

Titre: Développement d'une poutre de pont précontrainte en béton
renforcé de fibres avec dalle intégrée

Auteur: Adrien Rachello
Author:

Date: 2023

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Rachello, A. (2023). Développement d'une poutre de pont précontrainte en béton
renforcé de fibres avec dalle intégrée [Mémoire de maîtrise, Polytechnique
Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/57045/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/57045/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:** Jean-Philippe Charron, & Bruno Massicotte
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

**Développement d'une poutre de pont précontrainte en béton renforcé de fibres
avec dalle intégrée**

ADRIEN RACHELLO

Département des génies civil, géologique et des mines

Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de *Maîtrise ès sciences appliquées*

Génie Civil

Décembre 2023

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Ce mémoire intitulé :

Développement d'une poutre de pont précontrainte en béton renforcé de fibres avec dalle intégrée

présenté par **Adrien RACHELLO**

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

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

Mahdi BEN FTIMA, président

Jean-Philippe CHARRON, membre et directeur de recherche

Bruno MASSICOTTE, membre et codirecteur de recherche

Dominic Daviau-Desnoyers, membre externe

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier mon directeur de recherche, le professeur Jean-Philippe Charron, pour l'encadrement exemplaire de ma maîtrise. Il a toujours été présent pour m'aider face aux difficultés que j'ai rencontrées et a toujours veillé à ce que mes travaux de recherche se déroulent le mieux possible. Il a aussi su me laisser l'autonomie nécessaire afin que je tire pleinement partie des enseignements de la maîtrise. Je tiens également à remercier mon co-directeur de recherche, le professeur Bruno Massicotte, pour son expertise et son soutien. Il a su apporter une aide rapide et très pertinente pour résoudre les problèmes rencontrés.

Je souhaite aussi remercier l'associée de recherche Clélia Desmettre pour son aide et ses conseils tout au long du projet, notamment pour la formulation des mélanges de BFHP, ainsi que les techniciens Manar Benslama, Marc-Antoine Bernier, Yazid Cheklat, David Ek, Sylvain Gerhardt et Mathieu Robidas qui m'ont aidé à réaliser des essais d'envergure au laboratoire de structures de Polytechnique. Merci particulièrement à Mathieu et à Manar pour leur aide précieuse lors de la fabrication des poutres.

Je veux aussi remercier les étudiants gradués Fengyi Wang, William Molloy, Amandine Asselin et Pierre-Antoine Léger pour leur aide et leur disponibilité lors de la fabrication des poutres et de la préparation des essais.

Je souhaite souligner le professionnalisme de l'équipe de l'usine BPDR, notamment François Pichette, Julien Gauthier-Desmeules et Jean-François Ouimet, qui m'ont permis de fabriquer des spécimens de grande qualité. Merci également à Michel Lessard et Éric Boisvert de l'entreprise Euclid pour leur aide et leurs conseils lors de la fabrication et de la réparation des spécimens.

Enfin, merci au CRSNG et aux partenaires Corporation de Gestion de la Voie Maritime du Saint-Laurent, Sika, Euclid, Mitacs, Ville de Montréal, PJCCI et BPDFL pour leur soutien matériel et financier ayant rendu ce projet de recherche possible.

RÉSUMÉ

La durabilité des ponts urbains de la Ville de Montréal est limitée, principalement à cause de la corrosion des aciers d'armature (Ministère des transports et de la mobilité durable, 2022). De plus, le dégagement en hauteur est trop faible sous plusieurs ponts, ce qui peut être à l'origine d'un endommagement précoce du talon des poutres du pont à cause d'impact avec des camions (Cordoni, 2015; Le Journal de Montréal, 2021). Enfin, les travaux de réparation en milieu urbain sont souvent complexes et coûteux (Duchesneau et al., 2011). Le but de ce projet est de proposer une solution de remplacement aux poutres de pont endommagées de la ville de Montréal, partenaire industriel de ce projet, soit de fournir un système de construction de tablier très rapide d'installation plus compact pour augmenter le dégagement vertical sous les ponts et durable. La solution proposée est un tablier composé de poutres en T précontraintes en Béton Fibré à Hautes Performances (BFHP) avec dalle intégrée, et reliées par un joint longitudinal en Béton Fibré à Ultra hautes Performances (BFUP).

Le BFHP possède une grande ductilité en compression, et une très grande ductilité en traction (Boulekbache et al., 2009; Charron, 2021). Ses très bonnes performances mécaniques permettent de diminuer la quantité d'armatures utilisée dans une poutre (Cordoni, 2015; Dhonde et al., 2005). De plus, l'excellent contrôle de la fissuration fourni par les fibres augmente fortement sa durabilité (Charron & Desmettre, 2013). En outre, la précontrainte permet d'augmenter les performances mécaniques des poutres en optimisant la répartition des contraintes (Picard, 2001). L'utilisation de BFHP dans des poutres précontraintes permet d'augmenter sensiblement la résistance en flexion des poutres (Li et al., 2020; Padmarajaiah & Ramaswamy, 2004; Thomas & Ramaswamy, 2006) et d'augmenter grandement leur résistance en cisaillement (De Broucker, 2013; Massicotte et al., 2014; Metje & Leutbecher, 2021; Thomas & Ramaswamy, 2006) et leur ductilité (Cuenca & Serna, 2013), tout en conservant les excellentes performances mécaniques procurées par la précontrainte.

Les performances mécaniques exceptionnelles du BFUP (Charron & Desmettre, 2013) lui permettent de relier efficacement des dalles grâce à un joint longitudinal de largeur réduite (Faggio, 2014; Graybeal, B. A., 2011; Marleau, 2017; Verger Leboeuf, 2016). Un système de poutres avec dalle intégrée et reliées par un joint longitudinal en BFUP permet d'avoir des performances comparables à une dalle coulée sur chantier (Grace et al., 2013) et a déjà prouvé sa faisabilité en conditions réelles (Hess et al., 2020). Cependant, aucune étude à ce jour n'a combiné la conception

et la validation expérimentale de poutres en BFHP précontraintes avec dalle intégrée et reliées par un joint en BFUP, d'où la pertinence de ce projet de maîtrise.

La conception d'une poutre de pont en BFHP précontrainte avec dalle intégrée de 15 m de portée pouvant être utilisée pour un pont de 2 à 4 voies a d'abord été effectuée en se basant sur les travaux préliminaires effectués par Cordoni (2015) et Faggio (2014). La poutre de pont obtenue présente une hauteur de 600 mm dalle comprise. La conception en flexion longitudinale a été effectuée à l'aide d'un modèle grillage sur le logiciel SAP2000 (CSI, 2023). La résistance longitudinale est assurée par 10 torons de précontrainte et 6 barres d'armature à haute résistance. La conception en cisaillement a été effectuée à l'aide des équations proposées par le code CSA S6 (2019) intégrant la contribution des fibres du BFHP et a permis de réduire la quantité d'étriers de 70% par rapport à une poutre NEXT équivalente (PCI, 2020). La conception en flexion transversale de la dalle a été effectuée à l'aide d'un modèle linéaire élastique par éléments finis sur le logiciel Abaqus (Dassault Systèmes, 2014) en considérant un seul lit d'armatures dans le sens transversal et aucun lit dans le sens longitudinal, et a permis de réduire la quantité d'armatures de la dalle de 72% par rapport à une poutre NEXT équivalente.

Quatre poutres de test présentant une section similaire à la poutre de 15 m mais une longueur réduite à 6 m ou 3 m ont ensuite été fabriquées à l'usine BPDR puis testées au laboratoire de structures de Polytechnique Montréal. Les critères d'ouverture de fissure en flexion longitudinale et de résistance en cisaillement à l'ultime de la poutre ont été validés. Les critères d'ouverture de fissure et de résistance à l'ultime en flexion transversale de la dalle en moment négatif ont également été respectés. Cependant, un vide de remplissage présent sur une des poutres a empêché d'obtenir la capacité en flexion longitudinale de la poutre et la capacité en flexion transversale du joint en BFUP.

Un modèle numérique en éléments finis a finalement été développé sur le logiciel Abaqus. Les résultats expérimentaux ont été correctement reproduits avec le modèle. En particulier, l'ouverture, la disposition et l'espacement des fissures ont été particulièrement bien estimés. Le modèle numérique a ensuite été utilisé pour prédire le comportement de la poutre de test qui présentait un défaut de fabrication, et de la poutre de pont de 15 m. La capacité en flexion longitudinale de la poutre de test respecte les critères de conception, et la poutre de pont de 15 m respecte tous les critères de conception en flexion longitudinale et en cisaillement.

ABSTRACT

The durability of urban bridges in the City of Montreal is limited, mainly due to corrosion of the reinforcing steels (Ministère des transports et de la mobilité durable, 2022). In addition, height clearance is too low under many bridges, which can lead to early damage to the bottom flange of bridge girders due to impact with trucks (Cordoni, 2015; Le Journal de Montréal, 2021). Finally, repair work in urban environments is often complex and expensive (Duchesneau et al., 2011). The aim of this project is to propose a solution to the City of Montreal to replace damaged bridge girders, namely to provide a deck construction system that is very fast to install, more compact to increase clearance under bridges and durable. The proposed solution is a deck composed of prestressed T-beams in High Performance Fiber Reinforced Concrete (HPFRC) with an integrated slab and connected by a longitudinal joint in Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC).

HPFRC is ductile in compression, and highly ductile in tension (Boulekbache et al., 2009; Charron, 2021). Its excellent mechanical performance makes it possible to reduce the amount of reinforcement used in a beam (Cordoni, 2015; Dhonde et al., 2005). What's more, the excellent control of cracking provided by the fibers greatly enhances its durability (Charron & Desmettre, 2013). Moreover, prestressing enhances the mechanical performance of beams by optimizing stress distribution (Picard, 2001). The use of HPFRC in prestressed beams slightly increases the flexural strength of beams (Li et al., 2020; Padmarajaiah & Ramaswamy, 2004; Thomas & Ramaswamy, 2006) and greatly increases their shear strength (De Broucker, 2013; Massicotte et al., 2014; Metje & Leutbecher, 2021; Thomas & Ramaswamy, 2006) and ductility (Cuenca & Serna, 2013), while retaining the excellent mechanical performance provided by prestressing.

The exceptional mechanical performance of UHPFRC (Charron & Desmettre, 2013) allows it to efficiently connect slabs with a narrow longitudinal joint (Faggio, 2014; Graybeal, B. A., 2011; Marleau, 2017; Verger Leboeuf, 2016). A system of beams with an integrated slab connected by a UHPFRC longitudinal joint provides performance similar to a slab cast on site (Grace et al., 2013) and has already proved its feasibility in real-life conditions (Hess et al., 2020). However, no study has yet combined the design and experimental validation of prestressed HPFRC beams with an integrated slab and connected by a UHPFRC joint, hence the relevance of this master's project.

The design of a prestressed HPFRC bridge girder with a span of 15 m and an integrated slab that could be used for a 2 to 4 lane bridge was first carried out on the basis of preliminary work made by Cordoni (2015) et Faggio (2014). The resulting bridge girder has a height of 600 mm including the slab. Longitudinal flexural design was carried out using a grid model on SAP2000 software (CSI, 2023). Longitudinal flexural resistance is provided by 10 prestressing strands and 6 high strength reinforcing bars. The shear design was carried out using the equations proposed by the CSA S6 (2019) code, which include the contribution of HPFRC fibers. The number of stirrups was reduced by 70% compared to an equivalent NEXT beam (PCI, 2020). The transverse flexural design of the slab was then carried out using a linear elastic finite element model on Abaqus software (Dassault Systèmes, 2014), considering a single layer of reinforcement in the transverse direction and no layer in the longitudinal direction. The amount of reinforcement in the slab was reduced by 72% compared to an equivalent NEXT beam.

Four test beams with a section similar to the 15 m beam but reduced in length to 6 m or 3 m were then produced at the BPDR plant and tested at Polytechnique Montreal's structural laboratory. The beam's longitudinal flexural crack opening and ultimate shear resistance criteria were validated. The slab's crack opening and ultimate resistance in transverse bending in negative moment were also met. However, a filling void present on one of the beams prevented the longitudinal flexural capacity of the beam and the transverse flexural capacity of the UHPFRC joint from being obtained.

