir une rupture ductile.
- La disposition des barres d'armature chevauchées avec un espace net minimal entre ces dernières de 2 fois la longueur de la plus grande fibre, soit d'environ 25 mm pour un BFUP offrent deux avantages, soit de faciliter la mise en place des dalles et d'obtenir un meilleur enrobage des barres d'armature. Cette dimension correspond également à 2 fois la tolérance pour le placement des barres d'armature de la norme A23.1-04. Cette condition n'a toutefois pas été testée.
- La disposition des barres d'armature chevauchées avec un espace net maximal d'un demi-espacement des barres d'armature de la dalle permet de faciliter la mise en place des dalles et d'obtenir un meilleur enrobage des barres d'armature. Cette condition n'a toutefois pas été testée.

6.6 Recherches complémentaires à réaliser sur les joints de connexion en BFUP

Les résultats de ce projet confirment que les dalles préfabriquées avec joints de connexion transversaux en BFUP montrent un excellent comportement mécanique, et ce même lorsque la quantité d'armature dans les dalles préfabriquées en BRF est réduite très significativement (jusqu'à 55 %). Toutefois, le joint en BFUP proposé ne possède probablement pas la résistance mécanique pour effectuer le transfert des efforts longitudinaux plus importants retrouvés en moment négatif

au-dessus d'une pile de pont. Dans ce cas particulier, les travaux de Hartwell (2011) ont démontré qu'il était nécessaire d'introduire une post-tension externe dans l'axe longitudinal du pont afin d'atteindre la capacité de design. Cette configuration de joint mériterait d'être étudiée davantage de manière à éviter la mise en place de précontrainte.

Dans le cas où une dalle de pont serait réparée sur la moitié de sa largeur pendant que la circulation est maintenue sur l'autre moitié, un joint longitudinal entre deux poutres pourrait être nécessaire. Une étude a été complétée sur ce type particulier de joint de connexion longitudinal se retrouvant entre les poutres avec dalles en BFHP et armature réduite (Faggio, 2014) pour différentes épaisseurs de dalles. Les résultats ont montré une ouverture hâtive du joint de connexion due à l'interface bouchardée combinée à une forme de joint droite. Une amélioration pourrait être obtenue grâce à l'utilisation d'un joint fermé et une interface en granulats exposés tels qu'utilisés dans ce projet. Une importante campagne d'essai est en cours à Polytechnique Montréal afin de tester ce type de joint de connexion sur des dalles en BHP et en BFHP sans armature réduite (Maîtrise de Benoît Marleau).

Il serait pertinent de réaliser des travaux de recherche sur le comportement mécanique retrouvé à l'intersection des joints transversal et longitudinal de dalles préfabriquées, car il s'agit d'une zone critique ou le transfert d'efforts est complexe. En effet, les séquences de coulées en chantier pourraient créer des joints froids, donc empêcher la continuité des fibres et ainsi créer des points de faiblesses. Un renforcement à l'intersection des joints sera fort probablement requis.

Les joints de connexion en BFUP ont été majoritairement étudiés pour les ponts droits et la technologie s'est implantée graduellement depuis les dernières années en Amérique du Nord. Toutefois, la préfabrication des dalles avec joint de connexion sur des ponts courbes n'a pas été autant étudiée. Les paramètres de conception du joint de connexion pourraient être étudiés afin de caractériser leur influence sur un pont courbe. Cela permettrait de faciliter la conception ultérieure et d'étendre cette technologie à plus de structures de pont.

Enfin, la modélisation du comportement des joints a été faite de la manière macroscopique en utilisant une loi d'adhérence pour reproduire le glissement des armatures dans le BFUP. Une modélisation plus fine des armatures avec crénelures avec interfaces de contact adéquates telle que réalisée dans la thèse de Lagier (2016) permettrait d'accéder à plus d'informations sur l'état des contraintes du BFUP dans le joint et la fissuration associée.

BIBLIOGRAPHIE

Aladdine, F. (2009). *Propriété à l'état frais, à l'état durci et`durabilité des bétons incorportant du verre finement broyé.* (Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke).

Aldéa, M., Charest, N., & Ruscitti, I. (2013). *Remplacement par méthode "optimisée" du pont d'étagement du Chemin Fer-À-Cheval au-dessus de l'autoroute 20 à Sainte-Julie*. Montréal: Ministère des transports du Québec.

ASTM. (2012). *C1550 - Standard Test Method for Flexural Toughness of Fiber-Reinforced Concrete (Using Centrally-Loaded Round Panel)*. West Conshohocken, PA: ASTM.

Banson, A. (2013). *Precast Bridge Deck Joints Using FRP and Ultra-High Performance Concrete.* (Master's thesis, University of Western Ontario).

Bastien, D. (2004). *Utilisation structurale du béton fibré pour la conceptions des dalles de ponts.* (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal).

Bergeron, F. (2013). *Développement d'une dalle de pont préfabriquée nervurée en béton de fibres métalliques.* (Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke).

Boulekbache, B., Hamrat, M., Chemrouk, M., & Amziane, S. (2009). *Influence de la rhéologie des bétons renforcés de fibres métalliques sur leurs propriétés mécaniques*. Communication présentée à 1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries Oran, Algérie.

Braike, S. (2007). *Conception d'éléments préfabriquées de ponts avec des bétons fibrés à haute et ultra haute performance.* (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal).

C. Berg, A., C. Bank, L., G. Oliva, M., & S. Russell, J. (2006). Construction and cost analysis of an FRP reinforced concrete bridge deck. *Construction and Building Materials, 20*, 12.

Cachim, P. B., Figueiras, J. A., & Pereira, P. A. A. (2002). Fatigue behavior of fiber-reinforced concrete in compression. *Cement and Concrete Composites, 24*(2), 211-217. doi:10.1016/S0958-9465(01)00019-1

Cement Association of Canada. (2010). *Concrete Design Handbook*. Ottawa, Ontario, Canada: CAC.

Cervenka Consulting. (2014). ATENA 3D (Version 5.1.1) [Logiciel]. République Tchèque: Cervenka Consulting.

Cervenka, V., Jendele, L., & Cervenka, J. (2013). *ATENA Program Documentation Part 1 - Theory*. Prague: Cervenka Consulting.

Charron, J. P. (2014a). *Note de cours : Retrait et fluage du béton*. Montréal: École Polytechnique de Montréal.

Charron, J. P. (2014b). *Notes de cours : Résistance du béton aux cycles de gel-dégel*. Montréal: École Polytechnique de Montréal.

Charron, J. P., Boulet, D., & Rossi, P. (2014). *Notes de cours : Bétons de fibres courants vers les Bétons de fibres ultra performants*. Montréal: École Polytechnique de Montréal.

Charron, J. P., Damry, R., Desmettre, C., & Massicotte, B. (2013). *Utilisation structurale des BFUP pour les parapets préfabriqués* (Rapport nº SR13-05). Montréal: École Polytechnique de Montréal.

Charron, J. P., & Desmettre, C. (2013). *Intérêt de l'utilisation des bétons renforcés de fibres pour la construction d'ouvrages d'art durables*. École Polytechnique de Montréal.

Charron, J. P., Namy, M., Duchesneau, F., & Massicotte, B. (2014). *Innovative precast HPFRC barriers for bridges.* Communication présentée à Fiber Reinforced Concrete : from Design to Structural Applications, Montréal (p. 100-110).

Computers & Structures inc. (2015). SAP2000 (Version 17) [Logiciel]. California, USA: Computers & Structures inc,.

CSA. (2014). *S6 - Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Ontario: CSA.

Culmo, M. (2009). *Connection Details for Prefabricated Bridge Elements and Systems*. Springfield, VA: FHWA.

Dagenais, M.-A., & Massicotte, B. (2014). Tension lap splices strengthened with ultrahigh-performance fiber-reinforced concrete. *J Mater Civil Eng ASCE, http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001169 (Published online)*.

Dassault Systèmes. (2011). Abaqus (Version 6.11-2) [Logiciel]. États-Unis: Dassault Systèmes.

Davis, J., & Lambert, R. (2002). *Engineering in Emergencies* (2e éd.). United Kingdom: Practical Action Publishing.

Delsol, S., & Charron, J. P. (2013). *Numerical Modeling of UHPFRC Mechanical Behavior Based on Fibre Orientation*. Communication présentée à International Symposium on Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete, Marseille.

Denarie, E. (2004). *Bétons Fibrés à Ultra-hautes Performances (BFUP)*. Lausanne: École Polytechnique Fédérale de Lausanne.

Desmettre, C. (2011). *Contribution à l'étude de la perméabilité du béton armé sous sollicitations statiques et cycliques.* (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montréal).

Desmettre, C., & Charron, J.-P. (2013). Water Permeability of Reinforced Concrete Subjected to Cyclic Tensile Loading. *ACI Materials Journal, 110*(1), 10.

di Prisco, M., Plizzari, G., & Vandewalle, L. (2014). *Structural design according to fib MC 2010: comparison between RC and FRC elements.* Communication présentée à Fiber Reinforced Concrete : from Design to Structural Applications, Montréal (p. 69-87).

Digonnat, A. (2015). *Mesure et influence du coefficient d'orientation sur la résistance en traction de bétons renforcés de fibres métalliques.* (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal).

Doiron, G. (2012). *Béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP) et les ouvrages d'art en Amérique du Nord.* Communication présentée à 19e Colloques sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art - Ministère des Transports du Québec, Québec, Canada.

Duchesneau, F., Charron, J. P., & Massicotte, B. (2011). Monolithic and hybrid precast bridge parapets in high and ultra-high performance fibre reinforced concretes. *Canadian Journal of Civil Engineering, 38*, 859-869.

Euclid Chemical Company. (2014). Concrete Surface Retarder. Cleveland, OH: Euclid Chemical Company.

Eurocode. (2013). Fatigue. Dans *Design of Steel-Concrete Composite Bridges to Eurocodes* (p. 441-486): CRC Press.

European Commitee for Standardization. (2005). *EN14651 - Test Method for Metallic Fibre Concrete - Measuring the Flexural Tensile Strength (Limit of Proportionality, Residual)*. Brussels: European Commitee for Standardization.

Faggio, L. (2014). *Conception des semelles de poutres précontraintes en T en BRF avec joints en BFUP.* (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal).

Gascon, M. (2016). *Étude du comportement de connecteurs de cisaillement dans du béton fibré à ultra-haute performance pour la construction de poutres mixtes de ponts.* (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal).

Graf, O., & Brenner, E. (1934). Experiments for investigating the resistance of concrete under often repeated compression loads. *Bulletin*(76).

Graybeal, B. (2010). *Behavior of field-cast ultra-high performance concrete bridge deck connections under cyclic and static structural loading* (Rapport nº FHWA-HRT-11-023). FHWA.

Graybeal, B. (2014). *Design and Construction of Field-Cast UHPC Connections*. Virginie: Federal Highway Administration.

Grzybowski, M., & Meyer, C. (1993). Damage accumulation in concrete with and without fiber reinforcement. *ACI Materials Journal, 90*(6).

Guo, L.-P., Sun, W., Zhang, Y.-M., Wang, Q.-N., & Gu, C.-P. (2014). *Service-life models of rebar-reinforced high-performance SFRC exposed to coupled actions of bending load and chloride ions.* Communication présentée à Fiber Reinforced Concrete : from Design to Structural Applications, Montréal.

H. Kosmatka, S., Kefkhoff, B., C. Panarese, W., F. MacLeod, N., & J. McGrath, R. (2004). *Dosage et contrôle des mélanges de béton* (7e éd.). Montréal: Association Canadienne du Ciment.

Hartwell, D. R. (2011). *Laboratory Testing of Ultra High Performance Concrete deck joints for use in accelerated bridge construction.* (Master's thesis, Iowa State University, Ames, Iowa).

HNTB-Corporation. (2012). *Innovative Bridge Designs for Rapid Renewal*: The National Academy of Sciences.

Hubert, M. (2013). *Critères de conception en service du béton armé basés sur la perméabilité à l'eau.* (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal).

Industrial Thermo Polymers Ltd. ITP Soft Type Backer Rod - Joint Forming, Pliable, Non-Gassing, Polyethylene Foam Backer Rod. Ontario: Industrial Thermo Polymers Ltd.,.

Kabele, P., Cervenka, V., & Cervenka, J. (2010). *Example Manual - ATENA Engineering*. Prague: Cervenka Consulting.

Lachance, F. (2015). *Développement de dalles préfabriquées conçues en bétons fibrés à hautes et ultra-hautes performances pour les ponts.* (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal).

Lachemi, M., Hossain, K. M. A., Ramcharitar, M., & Shehata, M. (2007). Bridge deck rehabilitation practices in North America. *Journal of Infrastructures Systems, 13*(3), 225-234.

Lacroix-Sauvageau, M., Androuët, C., & Charron, J. P. (2009). *Réduction du retrait endogène d'un béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP)*. Montréal: École Polytechnique de Montréal.

Lagier, F. (2016). *Étude du comportement de chevauchements d'armatures en traction directe dans du béton fibré ultra performant.* (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montréal).

Lagier, F., Massicotte, B., & Charron, J. P. (2015). Bond strength of tension lap splice specimens in UHPFRC. *Construction and Building Materials, 93*, 84-94.

Lessard, M.-C. (2009). *Conception de pré-dalles en bétons innovants pour les ponts.* (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique, Montréal).

Mailhot, G., & Zaki, A. R. (2002). *Projet de remplacement du tablier du pont Jacques-Cartier (Montréal) - Les défis techniques visant la conception et la construction.* Communication présentée à 4e Conférence spécialisée en génie des structures de la Société canadienne de génie civil, Montréal, Québec, Canada.

Massicotte, B. (2011). *Chapitre 6 - Mécanique du béton armé*. Montréal: École Polytechnique de Montréal.

Massicotte, B., Conciatori, D., Bédard, S., & Braike, S. (2014). Analyse Inélastique des sections (Version 3.1) [Logiciel]. Montréal: École Polytechnique de Montréal.

Massicotte, B., Faggio, L., Cordoni, N., Nour, A., & Conciatori, D. (2016). Design and Construction of SFRC Bridge Decks - Building on Past Experience and Recent Developments. *Fiber Reinforced Concrete : from Design to Structural Applications - FRC 2014: ACI-fib International Workshop*, Editors: Charron, J.P., Massicotte, B., Mobasher, B., Plizzari, G., , FIB Bulletin 79 - ACI SP-310, 419-434.

Maya, L. F., & Albajar, L. (2012). *Beam-Column Connections for Precast Concrete Frames Using High Performance Fiber Reinforced Cement Composites*. Communication présentée à HPFRCC 6.

Maya, L. F., Zanuy, C., Albajar, L., Lopez, C., & Portabelle, J. (2013). Experimental assesment of connections for precast concrete frames using ultra high performance fibre reinforced concrete. *Construction and Building Materials*(48), 173-186.

Medeiros, A., Zhang, X. X., & Ruiz, G. (2013). *Frequency effect on the compressive fatigue behaviour of plain and fiber-reinforced concretes.* Communication présentée à 8th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, FraMCoS 2013, March 11, 2013 - March 14, 2013, Toledo, Spain (p. 815-823).

Moffatt, K. (2001). *Analyse de dalles de pont avec armature réduite et béton de fibres métalliques.* (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal).

MTQ. (2016). *Manuel de conception des structures*. Québec: Bibliothèque et Archives nationales du Québec.

Parvez, A., & Foster, S. J. (2013). *Fatigue behaviour of reinforced concrete beams with addition of steel fibres.* Communication présentée à 22nd Australasian Conference on the Mechanics of Structures and Materials, ACMSM 2012, December 11, 2012 - December 14, 2012, Sydney, NSW, Australia (p. 333-338).

Paskova, T., & Meyer, C. (1997). Low-cycle fatigue of plain and fiber-reinforced concrete. *ACI Materials Journal, 94*(4).

Peikko Group. (2011). E-Lift System (p. 5-6). Canada: Peikko Group.

Perry, V. (2011). *Sustainable UHPC Bridges for the 22nd Century*.

Perry, V., Dykstra, D., Murray, P., & Rajlic, B. (2010). *Innovative Field Cast UHPC Joints for Precast Bridge Systems - 3-span Live Load Continuous.* Communication présentée à Annual Conference of the Transportation Association of Canada, Halifax, Nova Scotia (p. 15).

Perry, V., Krisciunas, R., & Stofko, B. (2012). *Mackenzie River Twin Bridges - The largest field-cast UHPC Connections Project in North America.* Communication présentée à PCI - National Bridge Conference, Nashville, Tennessee (p. 11).

Perry, V., Scalzo, P., & Weiss, G. (2007). *Innovative Field Cast UHPC Joints for Precast Deck Panel Bridge Superstructures - CN Overhead Bridge at Rainy Lake, Ontario*. Communication présentée à Concrete Bridge Conference.

Perry, V., & Weiss, G. (2009). *Innovative Field Cast UHPC Joints for Precast Bridge Decks - Design, Prototype Testing and Projects*. Communication présentée à Designing and Building with UHPFRC : State of the Art and Development, Marseille, France.

Petre-Lazard, I. (2001). *Évaluation du comportement en service des ouvrages en béton armé soumis à la corrosion des aciers.* (Thèse de doctorat, Université de Laval, Québec, Québec, Canada).

Plaguë, T. (2016). *Détermination de critères de conception en service basé sur la perméabilité à l'eau pour les bétons fibrés à haute performance.* (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal).

Rocha, M., & Brühwiler, E. (2012). Prediction of fatigue life of reinforced concrete bridges using Fracture Mechanics. Dans *Bridge Maintenance, Safety, Management, Resilience and Sustainability* (p. 3756-3760).

Rossi, P. (1998). *Les bétons de fibres métalliques*. Paris, France: Presses de l'École nationale des ponts et chaussées.

Russell, H., & Graybeal, B. (2013). *Ultra-High Performance Concrete: A State-of-the-Art Report for the Bridge Community*.

Saulnier, G., & Delsemme, A. (2015). *Construction du pont de contournement de l'Île des Soeurs*. Communication présentée à 22e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Québec.

Sika. (2009). SikaTop 123 Plus. Pointe-Claire, Canada: Sike Canada Inc.

Soliman, N., & Tagnit-Hamou, A. (2014). *Study of rheological and mechanical performance of ultra-high-performance glass concrete.* Communication présentée à Fiber Reinforced Concrete : from Design to Structural Applications, Montréal (p. 644-660).

Sritharan, S., Aaleti, S., Garder, J., Bierwagen, D., & Abu-Hawash, A. (2012). Use of Ultra-High Performance Concrete in Bridge Design.

Tang, X., An, X., & Maekawa, K. (2014). Behavioral simulation model for SFRC and application to flexural fatigue in Tension. *Journal of Advanced Concrete Technology, 12*(10), 352-362. doi:10.3151/jact.12.352

Thiaw, A. (2014). *Conception et optimisation de parapets préfabriqués avec trottoir intégré en béton renforcé de fibres pour les ponts.* (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal).

Tilly, G. P. (1979). Fatigue of Steel Reinforcement Bars in Concrete : A Review. *Fatigue of Engineering Materials and Structures, 2*, 18.

Tremblay, V. (2016). *Caractérisation de la jonction longitudinale en BFUP de dalles préfabriquées au niveau d'une poutre.* (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal).

W. Reinhardt, H., & Z. Yankelevsky, D. (1987). Model for Cyclic Compressive Behavior of Concrete. *Journal of Structural Engineering, 113*(2), 13.

Yehia, S., Abudayyeh, O., Vazal, I., & Randolph, D. (2008). A decision support system for concrete bridge deck maintenance. *Advances in Engineering Software, 39*(3), 202-210.

Young, W., & Boparai, J. (2013). Whiteman Creek Bridge: A synthesis of accelerated bridge construction, ultrahigh-performance concrete, and fiber-reinforced polymer. *PCI Journal, 58*(2), 37-47.

Zhang, J., Stang, H., & Li, V. C. (1999). Fatigue life prediction of fiber reinforced concrete under flexural load. *International Journal of Fatigue, 21*(10), 1033-1049. doi:10.1016/S0142-1123(99)00093-6

ANNEXE A – PRÉPARATION DE LA SURFACE « GRANULATS EXPOSÉS »

1- Pose du retardateur de prise sur la surface quelques heures avant la coulée. Dans le cadre du projet, le retardateur était apposé sur la surface du joint entre 7h et 8h et la coulée avait lieu vers 10h.

2- Coulée du béton

3- Le jour suivant la coulée, les dalles étaient décoffrées, puis la surface du joint était soumise à un jet d'eau à haute pression (Figure A-1).

Figure A-1 : Passage de la surface au jet d'eau à haute pression

ANNEXE B – PROPRIÉTÉS DES BÉTONS DE LACHANCE (2015)

Le Tableau B-1 reprend les propriétés de ses bétons tels qu'inscrit dans son mémoire. Le Tableau B-2 présente les points constituant la courbe d'adoucissement en traction du BFHP. Pour le comportement élastique, la pente est égale au module élastique du béton. Dans le cas du BFUP, la courbe est fournie au Tableau B-3. Les colonnes de la fonction adimensionnelle sont les informations paramétrées dans le logiciel ATENA (Cervenka Consulting, 2014).

Tableau B-1: Propriétés mécaniques des bétons

Mélange	Échéance (jours)	f'_c (MPa)	f'_t (MPa)	E (MPa)	ν (MPa)
BHP	28	52,7	–	30 500	0,213
	90 (Essai)	51,5	3,36 [a]	30 300	0,227
BFHP (dalle BFHP)	28	76,8	–	39 800	0,224
	98 (Essai)	81,0	3,06 [b]	38 800	0,240
BFUP	28	113,5	–	36 700	0,203
	78 (Essai)	122,1	11,45 [b]	37 700	0,243

[a] Essai de fendage. [b] Essai de traction directe.

Tableau B-2 : Loi de traction du BFHP de la dalle en BFHP

Points choisis		Fonction adimensionnelle	
w (mm)	σ_t (MPa)	ε_{ATENA}	σ / f_t
0,0000	3,6000	**0,0000**	1,0000
0,0100	2,9652	0,0002	0,8237
0,2000	2,8981	0,0040	0,8050
0,3750	2,4849	0,0075	0,6902
0,5000	1,8206	0,0100	0,5057
0,6000	1,4610	0,0120	0,4058
0,8000	1,0121	0,0160	0,2811
1,0750	0,7414	0,0215	0,2059
3,0000	0,1800	0,0600	0,0500

Tableau B-3 : Loi de traction réduite du BFUP

Points choisis			Fonction adimensionnelle	
ε_{lab} (m/m)	w (mm)	σ_t (MPa)	ε_{ATENA}	σ / f_t
0,000191		7,2000	0,0000	1,0000
0,001291		8,7400	**0,0011**	1,2139
	0,5000	6,3226	0,0111	0,8781
	1,0000	4,6577	0,0211	0,6469
	2,0000	2,5043	0,0411	0,3478
	2,5000	1,7397	0,0511	0,2416
	3,0000	1,2318	0,0611	0,1711
	3,5000	0,8644	0,0711	0,1200
	4,0000	0,6017	0,0811	0,0836
	5,0000	0,1440	0,1011	0,0200

ANNEXE C – PROPRIÉTÉS DES BÉTONS DE FAGGIO (2014)

Le Tableau C-1 contient les principales propriétés du BFHP employé dans les dalles ainsi que le BFUP des joints. Deux gâchées de BFUP ont été réalisées pour compléter l'ensemble du projet, qui sont différenciées par « B1 » et « B2 » dans ce tableau.

Tableau C.1 : Comportement en traction du BFUP120-3.0 avec fibres OL10-0.2

	BFHP70-1.0	**BFUP120-3.0 – B1**	**BFUP120-3.0 – B2**
f'_c (MPa)	78 (29 j) 80 (195 j)	107 (28 j) 133 (153 j)	111 (28 j) 140 (155 j)
f_t (MPa)	3,53 (29 j) 3,58 (195 j)	4,14 (28 j) 4,61 (153 j)	4,21 (28 j) 4,73 (153 j)
E_c (MPa)	33 707 (29 j) 34 493 (195 j)	36 038 (28 j) 36 880 (153 j)	34 953 (28 j) 35 942 (155 j)
ν (MPa)	0,232 (29 j) 0,256 (195 j)	0,253 (28 j) 0,215 (153 j)	0,240 (28 j) 0,230 (155 j)

Le Tableau C-2 présente les points résumant la courbe en traction du BFHP utilisé dans les dalles. Sa résistance à la compression était de 70 MPa et il contenait 1 % de fibres ZP305. Les essais de caractérisation ont été réalisés sur un prisme selon la norme EN14651 (European Commitee for Standardization, 2005) ainsi que sur une dalle circulaire selon la norme C1550 (ASTM, 2012).

Tableau C-2 : Comportement en traction du BFHP70-1.0 avec fibres ZP305

	Prisme (MPa)	**Dalle (MPa)**
f_{tf} (w = 0,02)	3,09	4,75
f_{tf} (w = 0,1)	4,20	4,16
f_{tf} (w = 0,3)	4	4,17
f_{tf} (w = 1,0)	2,6	3,6
f_{tf} (w = 2,0)	1,44	1,01

Le Tableau C-3 montre les points caractérisant la résistance à la traction du BFUP employé dans les joints de connexion. Il contenait 3 % de fibres OL10-0.2 et avait une résistance à la compression de 120 MPa. Malgré les deux gâchées, un seul ensemble de coordonnées a été fourni pour le comportement en traction du BFUP.

Tableau C-3 : Comportement en traction du BFUP120-3.0 avec fibres OL10-0.2

	Os (MPa)
f_{tf} (w = 0,02)	5,63
f_{tf} (w = 0,1)	7,27
f_{tf} (w = 0,3)	7,78
f_{tf} (w = 1,0)	9,09
f_{tf} (w = 2,0)	4,85

ANNEXE D – PLANS DE CONSTRUCTION THÉORIQUES ET « TEL QUE CONSTRUIT » (TQC)

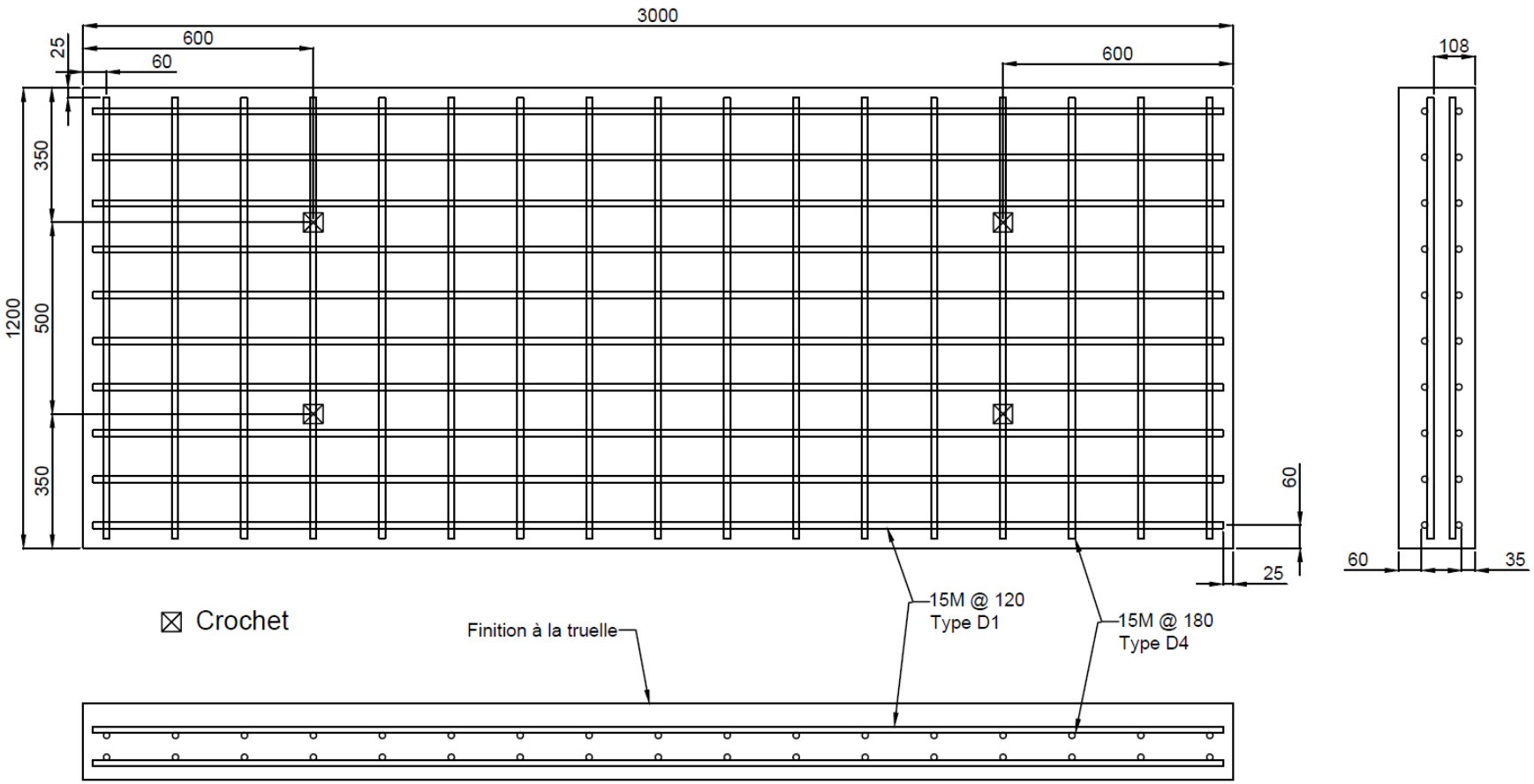


Figure D-1 : Dalle de référence en BHP (Théorique)

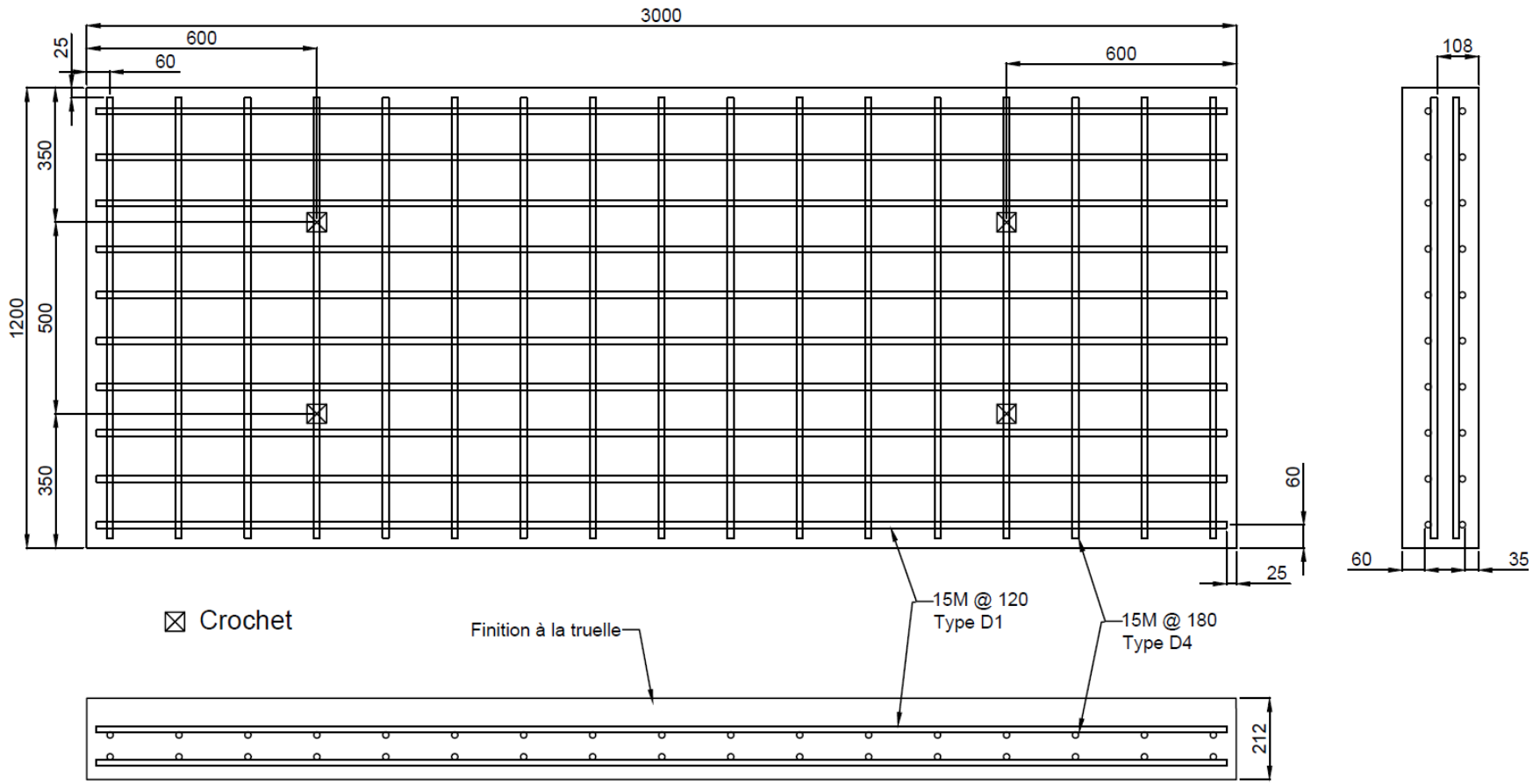


Figure D-2 : Dalle de référence en BHP (TQC)