A finite element numerical model was finally developed on Abaqus software. The experimental results were correctly reproduced with the model. In particular, opening, disposition and spacing of cracks were particularly well estimated. The numerical model was then used to predict the behavior of the test beam, which had a manufacturing defect, and the 15 m bridge beam. The longitudinal bending capacity of the test girder met the design criteria, and the 15 m bridge girder met all the design criteria in longitudinal bending and shear.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	III
RÉSUMÉ.....	IV
ABSTRACT	VI
TABLE DES MATIÈRES	VIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES FIGURES.....	XV
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XXIII
LISTE DES ANNEXES.....	XXV
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
1.1 Contexte.....	1
1.2 Objectifs et portée.....	3
1.3 Méthodologie.....	4
1.4 Organisation du mémoire	4
CHAPITRE 2 REVUE DE LA DOCUMENTATION	5
2.1 Béton renforcé de fibres	5
2.1.1 Introduction	5
2.1.2 Composition	6
2.1.3 Comportement mécanique.....	7
2.1.4 Durabilité.....	13
2.1.5 Conclusion sur le BRF	15
2.2 Joints de connexion en BFUP.....	15
2.2.1 Propriétés d'un joint de connexion.....	15
2.2.2 Comportement des joints de connexion	16

2.2.3	Conclusion.....	20
2.3	Béton précontraint	20
2.3.1	Principe de la précontrainte.....	20
2.3.2	Principe de conception	22
2.3.3	Conclusion sur le béton précontraint.....	25
2.4	Poutres préfabriquées	25
2.4.1	Poutre précontrainte en BRF	25
2.4.2	Poutres en T reliées par un joint avec dalle intégrée.....	38
2.5	Synthèse.....	41
CHAPITRE 3	CONCEPTION	43
3.1	Pont de référence	43
3.1.1	Géométrie du pont.....	43
3.1.2	Géométrie de la poutre précontrainte	44
3.1.3	Matériaux considérés.....	46
3.2	Méthodologie de conception	48
3.2.1	Combinaisons de charges et coefficients de pondération.....	48
3.2.2	Charges permanentes.....	50
3.2.3	Charges vives	50
3.3	Conception en flexion longitudinale.....	53
3.3.1	Calcul des efforts.....	53
3.3.2	Évaluation du comportement de la poutre.....	56
3.4	Vérification de la précontrainte de la poutre	61
3.4.1	Critères de conception	61
3.4.2	Pertes de précontrainte	62

3.4.3	Calcul des contraintes dans le béton aux différents états de conception.....	63
3.5	Conception en cisaillement de la poutre.....	65
3.5.1	Calcul des efforts.....	65
3.5.2	Calcul de résistance.....	67
3.6	Conception de la dalle en flexion	68
3.6.1	Calcul des efforts.....	68
3.6.2	Évaluation du comportement	73
3.7	Résumé de la conception	77
CHAPITRE 4	ÉTUDE EXPÉRIMENTALE	81
4.1	Programme expérimental.....	81
4.2	Conception et fabrication des poutres	83
4.2.1	Ajustement du dimensionnement des poutres.....	84
4.2.2	Nouvelles charges pour l'analyse des résultats	85
4.2.3	Optimisation du mélange de BFHP.....	87
4.2.4	Fabrication des poutres.....	88
4.3	Montage expérimental	92
4.3.1	Montage pour évaluer la résistance en flexion longitudinale de la Poutre 1 et la résistance à l'effort tranchant de la Poutre 2	92
4.3.2	Montage pour évaluer la résistance en flexion négative de la dalle.....	94
4.3.3	Montage pour évaluer la résistance en flexion des Poutres 3 et 4.....	96
4.4	Essais de caractérisation matériaux	97
4.4.1	Barres d'armatures	97
4.4.2	Béton	98
4.4.3	Prédiction des valeurs de résistance	101
4.5	Essais sur poutres.....	102

4.5.1	Poutre 1 – Résistance en flexion de la poutre	102
4.5.2	Poutre 2 – Résistance en flexion et à l’effort tranchant de la poutre	103
4.5.3	Poutre 2 – Résistance en flexion de la dalle.....	110
4.5.4	Poutres 3 et 4 – Résistance en flexion et en cisaillement de la poutre	113
4.5.5	Comparaison de la fissuration entre les Poutre 2, et 3 et 4	118
4.5.6	Résumé des résultats	120
CHAPITRE 5 ÉTUDE NUMÉRIQUE		122
5.1	Caractéristiques des modèles.....	122
5.1.1	Géométrie des modèles	122
5.1.2	Maillage.....	124
5.1.3	Conditions d’appuis et de chargement	124
5.1.4	Matériaux	126
5.1.5	Étapes de chargement.....	129
5.2	Calibration du modèle avec les Poutres 2 et 3.....	130
5.2.1	Poutre 2 – Essai en flexion longitudinale.....	130
5.2.2	Poutre 3 – Essai en flexion longitudinale.....	136
5.2.3	Poutre 2 – Essai de la dalle en flexion transversale	140
5.3	Prédiction du comportement de la Poutre 1 et de la poutre de pont.....	143
5.3.1	Poutre 1 – Essai en flexion longitudinale.....	143
5.3.2	Poutre de Pont – Résistance en flexion et en cisaillement de la poutre	147
5.4	Conclusion	152
CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS.....		155
6.1	Rappel des objectifs.....	155
6.2	Conclusions	155

6.2.1	Conception de la poutre.....	155
6.2.2	Fabrication des spécimens de test	156
6.2.3	Résultats expérimentaux	157
6.2.4	Résultats numériques.....	158
6.3	Recherches complémentaires	159
6.3.1	Suggestion de modifications à apporter à la poutre	159
6.3.2	Suggestion de recherches complémentaires	161
RÉFÉRENCES.....		163
ANNEXES		167

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Configurations de joints des projets précédents	17
Tableau 2.2 Critères de conception de précontrainte, d'après le code CSA S6 (2019)	23
Tableau 2.3 Critère de fissuration pour la précontrainte partielle (CSA S6, 2014)	24
Tableau 2.4 Résumé des différents travaux de la revue de littérature.....	42
Tableau 3.1 Coefficients de pondération des différentes combinaisons de charge.....	49
Tableau 3.2 Facteurs de tenue des matériaux.....	50
Tableau 3.3 Efforts créés par les charges permanentes.....	50
Tableau 3.4 Cas de chargement du CL-625 et facteurs d'amplification dynamiques (CSA S6, 2019)	52
Tableau 3.5 Nombres de voies d'un pont selon la largeur de la chaussée (CSA S6, 2019)	52
Tableau 3.6 Facteur de réduction selon le nombre de voies chargées (CSA S6, 2019).....	53
Tableau 3.7 Moments maximaux selon les différentes configurations de largeur.....	56
Tableau 3.8 Flèche maximale selon les différentes largeurs de pont.....	61
Tableau 3.9 Efforts de conception de précontrainte.....	61
Tableau 3.10 Critères de conception pour la précontrainte (CSA S6, 2019)	62
Tableau 3.11 Valeur maximale de Λ selon la largeur du pont.....	66
Tableau 3.12 Résumé des efforts créés dans la dalle	72
Tableau 3.13 Efforts de conception pour la dalle.....	73
Tableau 3.14 Paramètres critiques de dimensionnement	78
Tableau 3.15 Comparaison de la poutre précontrainte en BFHP avec une poutre NEXT-D.....	80
Tableau 4.1 Programme expérimental initial	82
Tableau 4.2 Programme expérimental final (rupture, vérification)	83
Tableau 4.3 Efforts de conception et de résistance utilisés pour l'analyse des résultats	87

Tableau 4.4 Composition finale du mélange de BFHP	88
Tableau 4.5 Propriétés à l'état frais du BFHP	98
Tableau 4.6 Propriétés mécaniques du BFHP	99
Tableau 4.7 Prédiction de la résistance en flexion et à l'effort tranchant des Poutres 1, 2, 3 et 4	102
Tableau 4.8 Résumé des résultats d'essais sur poutres	121
Tableau 5.1 Résumés des résultats numériques et expérimentaux des essais en flexion	154

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Exemple de pont urbain à Montréal.....	1
Figure 2.1 Différentes formes de fibres	6
Figure 2.2 Comportement en traction d'un béton non fibré	7
Figure 2.3 Comportement en traction d'un BFHP.....	8
Figure 2.4 Comportement en traction d'un BFUP.....	9
Figure 2.5 Comportement en traction de 4 catégories de béton (Charron & Desmettre, 2013) ...	10
Figure 2.6 Loi de traction uniaxiale du BRF (Mudadu et al., 2018).....	11
Figure 2.7 Tests de traction uniaxiale (Doyon-Barbant & Charron, 2018).....	12
Figure 2.8 Comportement en compression de différents bétons (Boulekbache et al., 2009).....	13
Figure 2.9 Géométrie d'un joint en BFUP	16
Figure 2.10 Spécimen de test (Faggio, 2014).....	17
Figure 2.11 Montage expérimental (Verger Leboeuf, 2016)	18
Figure 2.12 Montage expérimental (Marleau, 2017)	19
Figure 2.13 Dispositif de test expérimental (Graybeal, B. A., 2011).....	20
Figure 2.14 Mise en tension des torons à l'usine BPDR	21
Figure 2.15 Différentes parties d'une poutre en T.....	26
Figure 2.16 Schéma de la section des poutres de Padmarajaiah et Ramaswamy (2004), a) Partiellement précontraintes, b) Précontraintes.....	26
Figure 2.17 Courbes moment - courbure des poutres de Padmarajaiah et Ramaswamy (2004), a) Précontraintes, b) Partiellement précontraintes.....	27
Figure 2.18 Configuration des poutres de Li et al. (2020)	28
Figure 2.19 Résultats expérimentaux de Li et al. (2020), a) Courbes force - flèche pour différentes hauteurs de BFUP, b) Comparaison avec la poutre en BO	28

Figure 2.20 Campagne expérimentale de Thomas et Ramaswamy (2006), a) Schéma de la section des poutres, b) Photo du dispositif de chargement.....	29
Figure 2.21 Courbes force - flèche des poutres de test de Thomas et Ramaswamy (2006), a) Rupture en flexion, b) Rupture en cisaillement	30
Figure 2.22 Campagne expérimentale de Metje et Leutbecher (2021), a) Montage expérimental, b) Résumé des résultats	32
Figure 2.23 Dispositif expérimental de Cuenca et Serna (2013), a) Schéma de la section, b) Photo du montage expérimental	33
Figure 2.24 Courbe force – flèche de certains spécimens de test (Cuenca & Serna, 2013).....	34
Figure 2.25 Courbes force - flèche pour les poutres ayant rompu en flexion (De Broucker, 2013)	35
Figure 2.26 Courbe effort tranchant - flèche des poutres de De Broucker (2013), a) Poutre R07, b) Poutre R08.....	36
Figure 2.27 Plan des spécimens de Dhonde et al. (2005), a) Vue en coupe, b) Vue de côté	37
Figure 2.28 Montage expérimental de Dhonde et al. (2005)	37
Figure 2.29 Spécimen d'essai de Grace et al. (2013), a) Plan de la section, b) Photo du montage expérimental	39
Figure 2.30 Configuration de la poutre NEXT D (PCI, 2020).....	40
Figure 2.31 a) Poutre précontrainte en BFHP avec dalle intégrée proposée, b) modélisation numérique de la résistance en flexion (Cordoni, 2015)	41
Figure 3.1 Trois largeurs de pont considérées pour la conception, a) 2 voies, b) 3 voies, c) 4 voies, d) Coupe longitudinale du pont type en milieu urbain.....	44
Figure 3.2 Paramètres à déterminer lors de la conception	45
Figure 3.3 Lois de comportement en traction mesurée et réduites du BFHP et du BFUP utilisées	47
Figure 3.4 Lois de comportement en traction des différents aciers d'armature	48
Figure 3.5 Caractéristiques de la surcharge routière de camion CL-625 (Massicotte, 2022)	51

Figure 3.6 Surcharge de voie CL-625 (Massicotte, 2022)	51
Figure 3.7 Lignes d'influence pour le chargement du CL-625, a) Pont de 10 m (7 poutres), b) Pont de 12 m (9 poutres), c) Pont de 18 m (13 poutres).....	54
Figure 3.8 Exemple de calcul du moment de la charge vive avec une ligne d'influence	55
Figure 3.9 Armatures de résistance en flexion de la poutre, a) Section, b) Vue longitudinale d'une extrémité.....	57
Figure 3.10 Moment en fonction de l'ouverture de fissure, modélisation AIS.....	58
Figure 3.11 Lignes d'influence de la flèche pour le chargement du CL-625, a) Pont de 10 m (7 poutres), b) Pont de 12 m (9 poutres), c) Pont de 18 m (13 poutres).....	60
Figure 3.12 Calculs des contraintes dans le béton le long de la poutre à différents état de chargement, a) Transfert, b) Charges mortes seules, c) ELS-1.....	64
Figure 3.13 Modèle linéaire de pont en éléments finis pour le calcul des efforts dans la dalle....	68
Figure 3.14 Les différentes sections d'analyse du moment dans la dalle	69
Figure 3.15 Configurations du camion CL-625 utilisées pour le chargement de la dalle.....	69
Figure 3.16 Sept dispositions transversales différentes des essieux du camion CL625 pour l'analyse de la dalle, a) Demi-essieux 2 et 3, b) Demi-essieux 1, 2, 3 et 4	70
Figure 3.17 Lignes d'influences du moment transversal des sections 1, 2 et 3 de la dalle.....	71
Figure 3.18 Moment longitudinal et contrainte axiale longitudinale dans la section 4 de la dalle, en fonction de la position longitudinale de la section.....	72
Figure 3.19 Géométrie de la section 1 de la dalle : moment transversal positif	73
Figure 3.20 Comportement mécanique en flexion transversale, section 1.....	74
Figure 3.21 Géométries des sections pour la conception en moment négatif transversal, a) Section 2, b) Section 3.....	75
Figure 3.22 Comportement mécanique en flexion transversale, a) Section 2, b) Section 3.....	76
Figure 3.23 Géométrie de la section 4 – moment longitudinal	76
Figure 3.24 Comportement mécanique en flexion longitudinale, section 4.....	77