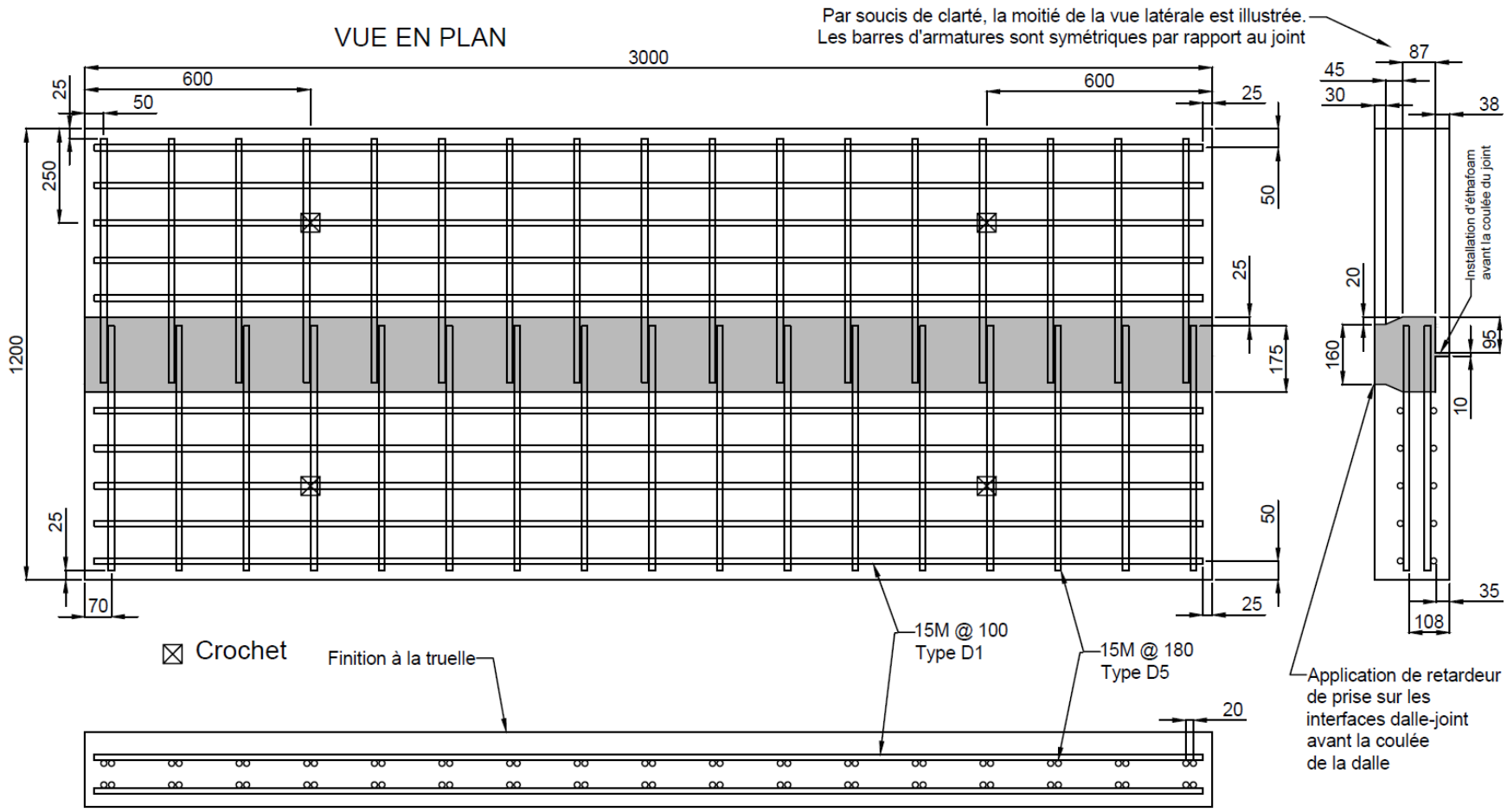


Figure D-3 : Dalle en BHP avec joint de connexion transversale (Théorique)

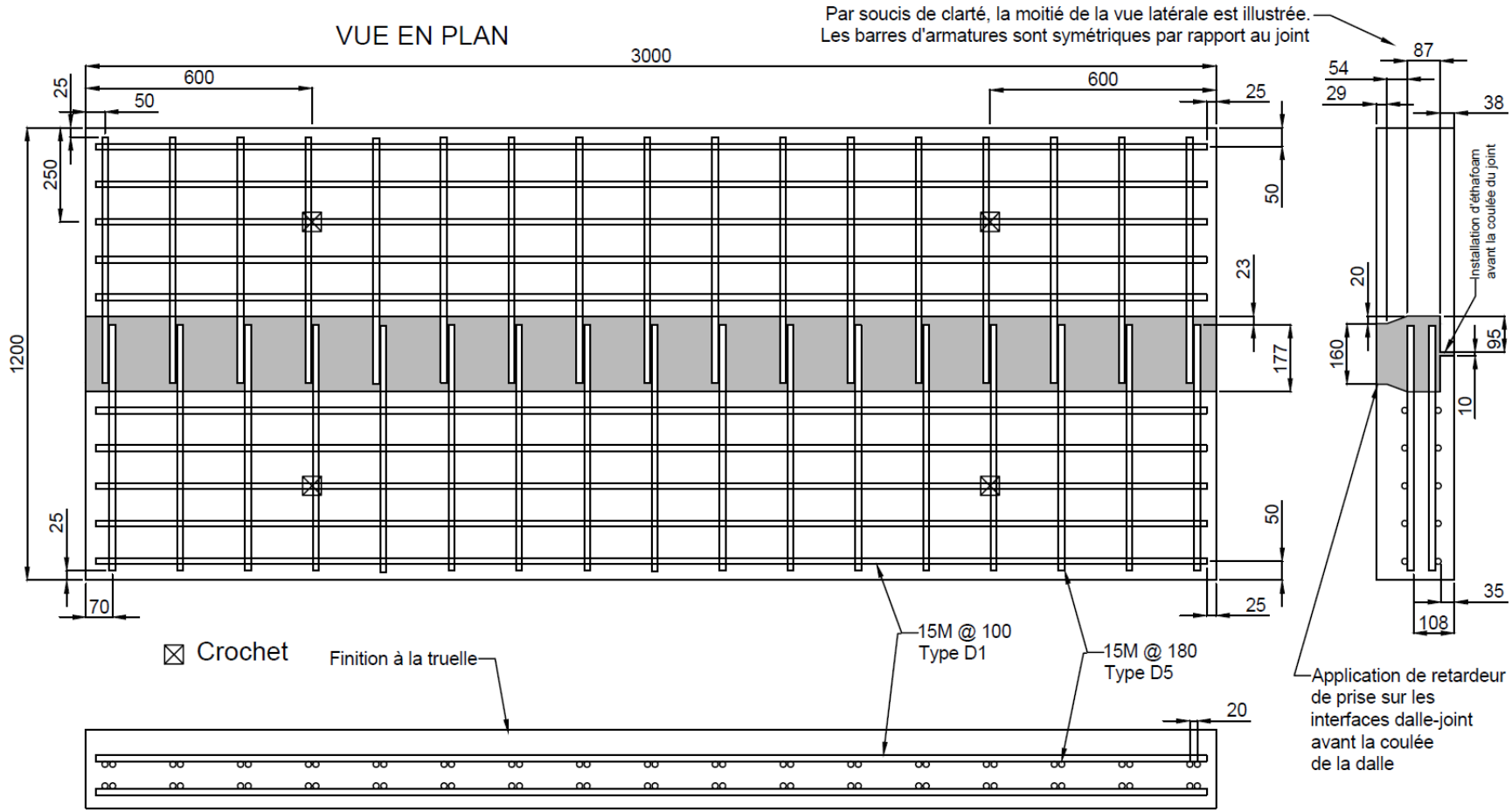


Figure D-4 : Dalle en BHP avec joint de connexion transversale (TQC) pour le test statique (#2.1)

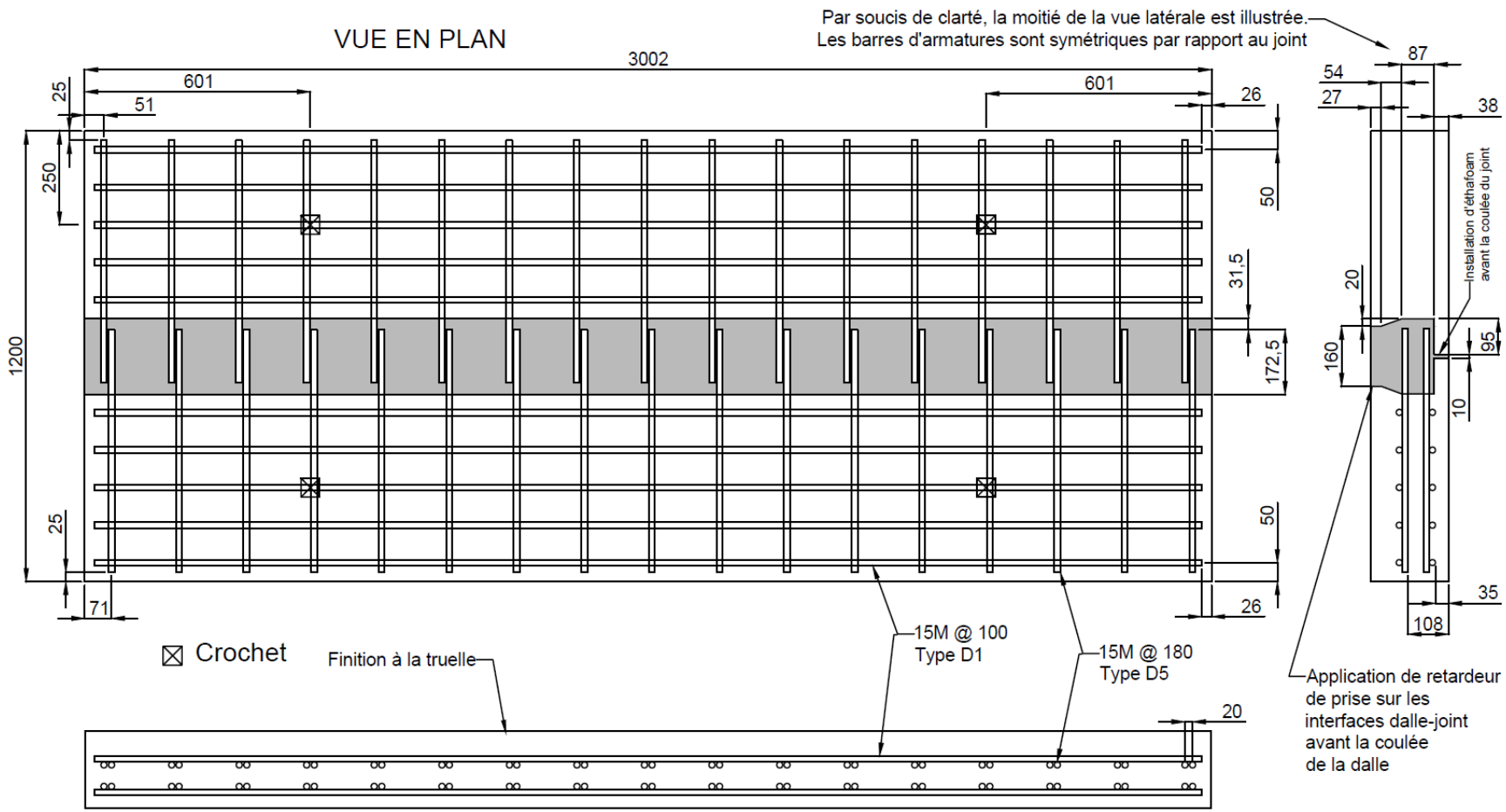


Figure D-5 : Dalle en BHP avec joint de connexion transversale (TQC) pour le test cyclique (#2.2)

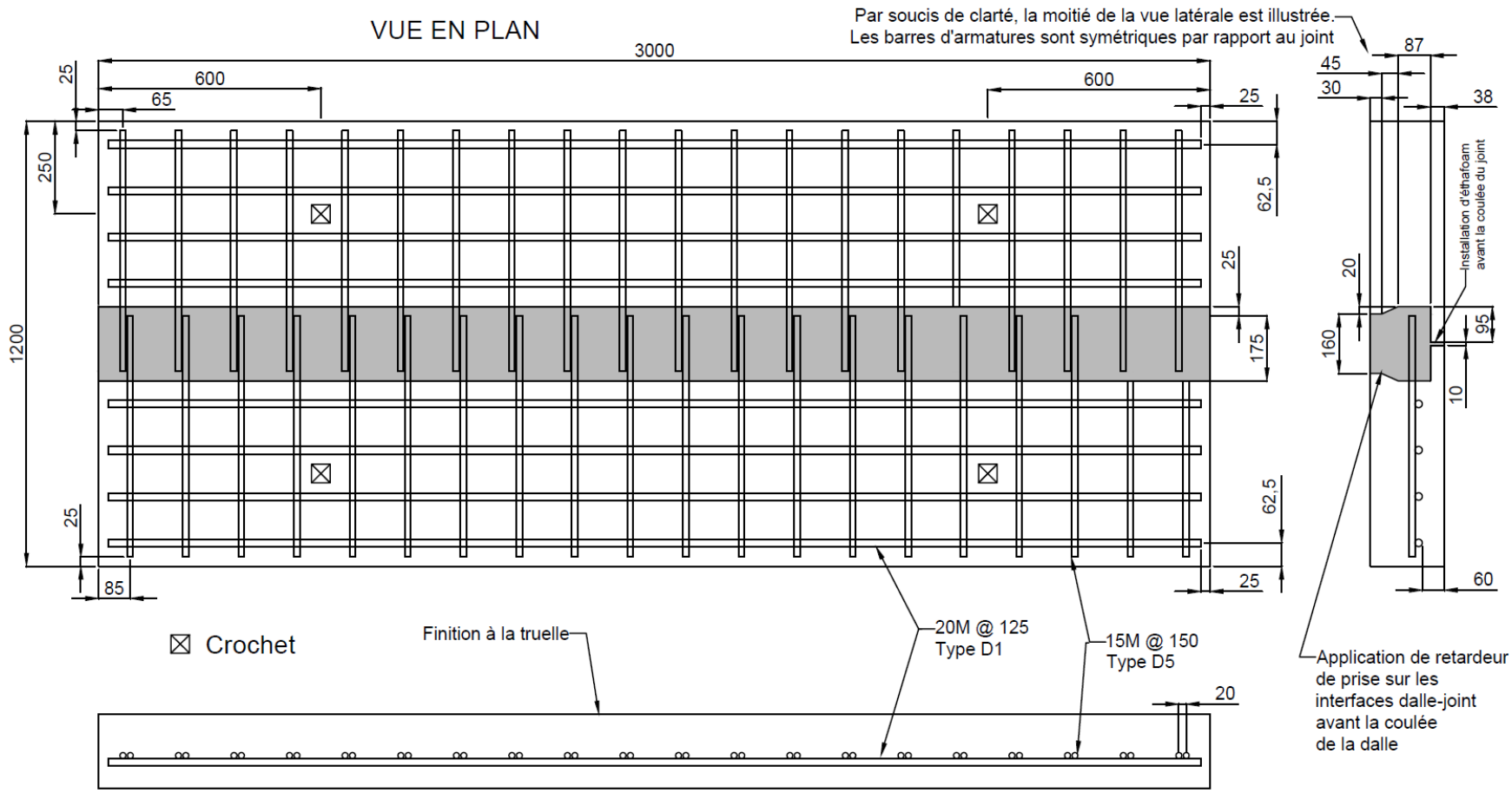


Figure D-6 : Dalle en BFHP avec joint de connexion transversale (Théorique)

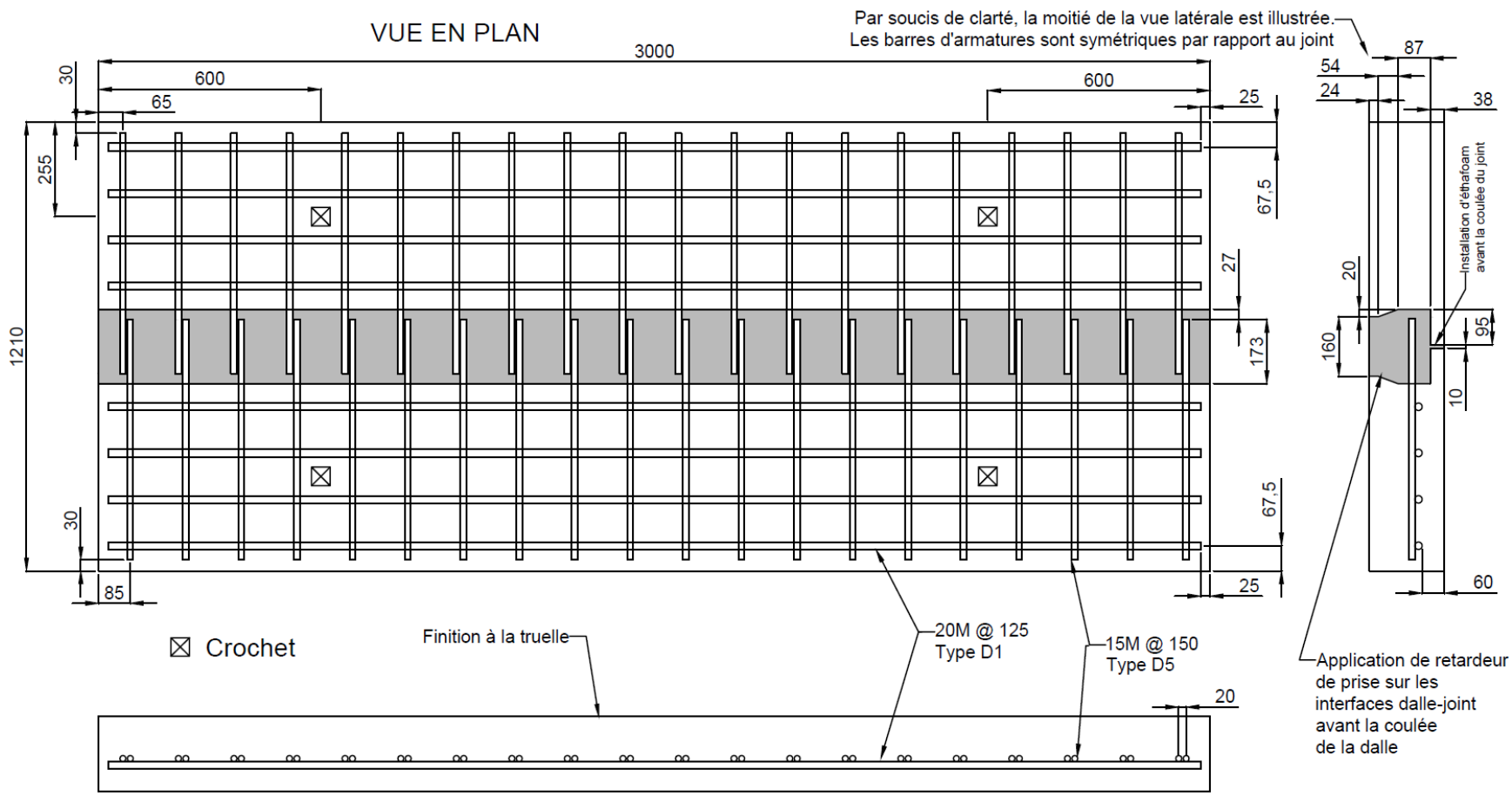


Figure D-7 : Dalle en BFHP avec joint de connexion transversale (TQC) pour le test statique (#3.1)

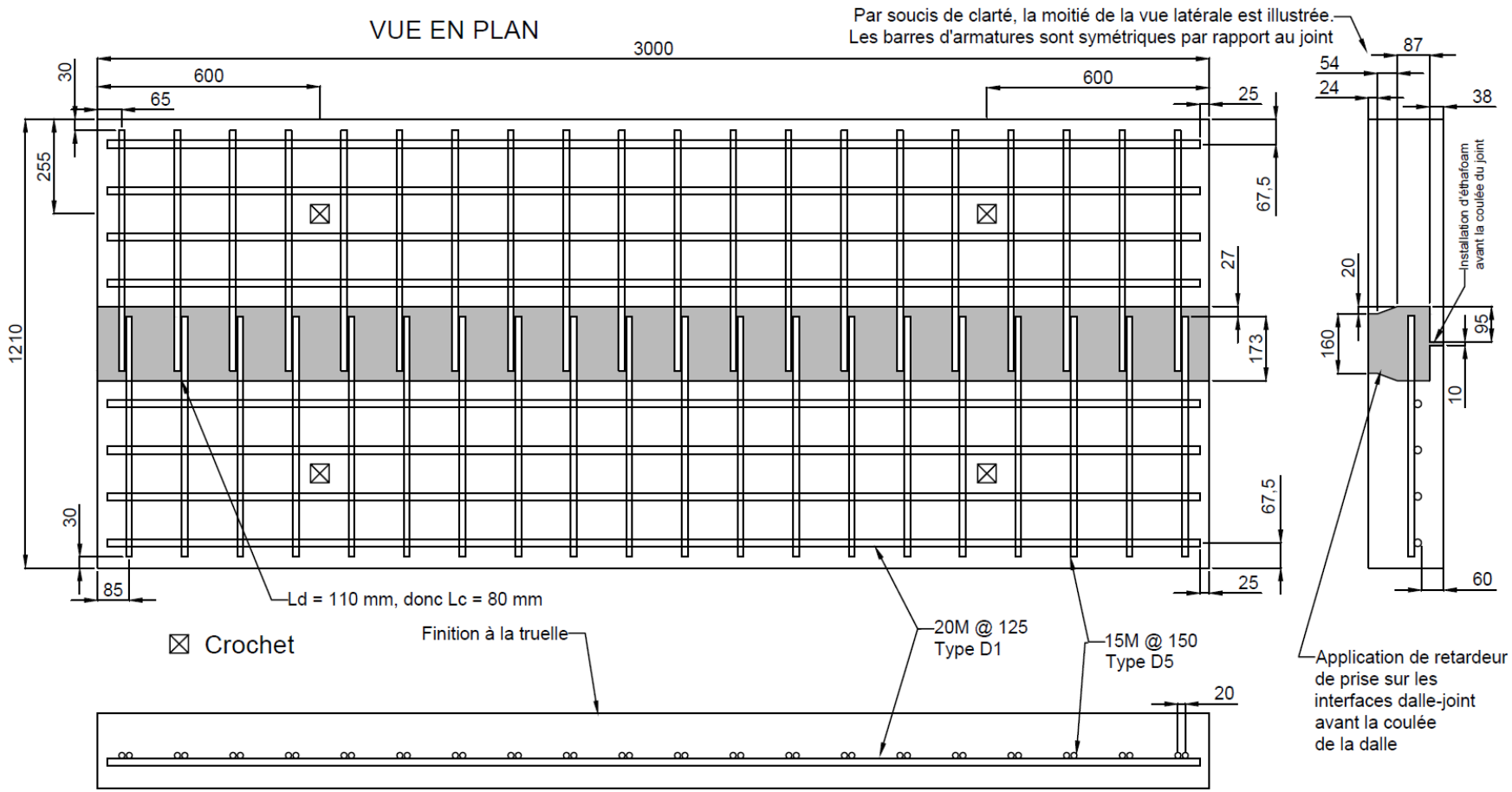


Figure D-8 : Dalle en BFHP avec joint de connexion transversale (TQC) pour le test cyclique (#3.2)

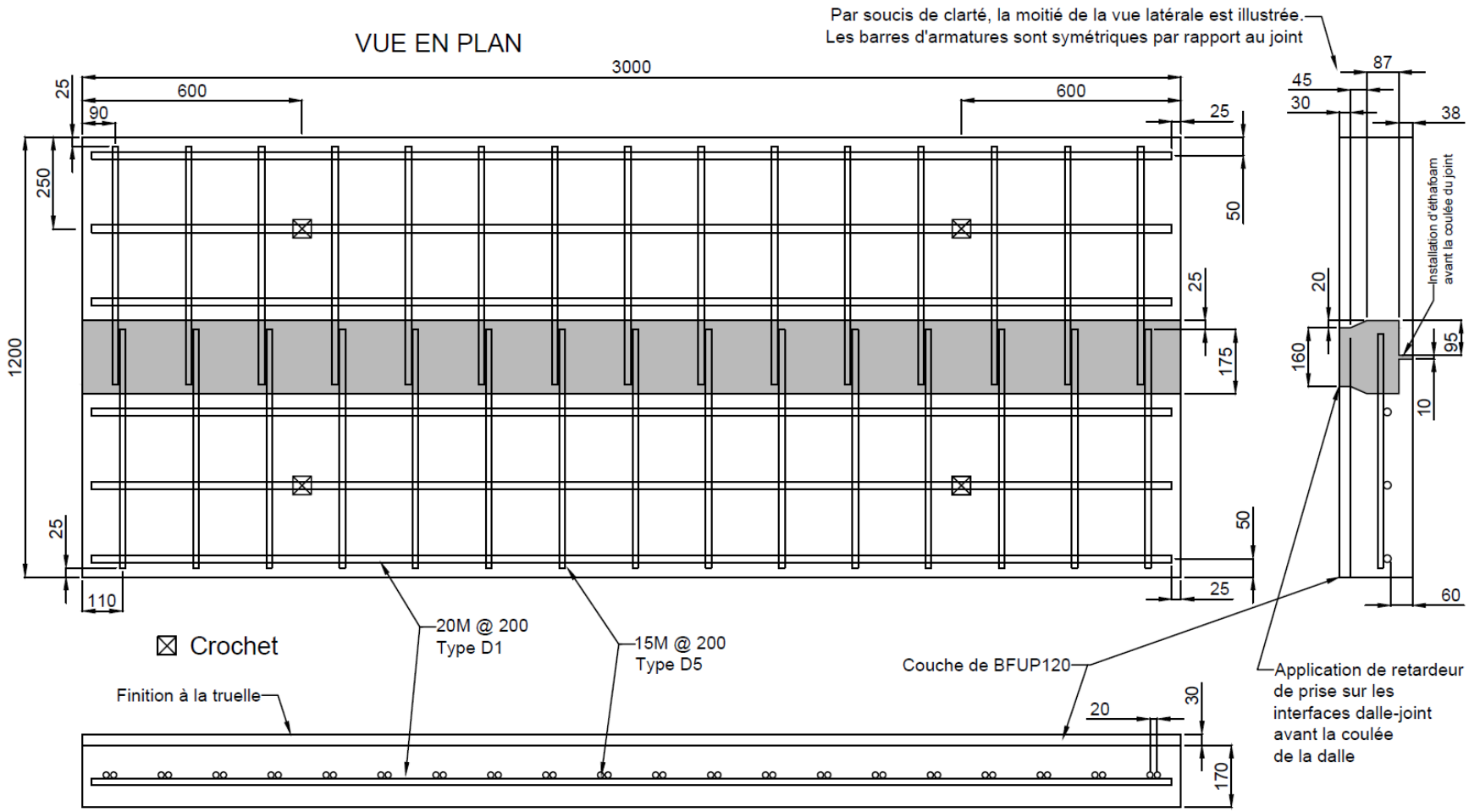


Figure D-9 : Dalle hybride avec joint de connexion transversale (Théorique)

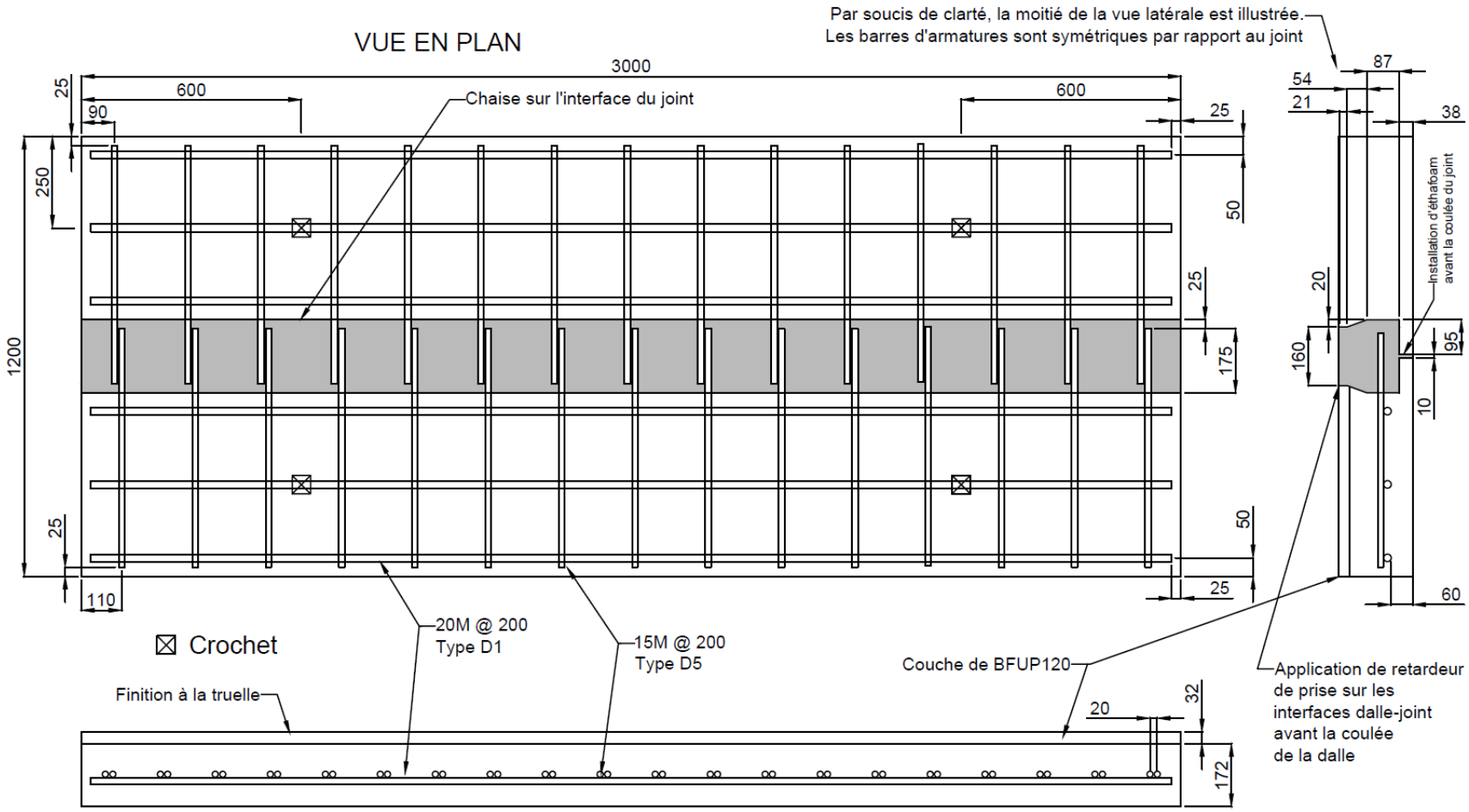


Figure D-10 : Dalle hybride avec joint de connexion transversale (TQC) pour le test statique (#4.1)