Figure 3.25 Conception finale de la poutre, a) Section, b) Vue de profil d'une extrémité	78
Figure 3.26 Section de la poutre NEXT-D (PCI, 2020).....	79
Figure 4.1 Plans des poutres, a) Poutres 1 et 2 - coupe transversale, b) Poutres 1 et 2 - coupe longitudinale de l'extrémité, c) Poutres 3 et 4 - coupe transversale, d) Poutres 3 et 4 - coupe longitudinale de l'extrémité	85
Figure 4.2 Méthode de coulée du BFHP, a) Remplissage du bulbe et de l'âme, b) Remplissage de la dalle	89
Figure 4.3 Production du BFHP, a) Introduction des fibres dans le malaxeur, b) Transport de la gâchée de béton	90
Figure 4.4 Mise en place du BFHP, a) Coulée dans l'âme et le bulbe, b) Coulée dans la partie dalle	90
Figure 4.5 Opérations sur la poutre, a) Coupe des torons, b) Décoffrage de la poutre	91
Figure 4.6 Vides de remplissage, a) Poutre 1, b) Poutre 2	92
Figure 4.7 Montage pour évaluer la résistance en flexion et en cisaillement des poutres précontraintes, a) Schéma, b) Photo	93
Figure 4.8 Trait de scie effectué sur la Poutre 2, a) Découpe, b) Résultat final	95
Figure 4.9 Montage pour évaluer la capacité en flexion de la dalle en moment négatif, a) Schéma, b) Photo	95
Figure 4.10 Montages pour évaluer la résistance en flexion des poutres 3 et 4, a) Schéma de la Poutre 3, b) Schéma de la Poutre 4, c) Photo du montage de la Poutre 4	96
Figure 4.11 Lois contrainte/déformation en traction des différentes armatures	97
Figure 4.12 Essais de traction, a) Géométrie des os, b) Installation dans la presse	100
Figure 4.13 Comportement en traction du BFHP, a) Prépic, b) Postpic	101
Figure 4.14 Comportement en flexion de la Poutre 1, a) Courbe force - flèche, b) Photo de la zone de rupture.....	103
Figure 4.15 Comportement de la Poutre 2, a) Courbe force - flèche, b) Photos de la zone de rupture	104

Figure 4.16 Emplacement des zones de mesure du SCI pour la Poutre 2.....	104
Figure 4.17 Déformations principales des zones SCI 1 et 2 pour la Poutre 2.....	105
Figure 4.18 Détails des fissures de cisaillement pour la Poutre 2.....	106
Figure 4.19 Comportement en flexion de la Poutre 2 expérimentale, a) Courbe moment - flèche, b) Courbe moment - ouverture maximale de fissure de flexion	107
Figure 4.20 Courbe moment longitudinal - ouverture de fissure de flexion maximale dans la dalle de la Poutre 2.....	108
Figure 4.21 Comportement en cisaillement de la Poutre 2, a) Courbe effort tranchant - flèche, b) Courbe effort tranchant - ouverture maximale de fissure de cisaillement	109
Figure 4.22 Comportement de la dalle de la Poutre 2, a) Courbe force - flèche, b) Photos de la zone de rupture.....	111
Figure 4.23 Déformations principales pour la dalle de la Poutre 2, a) Prépic, b) Postpic	112
Figure 4.24 Comportement en flexion de la dalle de la Poutre 2, a) Courbe moment - flèche, b) Courbe moment - ouverture maximale de fissure de flexion	113
Figure 4.25 Comportement en flexion des Poutres 3 et 4, a) Courbe force - flèche, b) Photo de la poutre 3, c) Photo de la Poutre 4	114
Figure 4.26 Emplacement des zones de mesure du SCI, a) Poutre 3, b) Poutre 4	114
Figure 4.27 Déformations principales des zones SCI 1 et 2, a) Poutre 3, b) Poutre 4	115
Figure 4.28 Détails des fissures de cisaillement, a) Poutre 3, b) Poutre 4	116
Figure 4.29 Comportement en flexion des Poutres 3 et 4, a) Courbe moment - flèche, b) Courbe moment - ouverture maximale de fissure de flexion.....	117
Figure 4.30 Comportement en cisaillement des Poutres 3 et 4, a) Courbe effort tranchant - flèche, b) Courbe effort tranchant - ouverture maximale de fissure de cisaillement	118
Figure 4.31 Comparaison de la fissuration pour les Poutres 2, 3 et 4, a) Courbe moment – ouverture maximale de fissure de flexion, b) Courbe effort tranchant – ouverture maximale de fissure de cisaillement.....	119

Figure 5.1 Dimensions des poutres des modèles numériques, a) Demi-section, b) Poutre 2 – flexion longitudinale, c) Poutre 3, d) Poutre 2 – flexion dalle, e) Poutre de pont – flexion longitudinale, f) Poutre de pont – cisaillement.....	123
Figure 5.2 Maillage des poutres, a) Poutres 1 à 3, b) Poutre de pont.....	124
Figure 5.3 Modèle numérique des essais de flexion longitudinale, a) Plaque de chargement, b) Plaque d'appui.....	125
Figure 5.4 Modèle numérique de l'essai de flexion dalle, a) Plaque de chargement, b) Plaque d'appui.....	126
Figure 5.5 Lois de comportement en traction des BFHP choisies pour les modèle numériques, a) Prépïc, b) Postpic.....	128
Figure 5.6 Loi de comportement en traction du BHP pour la zone de faiblesse des poutres, a) Prépïc, b) Postpic.....	129
Figure 5.7 Courbes force - flèche expérimentale et numérique de la Poutre 2	131
Figure 5.8 Patron de fissuration de la Poutre 2 juste avant la rupture, a) Modèle numérique, b) Résultats expérimentaux	132
Figure 5.9 Patron de fissuration de la Poutre 2 juste après la rupture, a) Modèle numérique, b) Photo de la poutre après l'essai	133
Figure 5.10 Ouverture de fissure expérimentale et numérique de la Poutre 2, a) Courbe moment - ouverture maximale de fissure de flexion, b) Courbe effort tranchant - ouverture maximale de fissure de cisaillement	134
Figure 5.11 Mesure numérique et expérimentale des déformations de la Poutre 2, a) Courbe moment - déformation des barres d'armature haute résistance, b) Courbe moment - déformation du béton à la fibre supérieure.....	135
Figure 5.12 Courbes force - flèche expérimentale et numérique de la Poutre 3	136
Figure 5.13 Patron de fissuration de la Poutre 3, a) Modèle numérique, b) Résultats expérimentaux	137

Figure 5.14 Patron de fissuration de la Poutre 3 pour une flèche de 83 mm, a) Modèle numérique, b) Photo de la Poutre après l'essai	138
Figure 5.15 Ouverture de fissure expérimentale et numérique de la Poutre 3, a) Courbe moment - ouverture maximale de fissure de flexion, b) Courbe effort tranchant - ouverture maximale de fissure de cisaillement	139
Figure 5.16 Courbe moment - déformation du béton de la Poutre 3 à la fibre supérieure.....	140
Figure 5.17 Comportement en flexion de la dalle de la poutre P2, modèles numériques et résultats expérimentaux	141
Figure 5.18 Patron de fissuration de la dalle, a) Modèle numérique, b) Données expérimentales	142
Figure 5.19 Ouverture maximale de fissure de flexion expérimentale et numérique de la dalle	143
Figure 5.20 Comportement en flexion des Poutres 2 (expérimental) et 1 (modèle numérique).	144
Figure 5.21 Patron de fissuration des modèles numériques, a) Poutre 1, b) Poutre 2.....	145
Figure 5.22 Comportement en flexion des Poutres 1 (Numérique) et 2 (Expérimentale), a) Courbe moment - flèche, b) Courbe moment - ouverture maximale de fissure de flexion	146
Figure 5.23 Comportement en cisaillement des Poutres 1 (Numérique) et 2 (Expérimentale), a) Courbe effort tranchant - flèche, b) Courbe effort tranchant - ouverture maximale de fissure de cisaillement.....	147
Figure 5.24 Comportement en flexion de la poutre de pont, a) Essai pour évaluer la résistance en flexion, b) Essai pour évaluer la résistance en cisaillement.....	149
Figure 5.25 Patron de fissuration de la poutre de pont à la force maximale de 376 kN, montage centré, a) Extrémité de la poutre, b) Centre de la poutre	150
Figure 5.26 Patron de fissuration de la poutre de pont, montage décentré	150
Figure 5.27 Comportement en flexion de la poutre de pont, a) Courbe moment - flèche, b) Courbe moment - ouverture maximale de fissure de flexion.....	151
Figure 5.28 Comportement en cisaillement de la poutre de pont, a) Courbe effort tranchant - flèche, b) Courbe effort tranchant - ouverture maximale de fissure de cisaillement	152

Figure 6.1 Géométrie modifiée de la poutre de pont, a) Section de la poutre, b) Profil de la poutre	
.....	161

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

BFHP Béton Fibré à Haute Performances

BFUP Béton Fibré à Ultra haute Performance

BHP Béton à Hautes Performances

BO Béton Ordinaire

BRF Béton Renforcé de Fibres

d_b Diamètre de la barre d'armature

SCI Système de Corrélation d'Images

ELS État Limite de Service

ELF État Limite de Fatigue

ELU État Limite Ultime

HR Haute Résistance

M_{elu} Moment de conception à l'ELU-1

M_{els} Moment de conception à l'ELS-1

f'_c Résistance en compression du béton à long terme

f'_{ci} Résistance en compression du béton à court terme

f'_t Résistance en traction du béton à long terme

f'_{ti} Résistance en traction du béton à court terme

L_f Espacement moyen des fissures

l_f Longueur d'une fibre métallique

f_{pi} Force de précontrainte à court terme (avant les pertes)

f_{pe} Force de précontrainte à long terme (après les pertes)

V_{elu} Effort tranchant de conception à l'ELU-1

V_{els} Effort tranchant de conception à l'ELS-1

V_c	Contribution du béton seul à la résistance à l'effort tranchant
V_{fib}	Contribution des fibres à la résistance à l'effort tranchant
V_s	Contribution des étriers à la résistance à l'effort tranchant
V_r	Résistance de la poutre à l'effort tranchant

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A Détails des calculs de conception	167
ANNEXE B Détails des calculs pour le programme expérimental	175
ANNEXE C Essais de caractérisation des barres d'armature	180

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 CONTEXTE

La Ville de Montréal possède de nombreux ponts urbains, comme représenté à la Figure 1.1. Ces ponts présentent parfois une performance en service limitée liée à leur durabilité, principalement à cause de la corrosion des aciers d'armature (Bah et al., 2022). Ainsi, d'après le Ministère des transports et de la mobilité durable (2022), 28.3% des 9913 ponts et ouvrages d'art gérés par le Ministère nécessitaient des travaux d'entretien importants dans les cinq années à venir. De plus, des impacts de camions imprévus peuvent accélérer l'endommagement de la structure. En effet, le dégagement vertical sous les ponts est parfois trop limité pour la circulation des camions, ce qui conduit fréquemment à un endommagement de la semelle inférieure des poutres. Le Journal de Montréal (2021) a par exemple rapporté que trois camions ont heurté le Viaduc des Carrières situé sur l'avenue Papineau entre 2017 et 2021. Or, les solutions à ce problème sont peu nombreuses.



Figure 1.1 Exemple de pont urbain à Montréal

Le soulèvement du pont pour éviter l'endommagement des poutres nécessiterait des travaux très complexes à réaliser en milieu urbain pour l'ajustement du nouveau profil de la chaussée. Il n'est pas non plus possible d'abaisser le niveau de la chaussée sous le pont, car des services publics (égouts, réseau électrique...) sont présents en sous-sol. Il faudrait également abaisser le niveau des fondations, ce qui serait très coûteux. La seule solution restante est de réduire l'épaisseur du tablier du pont, pour augmenter le dégagement vertical sous le viaduc sans changer le profil de la chaussée au-dessus et en-dessous du pont. Un système de dalle sur poutres en acier permettrait de réduire l'épaisseur du tablier, mais n'est pas adapté à ce contexte en raison de l'endommagement important survenant lors d'un impact de véhicule.

De plus, des travaux de réparation en milieu urbain sont complexes car ils nécessitent une gestion du trafic routier environnant, et subissent souvent des délais qui peuvent représenter jusqu'à 30% des coûts des travaux de construction d'après Duchesneau et al. (2011). Il serait donc intéressant d'accélérer les travaux de construction à l'aide de la préfabrication, et d'augmenter la durabilité des éléments pour diminuer les travaux d'entretien. Le but de ce projet est de proposer une solution de remplacement aux poutres de pont endommagées de la ville de Montréal, soit de fournir un système de construction de tablier très rapide d'installation, plus compact pour augmenter le dégagement sous les ponts, et durable. La solution proposée est un tablier composé de poutres en T précontraintes en Béton Fibré à Hautes Performances (BFHP) avec dalle intégrée, et reliées par un joint longitudinal en Béton Fibré à Ultra hautes Performances (BFUP).

La précontrainte permet d'augmenter la performance mécanique des poutres et de diminuer la fissuration en service (Picard, 2001) et apparaît comme une solution pertinente pour ce projet. De plus, la préfabrication en usine permet de mieux contrôler la qualité des éléments et ceux-ci peuvent être produits durant toute l'année, ce qui peut constituer un avantage économique et en temps de production. Toutefois, un des enjeux reste le liaisonnement entre elles des poutres préfabriquées dont la performance mécanique et la durabilité sont essentielles. Cet enjeu serait résolu avec des joints de connexion en BFUP qui permettent de simplifier les détails d'assemblage et ainsi de faciliter les travaux d'installation et d'obtenir un comportement mécanique très performant (Graybeal, B. A., 2011; Marleau, 2017; Verger Leboeuf, 2016).

De nombreux travaux ont également été effectués sur le BFHP ces dernières années à Polytechnique Montréal et démontrent sa pertinence pour produire les poutres précontraintes. Le BFHP possède en effet une très grande ductilité en traction et un excellent contrôle de la fissuration par rapport à un béton non fibré (Charron & Desmettre, 2013). D'après Massicotte et al. (2012), l'utilisation de BFHP dans les poutres précontraintes permettrait les améliorations suivantes :

- Simplifier les aciers d'armature dans la dalle, en ne conservant qu'un seul lit dans le sens transversal et aucun lit dans la direction longitudinale;
- Diminuer la quantité d'étriers dans la poutre;
- Obtenir une faible fissuration en service, ce qui permet de diminuer l'épaisseur de la poutre.

Enfin, il semble pertinent d'intégrer la dalle de roulement dans les ailes de la poutre précontrainte, afin d'accélérer les travaux de construction en chantier. Cette technique permet de relier

directement les poutres avec un joint longitudinal en BFUP lors de la fabrication. Les poutres NEXT, développées aux États-Unis (Culmo & Seraderian, 2010), présentent également un système de poutres précontraintes préfabriquées avec dalle intégrée. L'utilisation des poutres NEXT reliées par un joint en BFUP a démontré la faisabilité d'un tel système en situation réelle (Hess et al., 2020). Cependant, le dimensionnement des poutres NEXT a été fait en considérant du béton non fibré; elles présentent donc une hauteur importante qui ne permet pas de répondre à la problématique de la Ville de Montréal. La combinaison de ce concept de tablier avec du BFHP permettrait certainement de réduire la hauteur du tablier.

Ce projet s'inscrit dans la continuité d'autres travaux de recherche menés à Polytechnique Montréal. De Broucker (2013) a démontré les performances remarquables de poutres précontraintes en BFHP. Faggio (2014) a étudié la forme inférieure de la voûte sous la dalle de poutres avec dalle intégrée afin d'optimiser la répartition des contraintes. Cordoni (2015) a effectué une première version du dimensionnement en flexion longitudinale d'une poutre précontrainte avec dalle intégrée sans validation en laboratoire. Enfin, Faggio (2014); Marleau (2017) et Verger Leboeuf (2016) ont montré l'excellente performance d'un joint de connexion longitudinal en BFUP pour les tabliers de pont. Cependant, aucune étude complète de la conception du nouveau système de tablier jusqu'à sa validation à l'échelle réelle en laboratoire n'a été complétée.

1.2 OBJECTIFS ET PORTÉE

Le but de cette étude est de concevoir une poutre précontrainte en BFHP avec dalle intégrée et joint de connexion longitudinal en BFUP pour des ponts urbains ayant une ou plusieurs travées de 15 m. Les objectifs spécifiques sont les suivants :

- Optimiser la conception d'une poutre d'une hauteur maximale de 700 mm dalle comprise;
- Obtenir des performances en service et une résistance structurale répondant aux exigences du code des ponts;
- Tester en laboratoire des poutres de différentes tailles pour valider les différents aspects de conception;
- Développer un modèle numérique par éléments finis et le valider avec les résultats expérimentaux.

Cette étude s'appuie sur les études expérimentales et numériques réalisées dans la dernière décennie à Polytechnique Montréal et permet de combiner la conception et la validation expérimentale de poutres précontraintes en BFHP avec dalle intégrée et joint de connexion longitudinal en BFUP. Elle permettra de baliser l'utilisation de telles poutres pour le remplacement rapide des ponts urbains, et fournira un dimensionnement complet des poutres.

1.3 MÉTHODOLOGIE

Les étapes suivantes ont été réalisées dans cette étude :

- Identification des exigences de conception des poutres;
- Choix des propriétés du BFHP et des armatures longitudinales, précontraintes ou conventionnelles;
- Conception d'une poutre prototype pour une travée de 15 m avec des outils de conception courants;
- Conception et fabrication de poutres en usine;
- Réalisation des essais sur poutres au laboratoire;
- Conception et validation d'un modèle numérique par éléments finis suite aux résultats expérimentaux;
- Validation des performances de la poutre à l'aide du modèle numérique;
- Modification de la conception des poutres;
- Conclusions et recommandations.

1.4 ORGANISATION DU MÉMOIRE

Ce mémoire est composé de six chapitres. Outre le premier chapitre d'introduction, la revue de la documentation au chapitre 2 présente les concepts pertinents pour ce projet, ainsi qu'un état de l'art des recherches ayant été menées sur des projets similaires. Ensuite, le chapitre 3 sur la conception présente toutes les étapes du dimensionnement de la poutre. Le chapitre 4 présente en détails la campagne expérimentale faite pour valider la conception, et propose une analyse des résultats obtenus. Le chapitre 5 présente les modèles numériques développés ainsi que les résultats obtenus. Enfin, les conclusions et recommandations formulées pour le projet sont proposées au chapitre 6. Des détails supplémentaires concernant la conception et les résultats expérimentaux sont donnés en annexe.

CHAPITRE 2 REVUE DE LA DOCUMENTATION

2.1 BÉTON RENFORCÉ DE FIBRES

2.1.1 Introduction

Le Béton Renforcé de Fibres (BRF) est un matériau composite qui se base sur un principe ancien : renforcer la résistance en traction d'un matériau fragile, en y incorporant des fibres d'un second matériau plus résistant en traction. D'après Hannant (2003), des briques renforcées de brins de paille étaient déjà utilisées il y a 3500 ans. Les brins de paille permettaient notamment de « limiter la fragmentation après la fissuration, d'empêcher l'ouverture des fissures » (Naaman, 2018).

Le béton étant un matériau résistant en compression, mais peu résistant en traction, on chercha rapidement à le renforcer peu après son apparition. En 1855, Joseph Louis Lambot déposa un brevet pour le « Ferciment », qui consiste à couler du ciment sur un treillis métallique (Kind-Barkauskas, 2006). Le ferciment peut être considéré comme l'ancêtre du béton armé. Néanmoins, dans ce type de béton, l'espacement entre les barres d'armature est relativement grand; le renforcement en traction n'est donc pas uniforme.

Les premières idées de béton renforcé à l'aide de fibres, donc de façon continue, apparurent à la fin de 19^e siècle (Naaman, 2018). Néanmoins, un développement à plus grande échelle se mis en place à partir des années 1960. Romualdi et Batson (1963) furent parmi les premiers à essayer de quantifier l'augmentation de résistance en traction du béton en fonction de la taille et de l'espacement des armatures. Ils utilisèrent des armatures de 0.9 mm de diamètre au minimum, espacées de 5 mm; un treillis d'armatures aussi fin est semblable à des fibres. Ils constatèrent une augmentation de la résistance à la traction et à la fissuration avec la diminution de l'espacement des armatures. Ces travaux, parmi d'autres, motivèrent le développement des BRF.

Actuellement, de nombreux types de fibres différents existent. Les fibres peuvent être en matière plastique, en métal, en carbone, en verre, ou encore en matières naturelles (noix de coco, bambou ou chanvre par exemple) (Charron, 2021). Les propriétés des fibres (module, résistance maximale) influencent beaucoup les propriétés du béton composite obtenu. Différentes formes de fibres existent également, notamment des fibres droites, ondulées, ou avec des crochets aux extrémités, comme illustré à la Figure 2.1. Le but de ces formes variées est de maximiser l'ancrage des fibres dans le béton par une action mécanique.

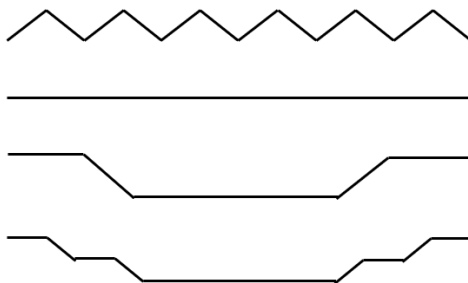


Figure 2.1 Différentes formes de fibres

Dans la suite de cette revue, deux types de BRF avec fibres en acier seront analysés plus en détail : le BFHP (Béton Fibré à Hautes Performances) et le BFUP (Béton Fibré à Ultra hautes Performances). Des comparaisons seront souvent faites avec du BO (Béton Ordinaire) et du BHP (Béton à Hautes Performances), qui ont une composition similaire au BFHP mais sans les fibres. Le rapport E/L (eau sur liant) désignera le rapport entre la masse d'eau et la masse totale de ciment et d'ajouts minéraux du mélange. Le pourcentage de fibres désignera toujours le rapport du volume de fibres par rapport au volume total du mélange. Les informations suivantes proviennent en grande partie du cours Technologie du Béton (Charron, 2021).

2.1.2 Composition

Le BFHP est composé d'une matrice cimentaire de haute résistance en compression (50 à 100 MPa), à laquelle est ajoutée une faible quantité de fibres de grandes dimensions, typiquement de 0.5% à 1.5% (Tordjman, 2012). La matrice a une composition de béton à hautes performances, avec un faible rapport E/L (0.3 à 0.4), elle contient donc des ajouts minéraux et/ou des adjuvants pour obtenir une grande résistance.

Le BFUP est composé d'une matrice cimentaire de très haute résistante (plus de 120 MPa) à laquelle est ajoutée une grande quantité de fibres de petites dimensions, typiquement de 1% à 6%. La matrice de rapport E/L très faible (0.15 à 0.25), comporte une grande quantité d'ajouts minéraux, et généralement seulement du sable ou avec des granulats de petit diamètre de 6 mm maximum (Baby, 2012). Le BFUP est ainsi plus semblable à un mortier.

2.1.3 Comportement mécanique

2.1.3.1 Comportement en traction

Le comportement mécanique du BFHP et du BFUP est décrit dans les sections suivantes. Les paramètres f'_t et f'_c désigneront respectivement la résistance maximale en traction uniaxiale et en compression uniaxiale du béton.

Un béton non renforcé de fibres a un comportement très fragile lorsqu'il est soumis à un chargement en traction uniaxiale. Deux étapes de chargement peuvent être observées, et sont illustrées à la Figure 2.2.

- Étape 1 :
 - De 0 à 40% de f'_t , le béton a un comportement élastique, les fissures ne se développent pas encore;
 - De 40% à 90% de f'_t , des microfissures, non visibles à l'œil nu, se développent partout dans le béton;
 - De 90% à 100% de f'_t , une macrofissure, visible à l'œil nu, se localise. Seulement cette macrofissure s'ouvre, les microfissures arrêtent de se développer.
- Étape 2 : Dès que la résistance maximale est atteinte, la macrofissure s'ouvre et la résistance est réduite à zéro rapidement. La rupture est très fragile.