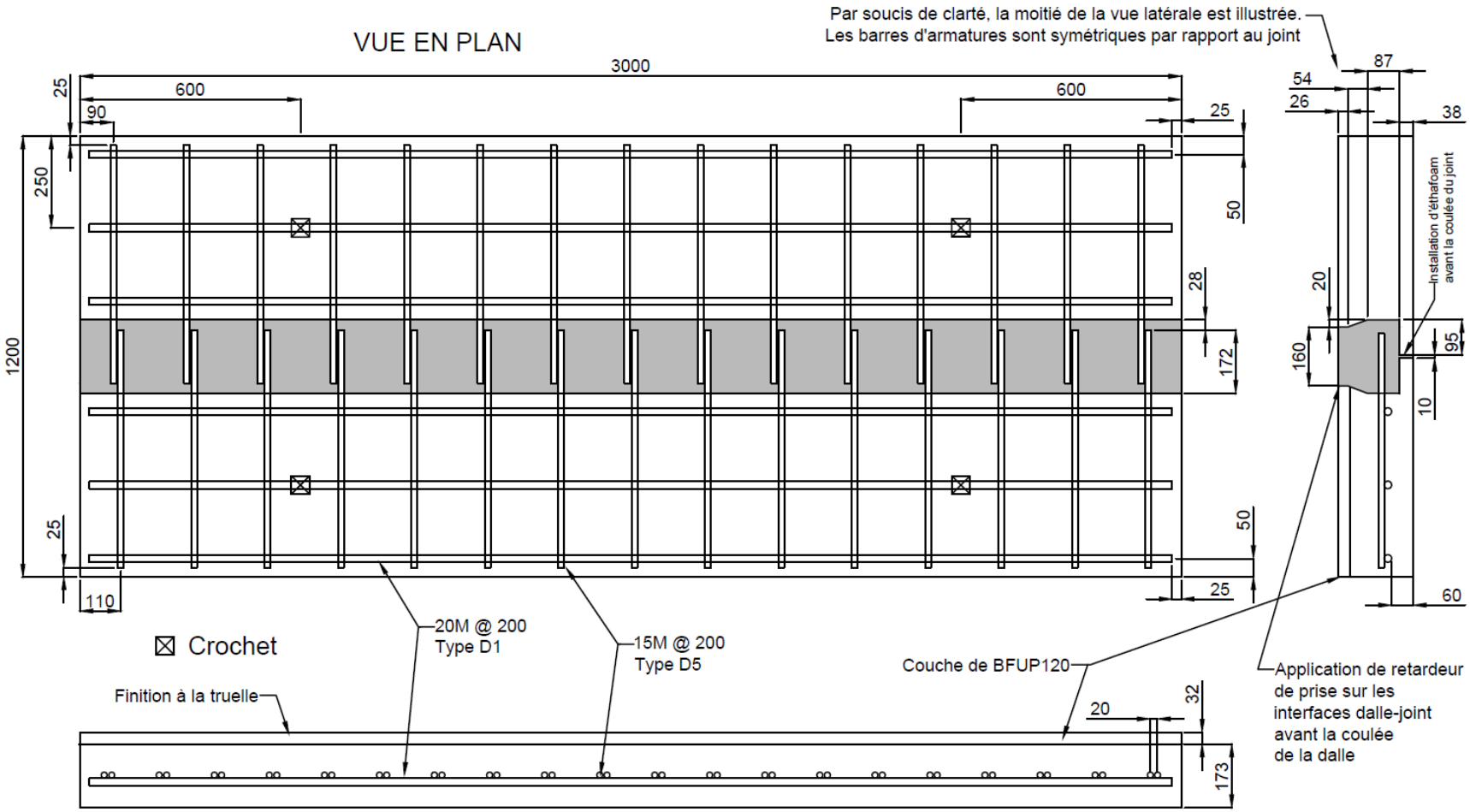


Figure D-11 : Dalle hybride avec joint de connexion transversale (TQC) pour le test cyclique (#4.2)

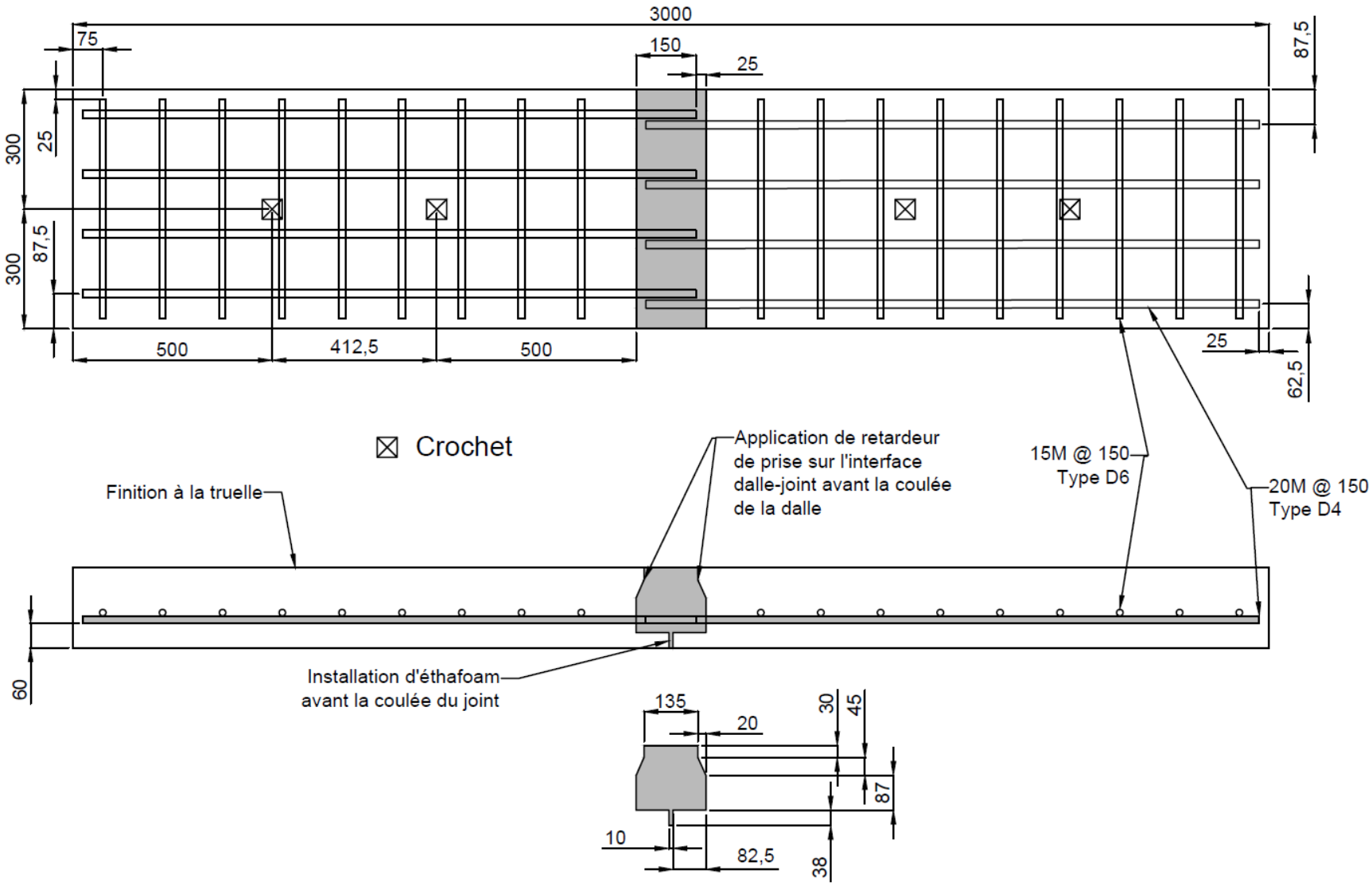


Figure D-12 : Dalle en BFHP avec joint de connexion longitudinale de 175 mm (Théorique)

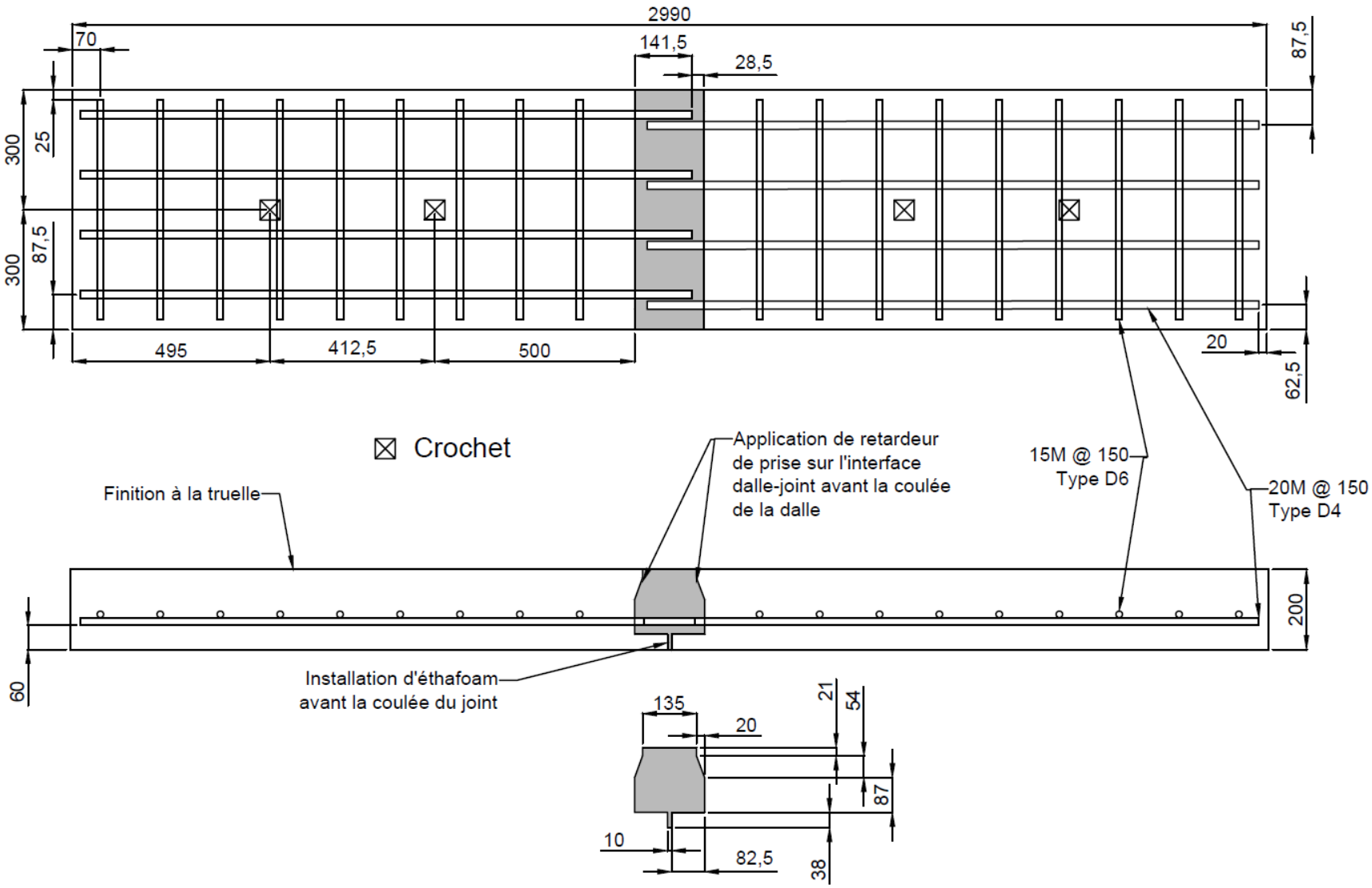


Figure D-13 : Dalle en BFHP avec joint de connexion longitudinale de 175 mm (TQC) pour le test statique (#5)

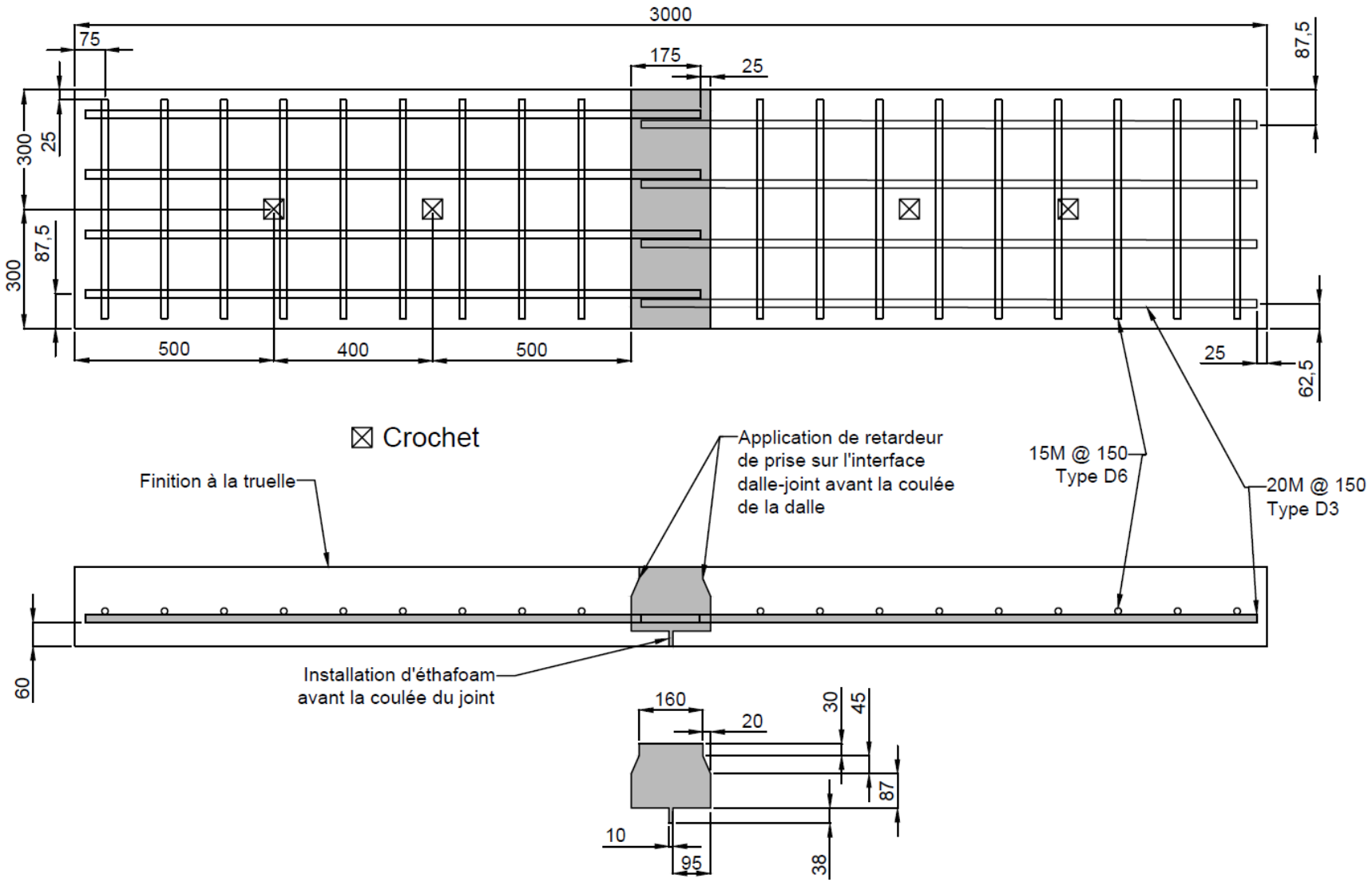


Figure D-14 : Dalle en BFHP avec joint de connexion longitudinale de 200 mm (Théorique)