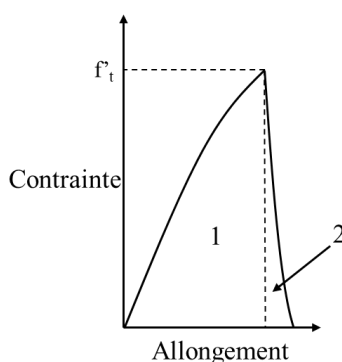


Figure 2.2 Comportement en traction d'un béton non fibré

Le BFHP a le comportement en traction beaucoup plus ductile en postpic, qui est illustré à la Figure 2.3.

- Étape 1 : De 0 à 100% de f'_t , le BFHP se comporte comme un béton non fibré. En effet, les grandes fibres ne changent pas la propagation des microfissures;
- Étape 2 : Quand f'_t est atteinte et qu'une macrofissure se localise, les fibres vont entrer en action et « coudre » la macrofissure, et ainsi empêcher son ouverture. Le comportement postpic sera beaucoup plus ductile.

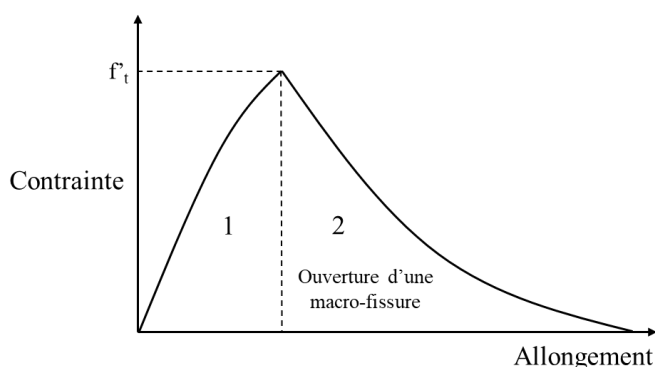


Figure 2.3 Comportement en traction d'un BFHP

Les fibres du BFHP n'augmentent donc pas sa résistance en traction, mais augmentent sa ductilité en postpic et permettent un meilleur contrôle de l'ouverture des fissures. Dans une structure en BFHP, la somme de l'ouverture des fissures est la même que celle d'une structure en BO ou BHP, mais les fissures sont plus nombreuses et donc plus petites.

Enfin, le BFUP comportant un dosage en fibres suffisant présente un comportement différent en prépic et en postpic, comme illustré à la Figure 2.4.

- Étape 1 : De 0 à 100% de f'_t , le BFUP se comporte comme un béton non fibré et comme un BFHP jusqu'à la fissuration de la matrice dont la résistance à la fissuration est nettement supérieure à celle des autres bétons proportionnellement à la résistance en compression;
- Étape 2 : Les petites fibres du BFUP gênent la progression et l'ouverture des microfissures qui se développent dans la matrice ce qui permet au matériau d'atteindre des contraintes moyennes qui excèdent celle associée à la fissuration de la matrice. Une nouvelle phase, dite d'écrouissage, apparaît donc. Lors de cette phase, la résistance en traction continue d'augmenter. Cette phase d'écrouissage permet également d'atteindre des valeurs de

déformation beaucoup plus grandes que pour un BFHP. Cette condition perdure tant que la force transmise par les fibres peut croître sans que celles-ci ne s'extirpent du béton;

- Étape 3 : Lorsque l'ancrage des fibres dans la matrice atteint sa résistance maximale, il se forme alors une macrofissure associée à une perte de résistance en traction du matériau. L'ouverture de cette fissure localisée suit un comportement similaire à celui d'un BFHP en postpic.

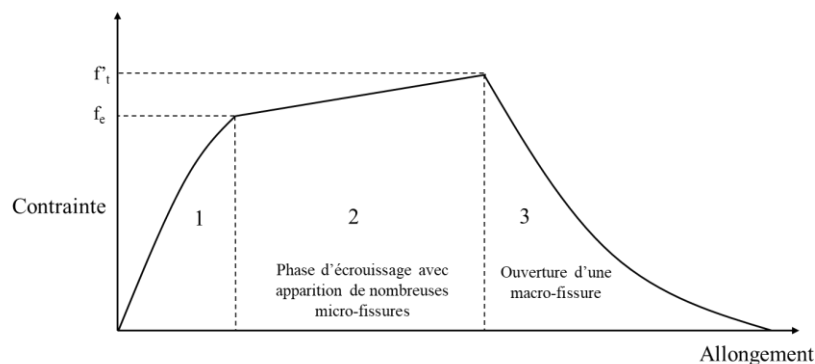


Figure 2.4 Comportement en traction d'un BFUP

Les fibres du BFUP augmentent donc sa résistance en traction, augmentent sa ductilité en prépic et en postpic, et diminuent considérablement l'ouverture des fissures dans le matériau.

Charron et Desmettre (2013) ont comparé le comportement en traction de quatre catégories de bétons : un BO de résistance $f'_c = 20$ à 40 MPa, un BHP de résistance $f'_c = 50$ à 90 MPa, un BFHP à 1% de fibres et de même résistance, et un BFUP à 4% de fibres de résistance $f'_c = 120$ à 180 MPa. Les courbes contrainte – déformation et contrainte – ouverture de fissure sont présentées à la Figure 2.5.

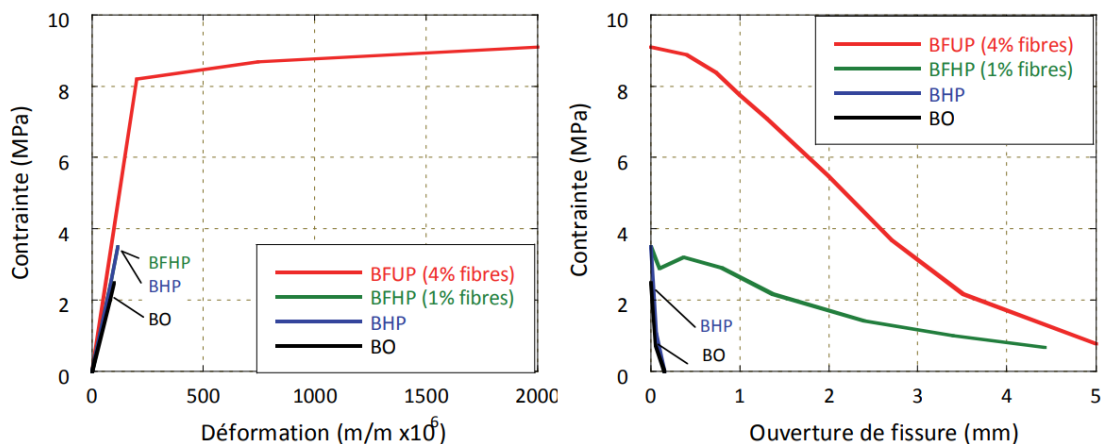


Figure 2.5 Comportement en traction de 4 catégories de béton (Charron & Desmettre, 2013)

Les caractéristiques exceptionnelles du BFUP sont visibles lors du comportement prépic. Selon la composition du mélange, la phase écrouissante permet d'atteindre des valeurs très élevées de déformation au pic (de 1000 à 6000 $\mu\text{m}/\text{m}$) et de contrainte maximales de 9 à 16 MPa. En comportement postpic, les deux bétons fibrés présentent une grande ductilité, alors que les bétons non fibrés présentent une rupture fragile.

2.1.3.2 Impact de l'orientation des fibres

L'orientation des fibres dans le béton a un grand impact sur son comportement en traction. Plusieurs études ont cherché à quantifier l'effet de l'orientation des fibres sur le comportement en traction du BRF. Mudadu et al. (2018) ont étudié le comportement en traction uniaxiale de spécimens en BFR présentant différentes orientations de fibres. Les spécimens étaient des petites poutres de section $150 \times 150 \text{ mm}$ et de longueur 550 mm. Le béton utilisé était un BRF de résistance nominale $f'_c = 55 \text{ MPa}$ et avec une quantité de fibres de 0.5%. Deux méthodes de coulée ont été utilisées : une méthode « horizontale » qui a eu tendance à aligner les fibres parallèlement au spécimen, donc perpendiculairement au plan de fissuration, et une méthode « verticale » qui a eu tendance à les aligner parallèlement à la direction de la fissure. Ils ont ensuite testé les poutres en flexion 3 points, puis ont déterminé les lois de comportement en traction du matériau par analyse inverse. Ces lois sont présentées à la Figure 2.6.

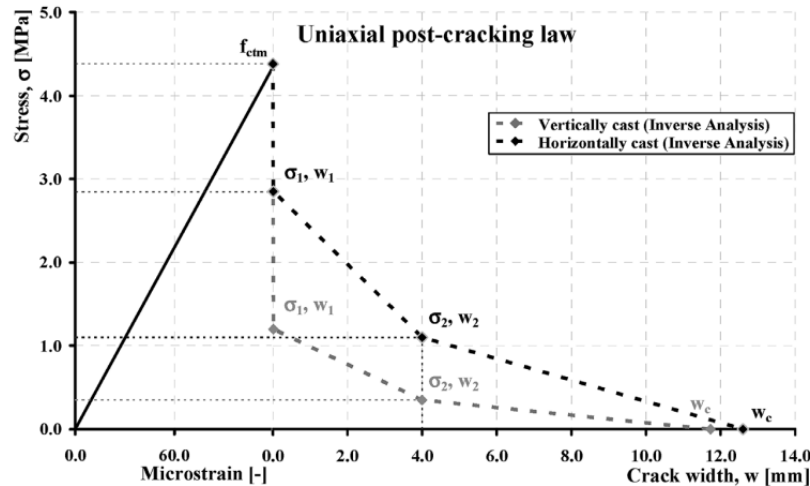


Figure 2.6 Loi de traction uniaxiale du BRF (Mudadu et al., 2018)

Lorsque les fibres sont alignées verticalement (parallèles à la fissure), la résistance postpic du matériau est 58% plus faible par rapport au cas où les fibres sont alignées horizontalement. L'orientation des fibres a donc un impact considérable sur la résistance du BRF en postpic.

Doyon-Barbant et Charron (2018) ont cherché à mesurer de façon quantitative l'impact de l'orientation des fibres sur le comportement en traction du BRF. Ils ont utilisé un BFHP de résistance $f'_c = 106$ MPa et avec une quantité de fibres de 1%. Ils ont fabriqué une dalle de 150 mm d'épaisseur, pour induire une orientation des fibres grâce à l'écoulement du béton. Ils ont ensuite carotté des cylindres dans la dalle selon différents angles, afin d'obtenir des orientations de fibres différentes. Les cylindres ont ensuite été testés en traction directe. L'orientation des fibres a enfin été mesurée en découpant des tranches de cylindre, puis en analysant la forme elliptique de la section des fibres coupées. Dans ces mesures, plus la section d'une fibre est elliptique, plus cela correspond à une fibre inclinée. Le coefficient α , correspondant au cosinus de l'angle d'inclinaison, a été utilisé. $\alpha = 1$ correspond à des fibres perpendiculaires au plan de rupture, alors que $\alpha = 0$ identifie des fibres parallèles au plan. La Figure 2.7 présente la contrainte dans les cylindres, moyennée pour chaque orientation de fibre, en fonction de l'ouverture de fissure.

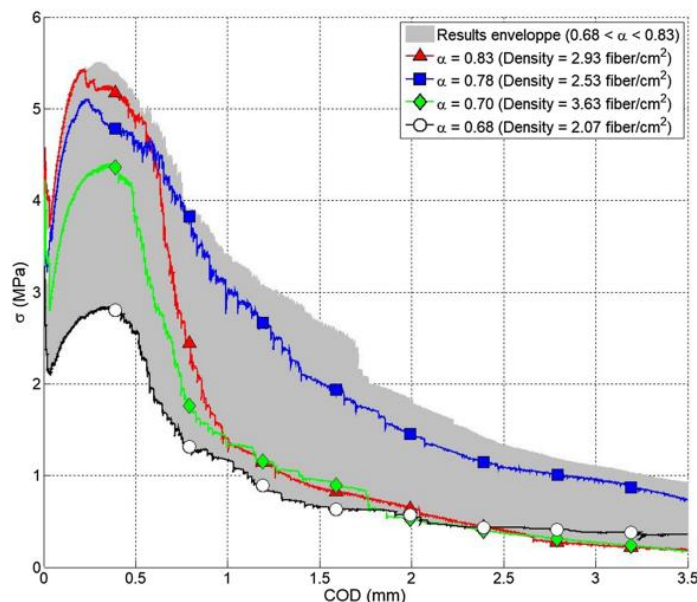


Figure 2.7 Tests de traction uniaxiale (Doyon-Barbant & Charron, 2018)

Là encore, plus le coefficient α diminue, ce qui revient à avoir des fibres orientées de façon moins favorable, plus la résistance en postpic diminue. Par exemple, la résistance en traction en postpic est environ deux fois moins grande pour $\alpha = 0.68$ par rapport à $\alpha = 0.83$.