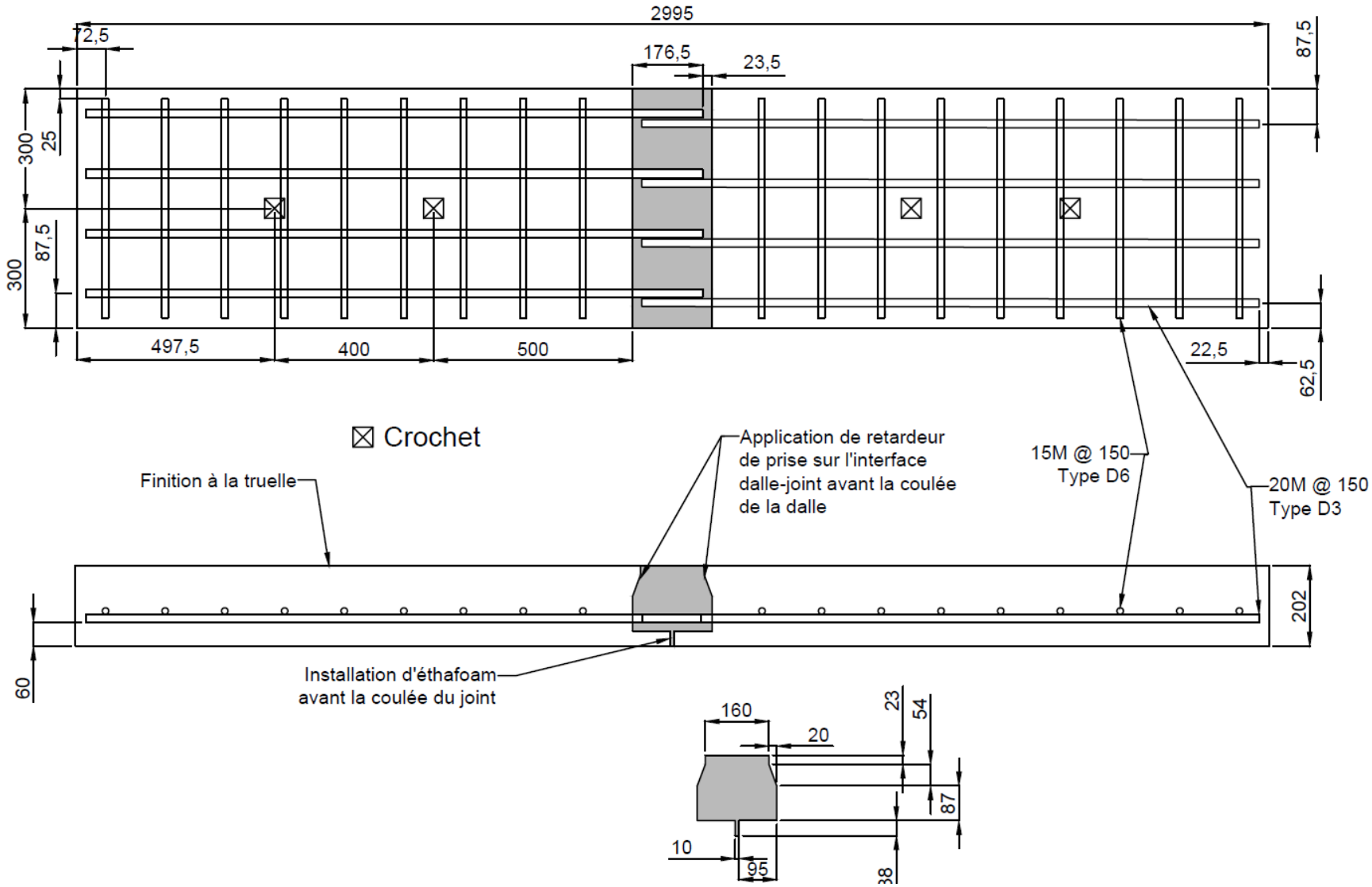


Figure D-15 : Dalle en BFHP avec joint de connexion longitudinale de 200 mm (TQC) pour le test cyclique (#6)

ANNEXE E – FICHES TECHNIQUES

SikaTop 123 Plus (Sika, 2009)

Construction

SikaTop® 123 PLUS

Mortier ne s'affaisant pas, à base de ciment, modifié aux polymères, PLUS agent migrateur inhibiteur de corrosion

Description

SikaTop® 123 PLUS est un mortier à deux composants, à prise rapide, à base de ciment, modifié aux polymères, PLUS un agent migrateur inhibiteur de corrosion. Formulé pour application à la truelle, il est conçu pour la réparation des surfaces verticales et au-dessus de la tête.

Domaines d'application

- S'utilise sur le béton et le mortier, en dessous, au-dessus ou au niveau du sol.
- Produit de réparations structurales pour les plafonds de bâtiments, stationnements, usines, ponts, tunnels, rampes et barrages.

Avantages

- Résistance à l'abrasion supérieure au mortier conventionnel.
- Résistance de liaisonnement assure une adhérence supérieure.
- Ne constitue pas un pare-vapeur.
- Compatible avec le coefficient de dilatation thermique du béton.
- Résistance supérieure aux sels déglaçants.
- Bonne résistance au gel et dégel.
- Résistance initiale élevée.
- Facile à appliquer, prise rapide, système simplifiant le travail.
- Grande résistance à la compression et à la flexion.
- Formulé à partir de granulats inertes et non réactifs pour éliminer toute possibilité d'une Réaction alcalis-granulats (RAG).
- Ininflammable.
- Conforme à la spécification OMT MI-67 pour les matériaux de rapiéçage.
- Conforme à la spécification AMT B 391 pour les matériaux de rapiéçage.
- Version approuvée NSF-ANSI 61 pour l'eau potable disponible sur commande spéciale seulement.
- Agréé par l'Agence canadienne d'inspection des aliments.
- Approuvé par le Ministère des Transports de l'Ontario.
- Agréé par le Ministère des Transports du Québec.
- Approuvé par le Alberta Ministry of Transportation.

Données techniques

Emballage	Unité de 20,5 kg (45 lb)
Couleur	Gris béton lorsque mélangé
Consommation	Environ 10 L (0,353 pi³)
Conservation	1 an dans son emballage d'origine, non ouvert. Entreposer au sec entre 5 - 32 °C (41 - 89 °F). Conditionner le produit entre 15 - 24 °C (59 - 75 °F) avant de l'utiliser. Protéger le composant A contre le gel. Jeter, si gelé.
Ratio de malaxage	A:B = 1:4,8 par poids selon la consistance requise
Temps d'application [23 °C (73 °F)]	Environ 15 min après le malaxage du mortier
Temps de finition [23 °C (73 °F)]	Environ 30-60 min après la mise en place du mortier

Propriétés à 23 °C (73 °F) et 50 % H.R.

Masse volumique ASTM C185	2000 kg/m³ (125 lb/pi³)
Résistance à la compression ASTM C109, MPa (lb/po²)	
24 h	20 (2900)
7 jours	37 (5366)
28 jours	50 (7250)

***Résistance à la compression ASTM C109, MPa (lb/po²) (essais avec Sikacem® Accelerator)**

Température	Dosage	24 h	2 jours	3 jours	28 jours
0°C (32°F)	1 bouteille (180 ml)	1 (145)	17 (2465)	24 (3480)	42 (6091)
0°C (32°F)	2 bouteilles (360 ml)	2 (290)	22 (3190)	30 (4351)	47 (6816)
10°C (50°F)	1 bouteille (180 ml)	20 (2900)	34 (4931)	40 (5800)	54 (7832)
10°C (50°F)	2 bouteilles (360 ml)	28 (4061)	38 (5511)	42 (6091)	56 (8122)
23°C (73°F)	1 bouteille (180 ml)	27 (3916)	34 (4931)	40 (5800)	56 (8122)
23°C (73°F)	2 bouteilles (360 ml)	31 (4496)	37 (5366)	42 (6091)	58 (8412)

* Tous les moules, les outils de malaxage et les composants en poudre ont été conditionnés au préalable d'après les températures d'essais. Les échantillons d'essais avaient été préparés, coulés et mûris en respectant les températures indiquées lors des évaluations de résistance à la compression.
Le Sikacem® Accelerator a été bien mélangé dans son contenant avec le SikaTop® composant A avant de mélanger le tout avec le SikaTop® composant B.

Module d'élasticité ASTM C469	
7 jours	17 GPa (2,4 x 10⁶ lb/po²)
28 jours	26 GPa (3,7 x 10⁶ lb/po²)
Résistance à la traction par fendage ASTM C496	
21 jours	5 MPa (725 lb/po²)
Résistance de liaisonnement ASTM C882	
24 h	7 MPa (1015 lb/po²)
28 jours	17 MPa (2465 lb/po²)

Construction

Résistance de liaisonnement CAN A23.3-6B	
28 jours	Plus grand que le béton
Perméabilité aux ions chlores AASHTO T277	
14 jours	270 Coulombs

Mode d'emploi

Préparation de la surface

Enlever le béton détérioré, impuretés, huile, graisse et autres matières qui nuisent à l'adhérence. S'assurer que l'endroit à réparer n'a pas moins que 3 mm (1/8 po) de profondeur. Effectuer le travail de préparation avec un marteau piqueur, décapage au jet d'eau haute pression ou tout autre moyen mécanique approprié. Rendre le substrat rugueux pour obtenir un profil de surface de ± 1,5 mm (1/16 po) (CSP 5-9). Humidifier la surface à réparer avec de l'eau propre. Le substrat doit être saturé superficiellement sec (SSS), mais sans eau stagnante durant l'application.

Malaxage

Mélanger mécaniquement au moyen d'une perceuse pour service intensif basse vitesse (300-450 tpm) pourvue d'un batteur de malaxage (ex. : Mud Mixer Type). Bien brasser le composant A avant de l'utiliser, puis verser environ 4/5 du composant A dans le contenant à mélanger. Ajouter le composant B lentement tout en continuant à brasser jusqu'à l'obtention d'une consistance uniforme (minimum 3 minutes). Rajouter du composant A au mélange si l'on désire une consistance plus liquide. Si l'on n'a besoin que d'une petite quantité, veiller à ce que les composants soient bien dosés et que la portion du composant B soit mélangée de façon homogène avant le dosage. Le ratio approximatif de malaxage est A:B = 1:4,8 par poids.

Application

Au moment de l'application, la surface doit être humide (saturée superficiellement sèche) et sans eau stagnante. Frotter le mortier contre le substrat de manière qu'il pénètre dans les pores et obture les vides. Alternativement, SikaTop® Armatec 110 EpoCem® peut être utilisé comme agent de liaisonnement. Avant que la couche frottée ne sèche, appliquer le mortier avec une truelle. Forcer le produit contre le bord de la réparation et procéder en direction du centre. Laisser le mortier prendre la prise initiale [30-60 minutes après la mise en place à 23 °C (73 °F)], puis finir avec une truelle de bois ou d'éponge pour obtenir une surface rugueuse. Pour obtenir une surface très lisse, essuyer la truelle d'acier avec le composant A pendant la finition. Si la réparation nécessite plus d'une couche, chaque couche doit être appliquée dès que la précédente la supportera et toutes les surfaces, sauf la dernière, doivent demeurer rugueuses. On doit rendre rugueux un travail inachevé de la journée précédente et enlever toute couche (film) de polymère afin d'assurer une bonne adhérence.

Mûrissement

Pour obtenir une performance conforme aux données de la fiche technique, la cure est requise et devra être faite selon les recommandations de l'ACI 308 pour les bétons de ciment. Exécuter le mûrissement selon une méthode reconnue, comme pulverization d'eau/toile de jute humide, pellicule de polyéthylène blanc ou agent de mûrissement à base d'eau approuvé, comme le Florseal® WB de Sika. Le mûrissement doit commencer immédiatement après la mise en place et la finition. Le mûrissement humide doit se faire pendant 24 heures seulement. Protéger le mortier fraîchement appliqué du soleil direct, pluie, vent et gel.

Nettoyage

Enlever SikaTop® 123 PLUS des outils et de l'équipement avec de l'eau. Le produit durci ne peut être enlevé que mécaniquement.

Restrictions

- Épaisseur minimale d'application : 3 mm (1/8 po).
- Épaisseur maximale d'une couche : 38 mm (1½ po).
- Température minimale ambiante et du substrat : 7 °C (45 °F) et en hausse au moment de l'application, à moins d'utiliser le Sikacem® Accelerator (consulter la section Données techniques pour en savoir plus sur le dosage, les résistances et les températures).

Avertissement

Contient du ciment, du sable de silice et un polymère qui, dans certains cas peuvent irriter l'épiderme. Éviter de respirer les poussières. Utiliser seulement avec une ventilation adéquate. Dans les endroits confinés, utiliser un respirateur approuvé et recommandé NIOSH/MSHA. Pour plus d'information, consulter l'étiquette du produit.

Premiers soins

En cas de contact avec la peau, laver avec de l'eau et du savon. En cas de contact avec les yeux, laver immédiatement à grande eau pendant 15 min. Communiquer avec un médecin. Pour les problèmes respiratoires, transporter la victime à l'air frais. Enlever les vêtements contaminés et laver avant de les réutiliser.

Pour plus de précisions, consulter la fiche signalétique Sika.

GARDER HORS DE LA PORTÉE DES ENFANTS
POUR USAGE INDUSTRIEL SEULEMENT

Les renseignements et, notamment, les recommandations touchant l'application et l'utilisation ultime des produits Sika sont communiqués de bonne foi, sur la base des connaissances et de l'expérience actuelles de Sika, et concernent les produits entreposés, manipulés et appliqués dans des conditions normales, dans le délai d'utilisation prescrit. Dans la pratique, les matériaux, les substrats et les conditions réelles du site peuvent varier de manière substantielle. Par conséquent, Sika n'offre aucune garantie quant à la qualité marchande ou à la convenance à un usage particulier et décline toute responsabilité relativement aux renseignements, aux recommandations et aux conseils fournis. Les droits exclusifs des tiers doivent être respectés. Sika accepte toutes les commandes sous réserve de ses modalités de paiement et de livraison courantes. Les utilisateurs doivent toujours consulter la plus récente version de la fiche technique du produit qu'ils peuvent obtenir sur demande ou en consultant notre site Internet à www.sika.ca.

Sika Canada Inc.
601 avenue Delmar
Pointe-Claire, QC H9R 4A9
Tel.: (514) 697-2610
Fax: (514) 697-3087

Ontario
6915 Davand Drive
Mississauga, ON L5T 1L5
Tel.: (905) 795-3177
Fax: (905) 795-3192

Alberta
18131–114th Avenue N.W.
Edmonton, AB T5S 1T8
Tel.: (780) 486-6111
Fax: (780) 483-1580

1-800-933-SIKA
www.sika.ca

Une compagnie certifiée ISO 9001:2000
Pointe-Claire : SME certifié ISO 14001:2004

E-Lift System (Peikko Group, 2011)

1. E-LIFT ANCHOR

- Economical alternative for stripping, handling, and setting panels.
- Very versatile system - applicable to any precast element, can be used as pulling iron or lifting and pulling iron.
- High strength - Up to 5 Tons (10,000 lbl Tension SWL with an approximate 4:1 safety factor.
- Easy to install and use. Utilizes reusable rubber recess forme.
- Used with a standard hook or clevis - no special lifting hardware required.
- Eliminates "through holes" in the precast element.

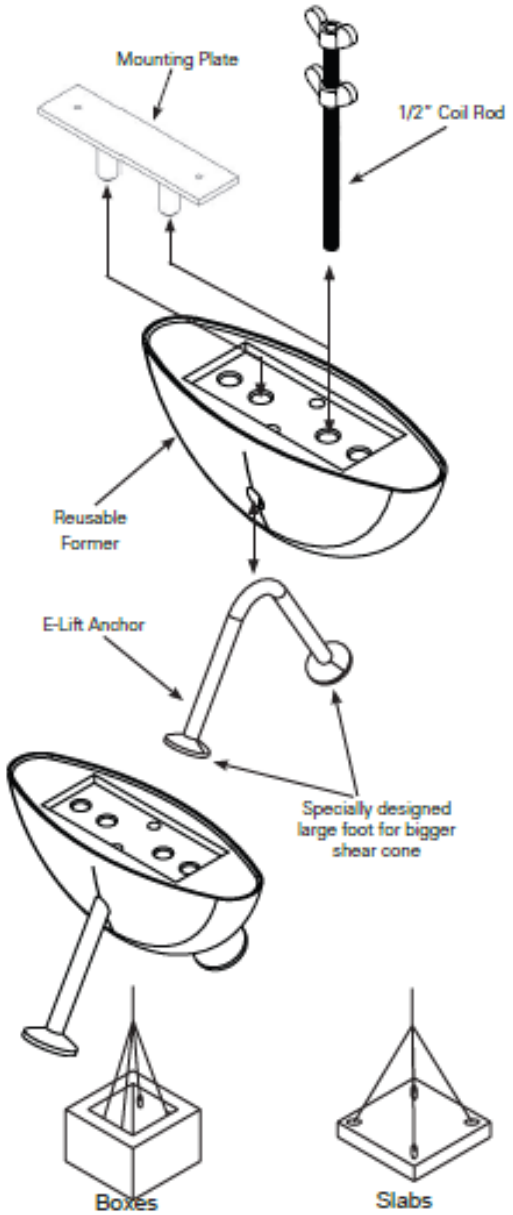
Caution: It is recommended when installing anchors to align recess formers with intended loading direction of cables (see drawings below).