L'orientation des fibres est donc un enjeu essentiel, qui peut très fortement impacter la résistance postpic du BRF et les propriétés écrouissante du BFUP. Des facteurs de réduction seront utilisés pour les lois de traction des BRF, afin de tenir compte de la moins bonne orientation des fibres dans un vrai spécimen par rapport à un spécimen de test.

2.1.3.3 Comportement en compression

Comme pour le comportement en traction, le béton présente un régime prépic et postpic lorsqu'il est soumis à une compression uniaxiale. Les fibres du BRF permettent d'augmenter la ductilité du béton en régime postpic, mais ne changent pas le comportement prépic. Cette augmentation de ductilité est très utile pour les bétons à haute performance. En effet, plus la matrice d'un béton est résistante à la compression, plus sa rupture en compression sera fragile. Les fibres contribuent à améliorer la ductilité en compression.

Cet effet a été analysé par Boulekbache et al. (2009). Ils ont analysé le comportement en compression de trois bétons de résistance à la compression différentes : un BO ($f'_c = 29$ MPa), un

BAP (Béton Autoplaçant) ($f'_c = 61$ MPa), et un BHP ($f'_c = 82$ MPa). À chaque fois, une version fibrée (BOF, BAPF et BHPF) a été produite en rajoutant 0.5% de fibres au mélange.

Les résultats des tests en compression sont présentés à la Figure 2.8. Les fibres permettent un grand gain de ductilité, notamment pour le BAP et le BHP qui sont très fragiles sans l'ajout de fibres. De plus, les auteurs constatent une faible baisse de la résistance en compression (entre 5% et 7%) lors de l'ajout des fibres. Selon eux, cette légère baisse provient des défauts supplémentaires créés par les fibres dans la matrice.

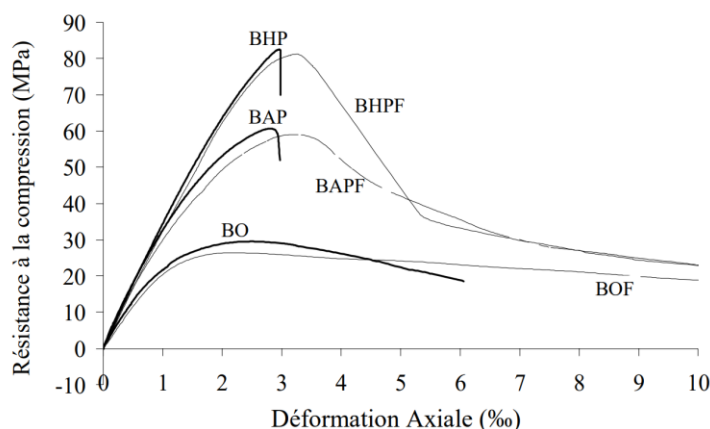


Figure 2.8 Comportement en compression de différents bétons (Boulekbache et al., 2009)

Les fibres permettent ainsi d'augmenter la ductilité en compression, notamment pour les bétons à haute performance. Cette ductilité sera par exemple utile pour éviter un éclatement du béton lors d'une rupture en compression.

2.1.4 Durabilité

2.1.4.1 Indices de durabilité de la matrice

La durabilité d'un ouvrage dépend essentiellement de la pénétration d'agents agressifs au sein du béton. Charron et Desmettre (2013) ont étudié des indicateurs de durabilité caractérisant la perméabilité, la diffusion et l'absorption de BO, BHP, BFHP et BFUP, en condition fissurée et non fissurée.

En condition non fissurée, la résistance à la pénétration d'agents agressifs dépend essentiellement de la matrice cimentaire. Les indicateurs de durabilité utilisés sont la perméabilité à l'air et à l'eau, le coefficient de diffusion effectif, et la sorptivité qui est une mesure de l'absorption. Logiquement,

il n'y a pas de différence constatée entre le BHP et le BFHP lorsqu'ils ont la même matrice cimentaire. Néanmoins, ces deux bétons ont des indicateurs de durabilité de trois à dix fois plus faibles que le BO qui a une matrice moins dense. Le BFUP, qui a une matrice cimentaire beaucoup plus dense, présente des indicateurs de durabilité au moins 100 fois plus faibles que ceux du BO. Sa durabilité à l'état non fissuré est donc beaucoup plus grande que celle des autres bétons.

En conditions fissurées, la durabilité dépend principalement de la pénétration d'agents agressifs par les fissures. Charron et Desmettre (2013) ont utilisé pour leur étude des spécimens armés et fissurés en BO, BFHP et BFUP. Les indicateurs de durabilité utilisés sont la perméabilité à l'air et à l'eau. Par rapport à du BO, le BFHP a un coefficient de perméabilité à l'eau 3 fois plus faible, et le BFUP un coefficient 1000 fois plus faible pour un niveau de contraintes équivalent dans les armatures. L'augmentation de durabilité est donc significative pour le BFHP et exceptionnelle pour le BFUP. Cela est particulièrement intéressant pour un ouvrage soumis à de la fissuration en condition de service.

2.1.4.2 Corrosion des fibres

Les fibres en acier présentent un risque de corrosion, qui pourrait alors diminuer leurs capacités mécaniques. Naaman (2018) a analysé plusieurs études sur ce sujet. Des spécimens en BRF à 2% de fibres ont été exposés à des cycles de mouillage / séchage dans une solution à 3.5% de chlorure de sodium. Les deux phases étaient d'une durée de 3 jours chacune, et les cycles ont été appliqués pendant une durée totale de 10 mois.

En condition non fissurée, la perte de propriétés mécaniques due à la corrosion des fibres est faible après 10 mois d'exposition, pour les spécimens présentant une épaisseur supérieure à 100 mm.

Marcos-Meson et al. (2018) ont également analysé plusieurs études portant sur la corrosion des fibres, notamment en condition fissurée. Des spécimens fissurés ont été exposés pendant 5 à 20 ans à des conditions réelles agressives, par exemple des éclaboussures d'eau de mer. D'autres spécimens ont été exposés pendant 3 ans à ces cycles de mouillage séchage dans une solution de 3% à 5% de chlorure de sodium et de chlorure de calcium, très agressive. Dans les deux cas, la dégradation du béton est faible pour une ouverture de fissure inférieure à 0.2 mm.

Ainsi, la corrosion des fibres du BRF ne semble pas un problème tant que l'ouverture de fissure reste inférieure à 0.2 mm. Or, cette valeur est supérieure à la limite de 0.15 mm imposée par le code CSA S6 (2014) pour l'ouverture de fissure d'une poutre précontrainte en condition de service

exposée à un environnement agressif. La poutre développée dans ce projet ne devrait donc pas être impactée par un problème de corrosion des fibres, même à long terme.

2.1.5 Conclusion sur le BRF

En conclusion, le BRF procure les avantages suivants :

- Un meilleur contrôle de la fissuration, qui permet notamment une grande durabilité;
- De meilleures performances mécaniques, qui sont notamment utiles pour diminuer la quantité d'armatures dans les éléments structuraux;
- Une meilleure ductilité.

Le BFUP est un cas particulier qui offre des performances exceptionnelles, mais pour un coût élevé. Il pourra être utile dans des éléments soumis à de fortes contraintes ou des conditions d'exposition très sévères, par exemple des joints de connexion ou des éléments minces.

2.2 JOINTS DE CONNEXION EN BFUP

Pour relier des éléments préfabriqués dans un ouvrage, des joints en béton sont utilisés la plupart du temps. Des efforts importants transitent par les joints, qui peuvent s'endommager rapidement. Avec du béton normal, les joints nécessitent des longueurs de chevauchement longues. L'utilisation de joints en BFUP, aux propriétés mécaniques exceptionnelles, est devenue au cours des dernières années une application courante qui permet de réduire considérablement la longueur des joints de chevauchement. Dans le cadre de ce projet, les poutres sont reliées par un joint longitudinal, c'est-à-dire que le joint est parallèle au sens de circulation. Plusieurs travaux menés à Polytechnique Montréal (Faggio, 2014; Marleau, 2017; Verger Leboeuf, 2016) et ailleurs (Graybeal, B. A., 2011) ont montré la faisabilité et la performance d'un joint longitudinal en BFUP.

2.2.1 Propriétés d'un joint de connexion

Un joint froid en béton est coulé entre deux éléments en béton déjà fabriqués. Dans le cas d'un joint en BFUP entre deux dalles préfabriquées, les caractéristiques géométriques sont illustrées à la Figure 2.9.

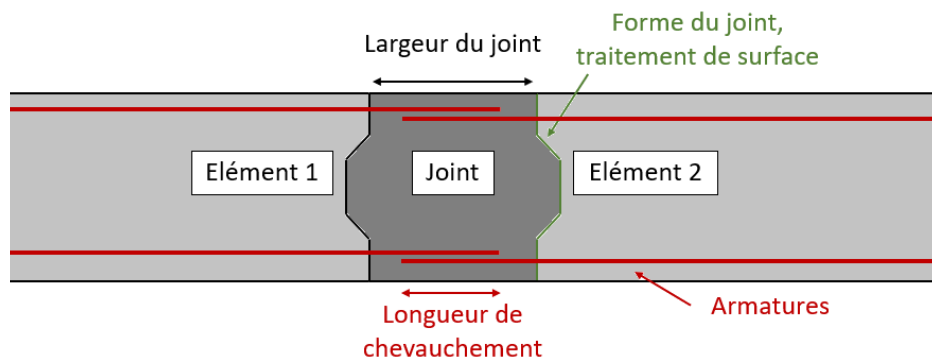


Figure 2.9 Géométrie d'un joint en BFUP

Les propriétés permettant de caractériser le joint sont :

- Le béton utilisé pour fabriquer le joint : les joints sont habituellement réalisés en BO, mais cette partie décrit des joints en BFUP;
- La largeur du joint : il s'agit de l'espacement entre les deux éléments préfabriqués. Elle est souvent d'environ 200 mm (Faggio, 2014);
- La longueur de chevauchement : pour la réalisation d'un joint, des barres d'armature doivent dépasser des éléments afin de permettre un chevauchement, et donc une continuité de l'armature dans la structure. La longueur de chevauchement s'exprime en multiple du diamètre de la barre d'armature d_b . Elle est souvent d'environ $10 d_b$ (Graybeal, B. A., 2011);
- La forme du joint : la forme du joint peut être modifiée pour augmenter la surface de contact, l'adhérence et l'interconnexion. Une forme trapézoïdale est souvent utilisée (Graybeal, B., 2010; Verger Leboeuf, 2016);
- Le traitement de surface : Il est possible de réaliser un traitement de surface afin d'augmenter de façon mécanique l'adhérence du joint (Marleau, 2017). Par exemple, un retardateur de prise peut être utilisé pendant la fabrication pour augmenter de façon mécanique l'adhérence du joint.

2.2.2 Comportement des joints de connexion

Plusieurs travaux ont étudié des joints de connexion en BFUP. Les travaux de Faggio (2014); Marleau (2017); Verger Leboeuf (2016) (Polytechnique) et Graybeal, B. A. (2011) seront analysés dans cette section. À chaque fois, deux dalles préfabriquées reliées par un joint en BFUP ont été

testées en flexion. Les paramètres variables selon les études étaient le matériau de la dalle, la longueur de chevauchement des barres d'armature dans le joint, la forme du joint, le traitement de surface et le type de chargement (cyclique et/ou monotonique). Les différentes configurations expérimentales sont présentées au Tableau 2.1. Les résultats seront ensuite détaillés pour chaque étude.

Tableau 2.1 Configurations de joints des projets précédents

Projet	Faggio	Verger Leboeuf	Marleau	Graybeal
Matériau de la dalle	BFHP	BFHP	BHP et BFHP	BHP
Matériau du joint	BFUP	BFUP	BO et BFUP	BFUP
Longueur de chevauchement	$10 d_b$	$7.5 d_b$ et $5.75 d_b$	$10 d_b$	$9.4 d_b$
Forme du joint	Droit	Trapézoïdal, fermé en dessous	Trapézoïdal	Trapézoïdal
Traitement de surface	Aucun	Granulats exposés	Granulats exposés	Aucun
Type de chargement	Ultime	Fatigue	Ultime	Fatigue

Faggio (2014) a étudié un joint en BFUP entre deux dalles en BFHP, avec une longueur de chevauchement de $10 d_b$, une forme droite et aucun traitement de surface. Des dalles de références en BFHP sans joint ont également été testées. Les spécimens ont été chargés en flexion 4 points jusqu'à l'ultime. Un schéma d'une dalle avec joint est présenté à la Figure 2.10.

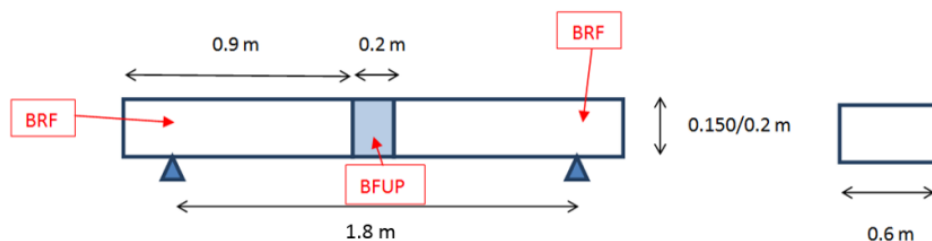


Figure 2.10 Spécimen de test (Faggio, 2014)

Les dalles ont montré un très bon comportement. Les critères de résistance à l'ultime et de fissuration en service du code CSA S6 (2014) ont toujours été respectés. De plus, la fissuration a toujours été plus faible dans la dalle avec joint que dans la dalle sans joint. Dans les spécimens avec joint, les fissures sont apparues au niveau de l'interface droite sans traitement de surface; il

s'agit d'une « zone de faiblesse où se concentrent les contraintes ». Dès que de la fissuration apparaît, elle se localise au niveau de l'interface, ce qui ne permet pas d'exploiter au maximum les propriétés mécaniques de la dalle et du joint. Un traitement de surface ou une forme de joint non droite semblent ainsi pertinents. De plus, il est important de considérer du béton non fibré au niveau du joint pour la conception. En effet, les fibres ne traversant pas le joint, la résistance au niveau de l'interface est déterminée par la matrice cimentaire (sans les fibres) et par les barres d'armatures, comme pour du béton armé ordinaire.

Verger Leboeuf (2016) a montré l'excellente performance des joints transversaux dans son projet de recherche, et a également mené une étude exploratoire pour déterminer la longueur minimale de chevauchement dans un joint en BFUP. Il a étudié pour cela des dalles en BFHP, reliées par un joint trapézoïdal avec granulats exposés. La longueur de chevauchement était de $7.5 d_b$ et $5.75 d_b$. Les dalles ont été testé en fatigue avec un chargement cyclique en flexion 4 points, puis chargées jusqu'à l'ultime. Un schéma du dispositif expérimental est présenté à la Figure 2.11.

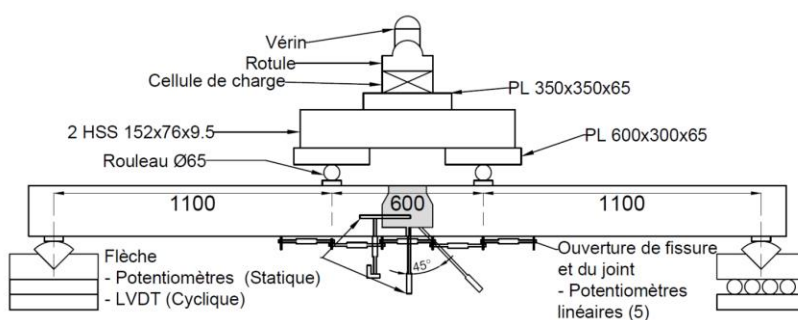


Figure 2.11 Montage expérimental (Verger Leboeuf, 2016)

Le joint avec chevauchement de $7.5 d_b$ a respecté les critères d'ouverture de fissure en service et de résistance à l'ultime, après un chargement cyclique. Cependant, il a montré une faible ductilité en postpic. Le joint de $5.75 d_b$ n'a pas respecté les conditions d'ouverture de fissure en phase de service, mais a atteint une résistance suffisante à l'ultime. Il a également montré une faible ductilité. Ainsi, une longueur de chevauchement inférieure à $7.5 d_b$ est trop faible pour obtenir une ductilité et une ouverture de fissure satisfaisantes.

Marleau (2017) a étudié un joint en BFUP entre deux dalles en BFHP ou en BHP, avec une longueur de chevauchement de $10 d_b$, une forme trapézoïdale et des granulats exposés. Il a également comparé les résultats avec des dalles de référence reliées par un joint en BO avec une

longueur de chevauchement de 600 mm, et avec des dalles sans joint. Les spécimens ont été chargés en flexion 4 points, et ont été testés en fatigue et à l'ultime. Une photo du montage expérimental est présentée à la Figure 2.12.

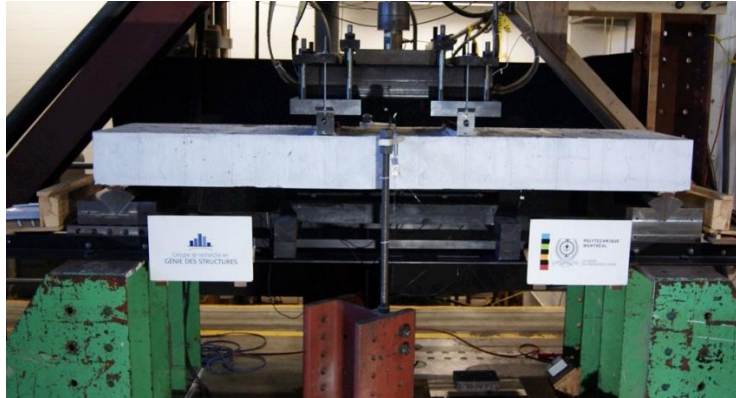


Figure 2.12 Montage expérimental (Marleau, 2017)

Les joints en BFUP ont montré des performances excellentes. Les critères d'ouverture de fissure et de résistance à l'ultime ont toujours été respectés. Les joints en BFUP ont eu une résistance à la rupture équivalente au joint en BO avec un chevauchement de 600 mm et à une dalle continue sans joint. De plus, l'utilisation de BFHP dans la dalle par rapport à du BHP permet de diminuer les flèches, d'augmenter la résistance à l'ultime et d'augmenter la durabilité de la partie dalle.

Enfin, Graybeal, B. A. (2011) a étudié deux dalles en BHP reliées par un joint trapézoïdal en BFUP, sans traitement de surface et avec un chevauchement de $9.4 d_b$. Le spécimen a été chargé en flexion 3 points sur un côté du joint, avec un dispositif de chargement reproduisant l'empreinte d'un pneu de camion. Un chargement cyclique a été effectué sur 11.5 millions de cycles, en augmentant progressivement la charge de 8.9 kN à 177.9 kN. Un schéma du montage expérimental est présenté à la Figure 2.13.

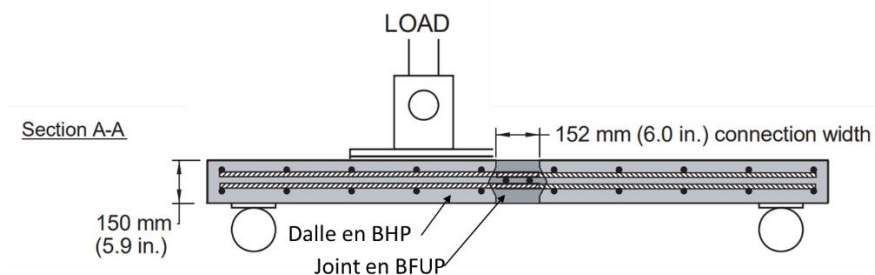


Figure 2.13 Dispositif de test expérimental (Graybeal, B. A., 2011)

Les résultats obtenus sont très satisfaisants. Pour un chargement inférieur à 95 kN, les chargements répétés n'ont pas changé le comportement de la structure ni l'ouverture de fissure, ce qui démontre un bon contrôle de la fissuration. De plus, les barres d'armature ont rompu en fatigue pour une charge élevée, ce qui montre que le chevauchement est suffisant pour transmettre les efforts entre les barres. Cette étude confirme donc l'excellente performance d'un joint de connexion longitudinal en BFUP avec un chevauchement proche de $10 d_b$.

2.2.3 Conclusion

Ainsi, un joint en BFUP permet de relier efficacement deux dalles préfabriquées dans le sens transversal et longitudinal, avec une largeur de joint et une longueur de chevauchement des armatures très faibles par rapport à un joint en béton ordinaire. Dans le cadre de ce projet, il semble pertinent d'utiliser un joint en BFUP avec une forme trapézoïdale, des granulats exposés et un chevauchement des armatures de $10 d_b$. De plus, du béton non fibré sera considéré pour le calcul de la résistance au niveau du joint.

2.3 BÉTON PRÉCONTRAINTE

2.3.1 Principe de la précontrainte

La précontrainte se définit comme « un traitement mécanique qui consiste à produire dans un matériau [...] des contraintes contraires à celles produites par les charges qui le solliciteront » (Picard, 2001). Le béton étant un matériau résistant en compression mais peu en traction, la précontrainte du béton vise à induire des efforts de compression dans les zones qui seront soumises à des efforts de traction.

La précontrainte de poutres en béton s'effectue à l'aide de torons ou de barres d'armature à haute résistance. La composition des torons à faible relaxation est souvent similaire. Ils sont souvent composés de 7 fils d'acier à haute teneur en carbone et à résistance élevée afin de répondre aux propriétés mécaniques finales désirées (ArcelorMittal, 2020). En effet, la résistance minimale en traction exigée dans la conception est de 1860 à 1900 MPa, afin de résister aux efforts de précontrainte.

Deux principaux types de précontrainte existent selon Picard (2001) : la prétension et la post-tension. Pour la précontrainte par prétension, les torons de précontrainte traversant le coffrage sont d'abord tendus à chaque extrémité à l'aide d'un vérin (Figure 2.14). Le béton est ensuite coulé dans le coffrage. Lorsque le béton a durci et est suffisamment résistant, les torons sont coupés aux extrémités et l'effort de précontrainte est transmis au béton. Ces torons sont dits adhérents.



Figure 2.14 Mise en tension des torons à l'usine BPDR

Lors de la post-tension, les torons sont placés dans une gaine vide dans le coffrage. Ils peuvent être insérés dans la gaine avant ou après la coulée du béton. Lorsque le béton a durci, les torons sont mis en tension et retenus grâce à un appui sur le bord de la poutre. La gaine peut alors être remplie de béton ou mortier pour rendre le toron adhérent. Sinon, le toron est dit non adhérent.

Un toron gainé non adhérent a l'avantage d'être protégé de la corrosion par la gaine qui l'entoure. Cependant, le transfert des efforts se fait uniquement aux extrémités de la poutre, et non de façon continue comme avec un toron adhérent. Cela peut conduire à un moins bon contrôle de la fissuration (Picard, 2001). En outre, la gaine non remplie est susceptible d'infiltration d'eau, le toron n'est alors plus protégé de la corrosion.

2.3.2 Principe de conception

2.3.2.1 Critères du code CSA-S6 :19

Une poutre précontrainte est soumise aux efforts suivants : son poids propre, une charge permanente additionnelle, une charge vive et une force de précontrainte. Pour une poutre simplement supportée, le poids propre, la charge permanente additionnelle et la charge vive créent des contraintes de compression en fibre supérieure de la poutre, et de traction en fibre inférieure. La précontrainte s'oppose à ces contraintes, et crée une contrainte de compression en fibre inférieure, et de traction en fibre supérieure. Le dimensionnement en précontrainte vise à s'assurer que les contraintes de compression et de traction dans la poutre restent dans les limites définies par le code à toutes les étapes de fabrication et d'utilisation de la poutre.

Les critères du code pour les efforts dans la poutre se basent sur la résistance en compression et en traction du béton à deux moments du cycle de vie : au transfert de la précontrainte et à long terme.

- Le transfert désigne le moment où les torons sont séparés du dispositif de retenue, et où la force de précontrainte est transférée à la poutre. Il intervient généralement 18 à 72h après la coulée de l'élément;
- Le long terme commence lorsque la poutre est installée sur l'ouvrage, que le béton est mature et que toutes les pertes de précontrainte ont eu lieu.

Les notations suivantes seront utilisées :

- f'_c : résistance en compression du béton à long terme;
- f'_{ci} : résistance en compression du béton à court terme;
- f'_t : résistance en traction du béton à long terme;
- f'_{ti} : résistance en traction du béton à court terme;
- f_{pi} : force de précontrainte à court terme (avant les pertes);
- f_{pe} : force de précontrainte à long terme (après les pertes).

Les critères de conception fixés par le code CSA S6 (2019) sont présentés au Tableau 2.2.