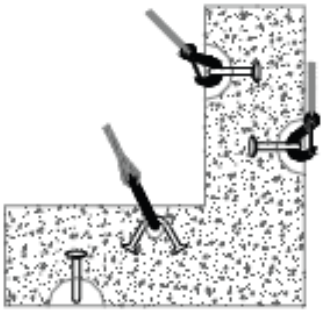
The E-Lift System is designed to economically simplify the lifting and handling of precast concrete elements. Its cost-effectiveness, ease of use and versatility will be a welcome addition to your precast operations.

The E-Lift can be utilized to remove the precast elements from their forms, handling the elements in the precast yard, loading for shipment and placement at the job site - all without the need for any special lifting equipment or hardware. Use a standard hook or clevis to connect to the E-Lift Anchor for a safe lift.

An added benefit of the E-Lift System is a design feature that enables the unit to be used effectively as a pulling iron.

ALL E-LIFT AND WRA ANCHORS ARE ELECTRO-ZINC PLATED





E-Lift Anchor Placement

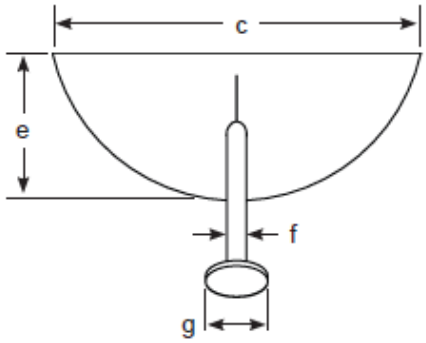
Placement of the E-Lift anchor is dependent on the structural shape of the precast unit and/or the precast manufacturer's preference.

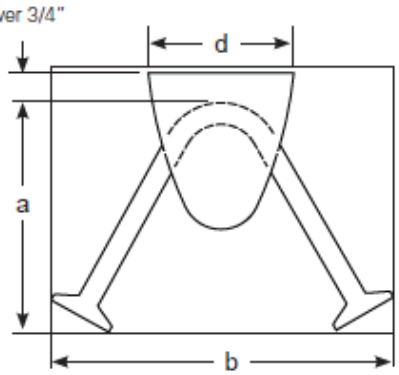
The anchors are not designed for thin edge installations. Always maintain minimum edge distances and adjust anchor capacities if concrete strengths other than those noted in the capacity chart are encountered.

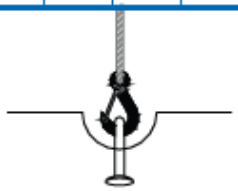
E-LIFT ANCHOR

	Slab Thickness		Wire Dia. f		a		b		g		SWL Shear Load (See Illustration Below)		SWL Tension Load (See Illustration Below)		Weight	
	(in)	(mm)	(in)	(mm)	(in)	(mm)	(in)	(mm)	(in)	(mm)	(kips)	(kN)	(kips)	(kN)	(lb)	(kg)
E-450-3.75G	4 1/2	114	0.450	11	3.75	95	6	152	1.375	35	6.5	28,9	3.0	13,3	0.44	0.20
E-450-4.75G	5 1/2	140	0.450	11	4.75	121	7.12	181	1.375	35	8.0	35,6	4.0	17,8	0.55	0.25
E-450-6.75G	8	203	0.450	11	6.75	171	9.375	238	1.375	35	9.0	40,0	5.0	22,2	0.75	0.34
E-670-3.75G	4 1/2	114	0.670	17	3.75	95	6.80	173	1.340	34	7.5	33,4	4.8	21,4	1.11	0.50
E-670-4.75G	5 1/2	140	0.670	17	4.75	121	7.40	188	1.340	34	10.0	44,5	7.2	32,0	1.30	0.59
E-670-6.75G	8	203	0.670	17	6.75	171	10	254	1.340	34	13.5	60,1	12.0	53,3	1.70	0.77

Based on 4:1 Safety Factor and minimum 4,000 psi normal weight concrete.
Note: When the E-Lift is used as a pulling iron, the SWL can be increased by 33%.







Tension Load

Shear Load

Retardateur de prise (Euclid Chemical Company, 2014)

The Euclid Chemical Company

CONCRETE SURFACE RETARDER

EUCLID CHEMICAL

FORMULA F & FORMULA S FOR EXPOSED AGGREGATE SURFACES

MISCELLANEOUS

CONCRETE SURFACE RETARDER

MASTER FORMAT #: 03 35 23

DESCRIPTION

CONCRETE SURFACE RETARDER F & S are chemical formulations which retard, but do not "kill" the set of the mortar at the surface of concrete. When the underlying concrete has hardened, the retarded mortar surface can be flushed off with a stream of water and/or removed by scrubbing with a stiff brush. Since these compounds do not "kill" the set, if they are left on the concrete or unintentionally splashed on other fresh concrete, they will permit the concrete to eventually attain a set and achieve full strength. CONCRETE SURFACE RETARDER is available in two formulations to meet varying job requirements:

Formula F is a paint-like emulsion designed for application directly to forms.

Formula S is a neutral, sprayable liquid for application to freshly placed horizontal concrete surfaces.

PRIMARY APPLICATIONS

- Creation of exposed aggregate surfaces
- Precast panels
- Decorative sidewalks and walkways
- Bond improvement for water-proofing materials
- Slip-resistant surfaces
- Formulations for both horizontal and vertical

FEATURES/BENEFITS

- Safe to use - easy to apply
- Works quickly and effectively
- Provides up to 1/4" (6 mm) depth retardation
- Reduces cost of mechanically preparing surfaces for waterproofing, stucco or plaster application
- Etch depth can be adjusted as desired

TECHNICAL INFORMATION

	Formula S	Formula F
Weight/gal	8.9 lb/gal (1.1 kg/L)	8.8 lb/gal (1.0 kg/L)
Solids Content	17%	30%
VOC	0 g/L	653 g/L

Appearance: CONCRETE SURFACE RETARDER **Formula F** is a tan paint-like emulsion for application on vertical surfaces such as forms. CONCRETE SURFACE RETARDER **Formula S** is a low viscosity green liquid for application directly on freshly placed horizontal concrete surfaces.

PACKAGING

CONCRETE SURFACE RETARDER F & S are packaged in 55 gal (208 L) drums and 5 gal (18.9 L) pails.

CONCRETE SURFACE RETARDER S is also available in cases of 6/1 gal (3.8 L) units.

SHELF LIFE

2 years in original, unopened container

COVERAGE

Formula F: 1 gal (3.8 L) will cover 150 ft² (3.7 m²) and provide up to 1/4" (6 mm) depth.

Formula S: 1 gal (3.8 L) will cover 100 to 200 ft² (2.5 to 4.9 m²) and provide from 1/8" to 3/16" (3.2 to 4.8 mm) depth retardation.

DIRECTIONS FOR USE

Surface Preparation: Forms to be coated should be clean and free of oil, dirt and form release agents.

Mixing: CONCRETE SURFACE RETARDER does not require pre-blending. These products should be used directly from the container.

19215 Redwood Road • Cleveland, OH 44110
800-321-7628 t • 216-531-9596 f
www.euclidchemical.com

Application: CONCRETE SURFACE RETARDER Formula F should be painted on forms without thinning in a continuous unbroken film. Forms may be coated several days in advance or in as short a time as will allow complete drying of the film. Drying time varies between one and four hours depending on weather conditions. In warm weather, forms may be stripped in one day, in cooler weather allow two to three days. Immediately after stripping remove the retarded surface mortar by flushing off with a stream of water and/or remove by scrubbing with a stiff brush. Pre-cast structural members should be stripped from their forms in their usual time and the surface mortar then removed.

CONCRETE SURFACE RETARDER Formula S is applied to freshly placed horizontal concrete surfaces immediately after final finishing operations. It should be applied by low pressure spray and the treated surfaces then covered to prevent rapid evaporation. The retarded mortar should be flushed off with water in 12 to 24 hours after application depending upon weather conditions.

Use BROWNTONE CS to cure and seal exposed aggregate concrete to give these surfaces a subtle, earthtoned look with an attractive gloss.

Clean Up

Clean tools and equipment with soap and water before the material dries.

Precautions/Limitations

- These products are affected by environmental conditions. Warmer temperatures will allow earlier stripping of forms and earlier surface flushing, while cooler temperatures delay these procedures.
- Store in a dry place and protect from freezing.
- In all cases, consult the Safety Data Sheet before use.

WARRANTY: The Euclid Chemical Company ("Euclid") solely and expressly warrants that its products shall be free from defects in materials and workmanship for one (1) year from the date of purchase. Unless authorized in writing by an officer of Euclid, no other representations or statements made by Euclid or its representatives, in writing or orally, shall alter this warranty. EUCLID MAKES NO WARRANTIES, IMPLIED OR OTHERWISE, AS TO THE MERCHANTABILITY OR FITNESS FOR ORDINARY OR PARTICULAR PURPOSES OF ITS PRODUCTS AND EXCLUDES THE SAME. If any Euclid product fails to conform with this warranty, Euclid will replace the product at no cost to Buyer. Replacement of any product shall be the sole and exclusive remedy available and buyer shall have no claim for incidental or consequential damages. Any warranty claim must be made within one (1) year from the date of the claimed breach. Euclid does not authorize anyone on its behalf to make any written or oral statements which in any way alter Euclid's installation information or instructions in its product literature or on its packaging labels. Any installation of Euclid products which fails to conform with such installation information or instructions shall void this warranty. Product demonstrations, if any, are done for illustrative purposes only and do not constitute a warranty or warranty alteration of any kind. Buyer shall be solely responsible for determining the suitability of Euclid's products for the Buyer's intended purposes.

Joint en polyéthylène (Industrial Thermo Polymers Ltd.)

ITP SOFT TYPE BACKER ROD

TECHNICAL DATA FORM 104

JOINT FORMING, PLIABLE, NON-GASSING, POLYETHYLENE FOAM BACKER ROD

MANUFACTURER — Industrial Thermo Polymers Ltd.
CANADA
153 Van Kirk Drive, Brampton, Ontario, Canada L7A 1A4
Toll free:1-800-387-3847
Tel: 905-846-3666
Fax: 905-846-0363
www.tundrafoam.com

PRODUCT DESCRIPTION

Basic Use: ITP Soft Type Backer Rod is a soft, grey, pliable, non-gassing backup material inserted into an expansion or contraction joint to:

- Control sealant depth
- Create a backstop to allow proper sealant tooling
- Ensure sealant adhesion to joint surfaces only
- And yield a proper bond break between backup material and sealant

It can also be used as a temporary joint seal.

Specific Uses: Particularly suited for specialty applications where standard backer rods are not appropriate. Ideal in irregular joint applications particularly where self-leveling, flowable sealants are employed. Also recommended with sealants where bubbling concerns are critical. May also be used in place of most standard backer rod applications. (See Illustration below)

Compatibility: ITP Soft Type Backer Rod is virtually an inert composition and therefore compatible with all known cold applied sealants including butyl, polysulfide, acrylic, polyurethane and silicone.

Composition and Material: ITP Soft Type Backer Rod is a polyethylene foam consisting of both open and closed cells on the inside with a skin-like outer texture. It is highly flexible, pliable and compressible for easy installation. This material is available in a wide variety of diameters.

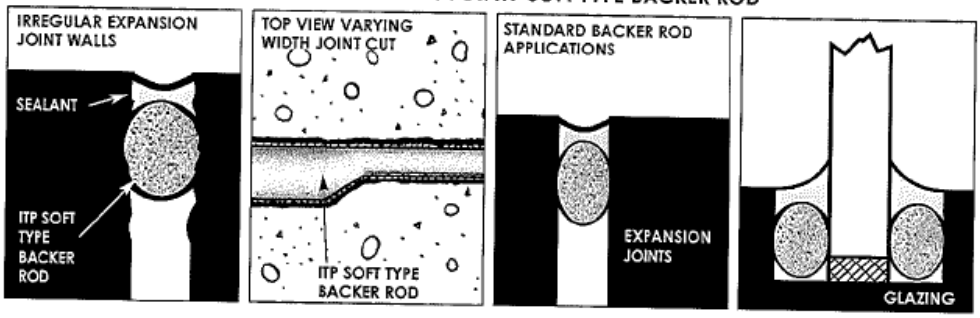
TABLE I

STOCK SIZES AVAILABLE

Diameter	Shipping format	Feet per carton	Metric Diameter	Meters per carton
3/8"	1 Spools	2100	9mm	640
5/8"	2 Spools	1550	15mm	472
7/8"	1 Spool	850	22mm	259
1 1/8"	1 Spool	500	29mm	152
1	6' Lengths	420	38mm	128
2"	6' Lengths	240	50mm	73
2	6' Lengths	156	64mm	48
3"	6' Lengths	102	76mm	31
4"	6' Lengths	48	101mm	15

- Rectangular cartons are ideal for warehousing and handling
- All cartons have convenient hand holes for carrying ease
- UPS and most other package express services will accept all cartons for reshipment
- Truckload quantities furnished on pallets and may be warehoused two pallets high to maximize space.

SPECIALTY APPLICATIONS FOR ITP SOFT TYPE BACKER ROD



TECHNICAL DATA FORM 104

TECHNICAL DATA

ITP Soft Type Backer Rod is chemically inert and will resist oil, Gasoline and most other solvents. This material will not stain nor adhere to sealant materials and is non-exuding. (Refer to Table II for typical physical properties)

ITP Soft Type Backer Rod meets or exceeds the requirements of ASTM -C-1330 Type B.

INSTALLATION

Joint or opening must be clean, dry and free of obstructions. Using Table III select proper rod diameter and cut to length or use directly from spool. With a blunt instrument or roller, uniformly install rod at the level recommended by the sealant manufacturer, specifier or architect involved. Generally, the depth of the joint after the backer rod is installed is one half the width. Very large or very small joints vary in terms of this depth to width ratio. Avoid puncturing, stretching or over compression.

PURCHASING AND PRICING

ITP Soft Type Backer Rod is widely available throughout the United States and Canada. Please contact Industrial Thermo Polymers Limited for the name and address of your local distributor. This source will provide you with samples and pricing information as required.

TECHNICAL ASSISTANCE

Industrial Thermo Polymers Limited has qualified representatives available to assist users of the various Backer Rod materials referenced herein. Please contact your local ITP distributor should assistance be required.

PURCHASING ADVANTAGE

ITP offers the widest product range of any North American manufacturer (see Table IV). For prompt delivery, top service and convenient one-stop shopping for all your Backer Rod needs contact ITP or your local ITP distributor today.

TABLE II

PHYSICAL PROPERTY ANALYSIS

PROPERTY	VALUE	TEST METHOD
Density(nominal)	2 lbs/cu.ft.	ASTM-D-1622
Tensile Strength	50 PSI minimum	ASTM-D-1623
Compression Deflection @ 50%	5 PSI maximum	ASTM-D-1621
Water Absorption	0.05 gm/cc	
Compression Recovery @ 50%	95% minimum	ITP
Out-Gassing	None	ASTM-C 1253
Temperature Range	-90°F to 210°F	—
Classification	Type 3	ASTM-D-249-92

TABLE III

SOFT TYPE BACKER ROD SIZE-TO-JOINT WIDTH

Joint Width	Diameter
3/16" - 1/4"	3/8"
3/8" - 1/2"	5/8"
1/2" - 3/4"	7/8"
3/4" - 7/8"	1-1/8"
7/8" - 1-1/4"	1-1/2"
1-1/4" - 1-1/2"	2"
1-1/2" - 2"	2-1/2"
2" - 2-1/2"	3"
2-1/2" - 3"	4"

As with all Soft Type Backer Rods, diameter should be approximately 25% larger than joint width.

TABLE IV

CARTON SIZES AND WEIGHTS

Rod Diameter	Weight / Carton	Carton Measurement
3/8" 9mm	6 lbs. 2.7 kgs.	18" x 18" x 15" 458mm x 458mm x 381mm
5/8" to 1-1/8" 15mm to 29mm	11 lbs. 5.0 kgs.	18" x 18" x 30" 458mm x 458mm x 762mm
1-1/2" to 4" 38mm to 101mm	14 lbs. 6.4 kgs.	17" x 10" x 74" 432mm x 254mm x 1880mm

® REGISTERED TRADEMARKS OF INDUSTRIAL THERMO POLYMERS LTD.

GUARANTEE / WARRANTY

Industrial Thermo Polymers Limited believes the information and recommendations herein to be accurate and reliable and the products are reasonably fit for the applications mentioned. However, as uses, conditions and application methods are not within our control, ITP does not guarantee nor warrant these products nor results from the use of these products or information given. It is therefore the responsibility of the buyer to determine the suitability of these products in applications intended and determine the appropriateness of the products. Sizes and Lengths per spool are those at times of packaging and may vary with climatic conditions after manufacture.

A2503

PRINTED IN CANADA

ANNEXE F – BAVARD DES BÉTONS

BHP50

Usine	: beton		
Date/Heure	: 29-04-15 10:11	Billet	: 51090
Recette	: MMZ351408	Volume	: 4.00
Camion	: B0202	Gachée	: 1
Manuel	:	Reset	:
Usine	: 1	Annulé	:
Malaxeur	: 0	Temps mél. (cible)	: 0 secs
Temps mél. (réel)	: 0 secs	Affaissement	: 625 mm
Air (cible)	: 6.5	Lecture malaxeur	: 0.0 A
Eau agrégats	: 168 l	Densité eau	: 1.000
Masse totale	: 9212 kg	Volume réel	: 1002.9 l
Temp. Béton (cible)	: NA	Temp. Béton (réel)	: 15.0 °C
Temp. Extérieure	: 15.0 °C	Retour recette	:
Retour volume	: 0.00 m3	Retour eau	: 30.0 l
E/C	: 0.38	Doseur	: PIERRE LABERGE
Temps total	: 5:46 min	Chauffeur	: REJEAN PERREAULT

Balance	Tare initial	Tare final	Temps Rempl.	Temps Vid.
Balance CIMENT	-1.0 kg	-40.0 kg	1:39	1:07
Balance EAU	-1.0 kg	1.0 kg	0:55	2:51
Balance AGRÉGAT	5.0 kg	10.0 kg	1:04	1:24
ADJUVANT #3	0.0 kg	0.0 kg	0:40	2:54
ADJUVANT #2	0.0 kg	0.0 kg	0:06	2:36
ADJUVANT #1	0.0 kg	0.0 kg	0:07	0:30

Emplacement	Description	Quantité
ADJUVANT #3	HORS TOLÉRANCE	-5 ml
EAU #2	HORS TOLÉRANCE	4 l

Balance	Cible	Réel	% Erreur
WATER	480	485	1.04%
CEMENT	1800	1795	-0.28%
AGGREGATE	6925	6920	-0.07%

Emplacement	Matériau	Recette	Cible	Réel	% Erre	Densit	Temp	Humidit	Ajout	Rang
EAU #1	EAU NATURE	170	288	288	0.00%	1.000	13.0	0.00	100.0	0
EAU #2	EAU CHAUDE	0	192	197	2.60%	1.000	40.0	0.00	100.0	0
SILO #2	GUb-SF LAFARGE	450	1800	1795	-0.28%	3.100		0.00	100.0	0
BENNE #6	14MM RÉGIONALE	848	3450	3455	0.14%	2.770	5.5	2.25	100.0	1
BENNE #1	SABLE F1	504	2085	2080	-0.24%	2.680	11.0	4.00	100.0	2
BENNE #2	SABLE F2	336	1390	1385	-0.36%	2.680	11.0	3.79	100.0	3
ADJUVANT #1	SIKA AIR 260	17	300	298	-0.67%	1.010		0.00	100.0	0
ADJUVANT #2	SIKA PLASTIMEN	50	950	945	-0.53%	1.250		0.00	100.0	0
ADJUVANT #3	SIKA VISCOCRET	210	3820	3773	-1.23%	1.090		0.00	100.0	0
MAN015	SIKA VISCOCRET	333	5994	5994	0.00%	1.090		0.00	100.0	0

Tableau F-1 : Composition des mélanges de béton (en masse SSS) et propriétés à l'état frais, BHP50

Composants	Unité	BHP Formulation demandée	BHP Formulation obtenue
Eau	kg/m³	170	*173 selon données bavard* *Mais en réalité, inconnu à cause des ajouts d'eau !!!*
GUb-SF *(Lafarge sur le bavard, Ciment Québec en réalité)*	kg/m³	450	449
Sable 0-5	kg/m³	840	834
Pierre 5/14 mm	kg/m3	848	845
Superplastifiant (A) *(selon le bavard, aucune indication sur ajouts chantier)*	lit/m³	0.19	0.19
Agent entraîneur d'air (B)	lit/m³	0.07	0.08
Agent modificateur de viscosité (C)	lit/m³	2.24	2.25
E/L	-	0.38	0.39
Affaissement	mm	N/A	N/A
Étalement	mm	625	575
L-Box (h_2/h_1)	-	0.75@0.95	N/D
Température	°C	15@25	21.5
Teneur en air	%	6@9	6
Masse volumique	kg/m³	2260@2360	N/D
Rendement	%	N/A	-

(A) Sika Plastimen (pas plus d'information disponible sur les documents fournis)

(B) Sika Air 260

(C) Sika Viscocrete (pas plus d'information disponible sur les documents fournis)

BFHP70-1 %

Tableau F-2 : Composition des mélanges de béton (en masse SSS) et propriétés à l'état frais, BFHP70

Composants	Unité	BRF70-1% Formulation demandée	BRF70-1% Formulation obtenue
Eau	kg/m³	172	171
GUb-SF (Holcim)	kg/m³	650	649
Sable grossier manufacturé	kg/m³	170	178
Sable fin naturel	kg/m³	680	698
Pierre 2.5/10 mm (St Dominique)	kg/m³	653	645
Superplastifiant [A]	lit/m³	23.6	23.6
Fibre 65/35	kg/m³	80	80
E/L	-	0.289	0.287
Affaissement	mm	N/A	N/A
Étalement	mm	675±75	580
L-Box (h_2/h_1)	-	0.75@0.95	0.87
Température	°C	18@23	25.3
Teneur en air	%	1@3	1.8
Masse volumique	kg/m³	2350@2450	N/D
Rendement	%	N/A	N/D

[A] Plastol 6200EXT

ANNEXE G – PROTOCOLE EXPÉRIMENTAL

INSTALLATION

- ☐ Ajuster position appuis
- ☐ Protéger les appuis
- ☐ Positionner la dalle au-dessus des appuis (2 lasers)
- ☐ Préparer le Dry Stone
- ☐ Installer la dalle
- ☐ Peindre la dalle & coller les tiges filetées (peut être fait avant l'installation)
- ☐ Installer (dry stone) et la plaque de chargement
- ☐ Installer la poutre de transfert (dalle avec joint longitudinal)
- ☐ Centrer la cellule de charge avec laser
- ☐ Brancher les instruments
- ☐ Installer la fiche descriptive sur le spécimen
- ☐ Mesurer les paramètres de triangulation et le bras de levier des capteurs

AB_x_1		AB_x_2	
AC_1		AC_2	
B_xC_1		B_xC_2	
Z_A_1		Z_A_2	
Z_{Bx}_1		Z_{Bx}_2	

FS.1		FN.1	
FS.2		FN.2	
FS.3		FN.3	
FS.4		FN.4	
FS.5		FN.5	
OJ.1		OJ.2	

- ☐ Vérifier l'instrumentation
  - Stabilité support LVDT (uniquement pour cyclique et dalles a joint longitudinal)
  - Paramètres de triangulation
  - Voltage _10_ V
  - Undo zéro
  - Capture d'écran (référence course des potentiomètres)
  - Zero
  - Enregistrement
  - Taux d'Acquisition _20_ Hz
- ☐ Caméra (☐ lumière, ☐ fond noir)
- ☐ Sécurité
  - Périmètre sécurité
  - Élingues
  - Vérifier système de butée des appuis inférieurs
  - Protection des câbles & plancher
  - Nettoyer zone d'essai (outils…)
  - Retirer plaquette d'aluminium (essai statique seulement)

PRÉ-ESSAI

- ☐ ZÉRO cellule de charge
- ☐ ZÉRO instruments et jauges
- ☐ Nettoyer rouleaux au jet d'air
- ☐ Desserrer les rouleaux Appui EST (sous dalle)
- ☐ Desserrer rouleaux EST (+ boulons ¼") de la poutre de transfert (dalles avec joint longitudinal)

- ☐ Démarrage Acquisition
- ☐ Sortir vérin jusqu'à ligne rouge
- ☐ Faire le contact du vérin (hydrauliquement)
- ☐ Préchargement à 5 kN
- ☐ Desserrage des rouleaux de la plaque de chargement (Dalle avec joint transversal)
- ☐ Desserrage du rouleau OUEST (+ boulons ¼'') de la poutre de transfert (Dalle avec joint longitudinal)
- ☐ Faire la vérification générale des rouleaux

ESSAI – FATIGUE

- ☐ Faire un préchargement en statique jusqu'à la charge maximale déterminée pour le chargement cyclique (_____kN)
- ☐ Marquer les fissures
- ☐ Prendre des photos
- ☐ Décharger jusqu'à la charge minimale déterminée pour le chargement cyclique (_____kN)
- ☐ Débuter le chargement cyclique en maintenant la charge minimal de ___ kN et la charge maximale de ___ kN
- ☐ À la fin des cycles : Décharger à la charge minimale
- ☐ Tracer les fissures

ESSAI – STATIQUE

- ☐ Démarrer caméra
- ☐ Chargement 0.2 kN/sec (Dalle avec joint transversal) et 0.1 kN/sec (dalle avec joint longitudinal)
- ☐ Pause #1 : 75 kN (dalle avec joint transversal) et 40 kN (dalle avec joint longitudinal)
    - Diminuer la charge pour maintenir la flèche constante
- ☐ Pause #2 : 175 kN (dalle avec joint transversal) et 80 kN (dalle avec joint longitudinal)
- ☐ Pause #3 : 275kN (dalle avec joint transversal) et 120 kN (dalle avec joint longitudinal)
- ☐ Dessiner les fissures à chaque pause et prendre des photos
    - Vert tireté : Cyclique Début et fin avec des barres de progression
    - Vert : Statique – Pause #1
    - Bleu : Statique – Pause #2
    - Rouge : Statique – Pause #3
    - Noir : Statique – Rupture (déchargement à 100 kN)
    - Noir tireté : Après les essais
- ☐ Décharger et maintenir 5 kN
- ☐ Serrer les rouleaux
- ☐ Décharger à 0 KN
- ☐ Lever le vérin et arrêter le système hydraulique
- ☐ Arrêter acquisition
- ☐ Enregistrer et vérifier les données
- ☐ Enlever instrumentation et installer les planches protectrices
- ☐ Retirer et entreposer la dalle
- ☐ Nettoyer et préparer la zone d'essai

ANNEXE H – MODÉLISATION SUR SAP2000

Modèle de pont

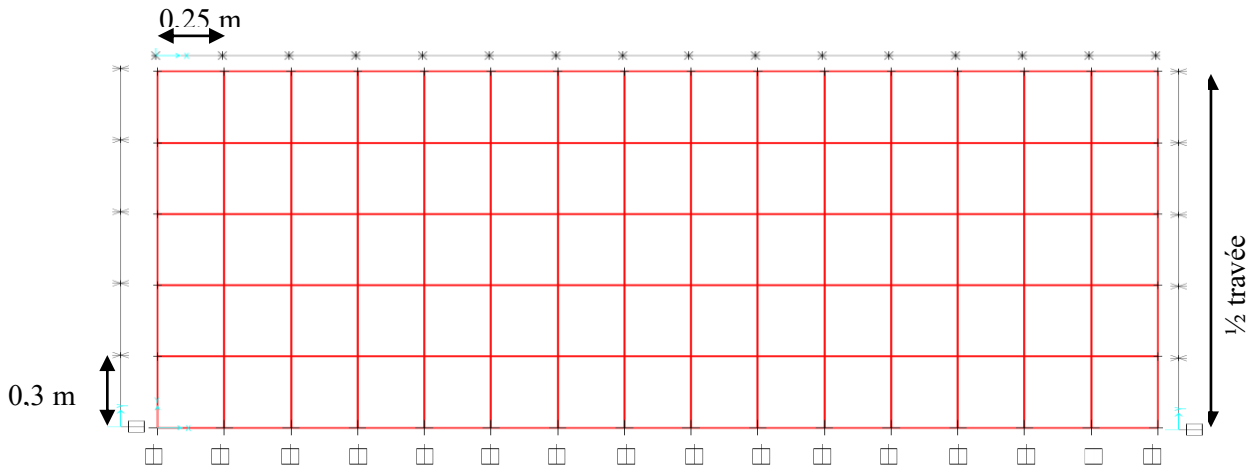


Figure H-1 : Modèle de dalle de pont sur SAP2000

✳ : Déplacement vertical (z) permis (coupe dans la dalle)

⊞ : Encastrement parfait (poutre)

Les éléments sont de type « coque mince » d'une épaisseur de 200 mm avec des propriétés de bétons présentés au Tableau 3-8 ainsi que le f'c = 60 MPa. Les barres d'armatures ont les propriétés inscrites au tableau suivant en plus d'être disposées selon la conception de la dalle de référence en BHP (Annexe D).

Tableau H-1 : Propriétés de la 15M pour le modèle sur SAP2000

Propriétés	**15M**
Fy (MPa)	414
Fu (MPa)	621
E (MPa)	200 000

Il est considéré que la charge est uniformément répartie sur la plaque de chargement, qui fait 600 mm par 250 mm. Les charges ont été appliquées au tiers et à la demi-portée.

$$q[kPa] = \frac{P[kN] \times CMD}{0{,}6[m] \times 0{,}25[m]} \qquad \text{H-1}$$

Modèle en laboratoire (dalle avec joint transversal)

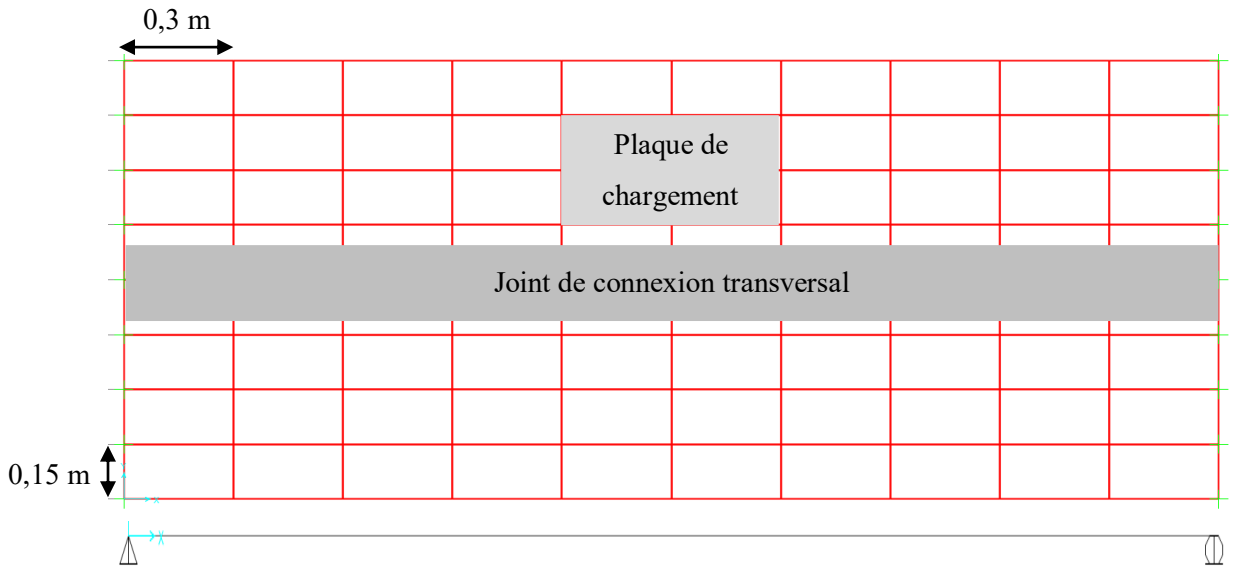


Figure H-2 : Modèle de dalle en laboratoire sur SAP2000

Les propriétés du modèle sont identiques à celles qui ont été présentées à la page précédente. La condition d'appui est isostatique avec les rouleaux du côté droit de la dalle.

Il est considéré que la charge est uniformément répartie sur la plaque de chargement, qui fait 600 mm par 300 mm.

$$q[kPa] = \frac{P[kN] \times CMD}{0{,}6[m] \times 0{,}3[m]} \qquad \text{H-1}$$