Tableau 2.2 Critères de conception de précontrainte, d'après le code CSA S6 (2019)

Étape	Transfert	Long terme, sans charge de service	Long terme, ELS-1
Charge considérée	Poids propre uniquement	Poids propre et charge permanente additionnelle	ELS-1
Force de précontrainte	f_{pi}	f_{pe}	f_{pe}
Critère fibre tendue	$\sigma < 0.5f'_{ti}$	$\sigma < f'_t$	$\sigma < f'_t$
Critère fibre comprimée	$\sigma < 0.6f'_{ci}$	$\sigma < 0.45f'_c$	$\sigma < 0.6f'_c$

Ainsi, la conception en précontrainte se résume souvent au dilemme suivant : maximiser la compression à la fibre inférieure en phase de service, sans pour autant provoquer trop de traction à la fibre supérieure lors de la fabrication de la poutre. De plus, les efforts varient le long de la poutre, selon que l'on situe plus ou moins proche des appuis. Les efforts de précontrainte sont souvent nécessaires au centre de la poutre, là où le moment de flexion est le plus élevé, mais provoquent beaucoup de traction à la fibre supérieure aux extrémités de la poutre. Plusieurs stratégies d'optimisation de la force de précontrainte peuvent être mises en œuvre :

- Optimiser la forme du câble de précontrainte, en le relevant au niveau des appuis;
- Ne pas appliquer de précontrainte aux extrémités de la poutre, grâce à une gaine empêchant l'adhérence du toron;
- Utiliser de la post-tension, c'est-à-dire tendre des torons dans la poutre après l'installation, lorsque les charges permanentes additionnelles sont appliquées et que le béton est mature;
- Ajouter des torons en partie supérieure de la poutre.

Lorsque la contrainte de traction à long terme n'est pas respectée à la fibre inférieure, de la fissuration peut apparaître en phase de service, comme dans une poutre en béton armé. La poutre présente alors une précontrainte partielle. Dans ce cas, le code CSA S6 (2014) impose une contrainte sur l'ouverture de fissure en phase de service, qui est présentée au Tableau 2.3. Compte tenu des conditions environnementales de la ville de Montréal et de l'utilisation de sels de déverglaçage (Bah et al.), un critère de 0.15 mm sera utilisé dans ce projet de recherche.

Tableau 2.3 Critère de fissuration pour la précontrainte partielle (CSA S6, 2014)

Type d'exposition	Valeur maximale d'ouverture de fissure (mm)
Agressive	0.15
Autre	0.20

Le critère du code CSA S6 (2014) a été utilisé car il peut facilement être vérifié expérimentalement en mesurant l'ouverture de fissure en condition de service. Cependant, il serait également possible d'effectuer la conception selon le code CSA S6 (2019), qui impose un critère sur la contrainte maximale permise dans le lit inférieur d'armatures de flexion.

2.3.2.2 Pertes de précontrainte

La perte de précontrainte désigne la diminution de la contrainte de traction dans les torons de précontrainte au cours du temps (CPCI, 2017). D'après le code CSA A23.3 (2019), la perte de précontrainte peut provenir des causes suivantes :

- Glissement de l'ancrage des torons;
- Déformation élastique du béton;
- Relaxation des torons;
- Fluage du béton;
- Retrait du béton.

Il est alors important de connaître la perte de précontrainte dans les torons, afin de pouvoir estimer avec précision la force de précontrainte à long terme dans la structure. Deux méthodes sont détaillées dans le manuel (CPCI, 2017) :

- Une méthode simplifiée basée sur des équations empiriques, prenant en compte uniquement la disposition des torons, la section de la poutre et les efforts auxquels la structure est soumise (PCI Committee on Prestress Losses, 1976);
- Une méthode détaillée, calculant séparément les effets du fluage, du retrait, du relâchement des torons, et des pertes élastiques dans la structure (Rhodes et al., 1982).

La méthode de calcul détaillée a été utilisée lors de la conception de la poutre de ce projet, et sera détaillée à la Section 3.4.2. Les formules du code CSA S6 (2019) auraient également pu être utilisées pour le calcul des pertes de précontrainte. Cependant, la méthode détaillée du code CSA

A23.3 (2019) permet d'avoir une bonne approximation des pertes de précontrainte qui est suffisante pour ce projet de recherche, sans trop alourdir les calculs de conception.

2.3.3 Conclusion sur le béton précontraint

En conclusion, l'application d'une précontrainte à un élément structural procure les avantages suivants :

- Une meilleure résistance mécanique, donc la possibilité de réduire la hauteur de la section d'une poutre à résistance égale;
- Une fissuration inexistante ou réduite (précontrainte partielle) par rapport à une poutre en béton armé.

La précontrainte semble donc une excellente solution pour répondre aux critères de dimensions et de durabilité du projet de recherche, évidemment en faisant les choix appropriés pour les matériaux et les détails constructifs.

2.4 POUTRES PRÉFABRIQUÉES

Plusieurs études récentes ont été consacrées au développement de poutres combinant le BRF, la précontrainte, les joint en béton et une dalle intégrée. Ces travaux seront analysés afin d'étudier la pertinence des différentes technologies ainsi que les configurations n'ayant pas encore été explorées.

2.4.1 Poutre précontrainte en BRF

Plusieurs études se sont intéressées à des poutres précontraintes en BRF. Il peut sembler intéressant de combiner le gain de résistance structurale obtenu grâce à la précontrainte, avec la faible fissuration et la grande résilience fournies par le béton fibré. Différentes configurations de torons et de types de BRF ont été étudiées, sur des poutres rectangulaires ou en T de dimensions variées pour les portions dalle, âme et bulbe comme illustré à la Figure 2.15. Les études concernant le comportement en flexion seront d'abord présentées, puis celles concernant le comportement à l'effort tranchant seront analysées.

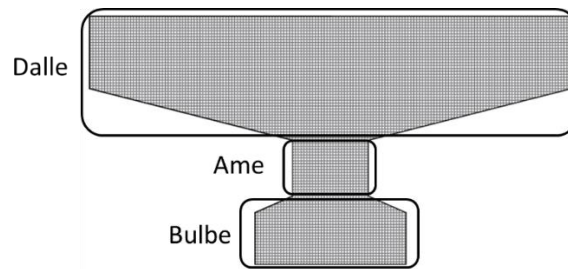


Figure 2.15 Différentes parties d'une poutre en T

2.4.1.1 Comportement en flexion des poutres précontraintes en BRF

Padmarajaiah et Ramaswamy (2004) ont étudié la résistance en flexion de poutres précontraintes en BO et BRF, dont un schéma de la section est donné à la Figure 2.16. Ils ont fait varier les paramètres suivants :

- Utilisation de précontrainte totale (FP (Fully Prestressed)) avec 4 torons, ou partielle (PP (Partially Prestressed)) avec 2 torons et 2 barres d'armature;
- Utilisation d'un béton de résistance nominale 65 MPa, et avec un pourcentage de fibres de 0, 0.5, 1 ou 1.5%;
- Disposition du béton fibré soit dans toute la section (f), soit dans la moitié inférieure de la section (hf).

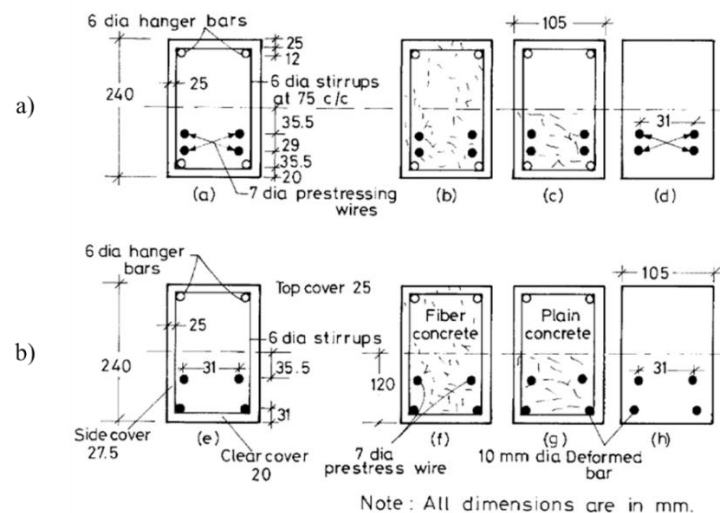


Figure 2.16 Schéma de la section des poutres de Padmarajaiah et Ramaswamy (2004),
a) Partiellement précontraintes, b) Précontraintes

La Figure 2.17 illustre les résultats de l'étude. La résistance en flexion a augmenté de 8, 16 et 21% avec l'ajout de respectivement 0.5, 1 et 1.5% de fibres dans le béton. L'augmentation est similaire lorsque le béton fibré est dans toute la section de la poutre, ou dans la partie inférieure uniquement.

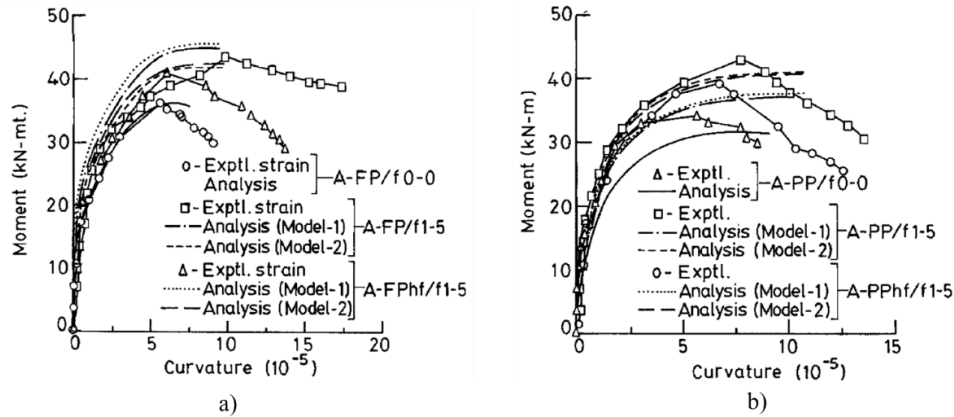


Figure 2.17 Courbes moment - courbure des poutres de Padmarajaiah et Ramaswamy (2004),
a) Précontraintes, b) Partiellement précontraintes

L'ajout de fibres a également permis d'augmenter grandement la ductilité de la poutre, en particulier lorsque toute la section était fibrée. Ainsi, dans le cas des poutres avec 4 torons et une section entièrement fibrée, l'augmentation de l'énergie absorbée lors de la rupture est de 25, 78 et 88% avec l'ajout de 0.5, 1 et 1.5% de fibres. Enfin, l'utilisation de précontrainte partielle au lieu d'une précontrainte totale a eu pour effet de diminuer le moment de première fissuration et la résistance à l'ultime.

Li et al. (2020) ont étudié des poutres en T partiellement précontraintes avec une âme en BFUP et une dalle en BO, et les ont comparées à une poutre de référence entièrement en BO. Les paramètres variables dans les poutres étaient les suivants :

- 3 hauteurs de BFUP différentes dans l'âme;
- 3 taux de précontraintes différents (2, 3 ou 4 torons sur 5 barres d'armature au total).

Un schéma de la section des poutres est présenté à la Figure 2.18.

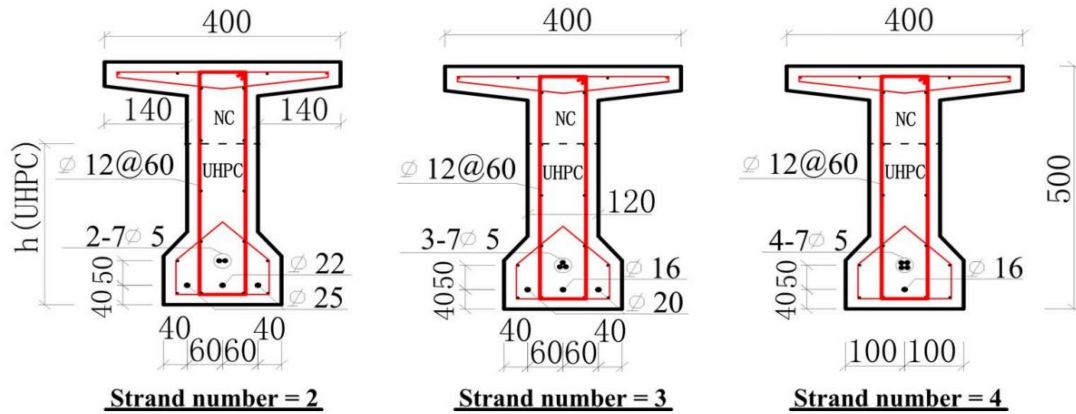


Figure 2.18 Configuration des poutres de Li et al. (2020)

Les poutres ont ensuite été chargées jusqu'à la rupture en flexion 4 points. Le graphique à la Figure 2.19a présente les courbes force - flèche pour trois hauteurs de BFUP dans la poutre : 290, 360 et 430 mm. Le graphique à la Figure 2.19b présente les courbes force flèche de la poutre en BO (SNC50-3-0), et de deux poutres avec une hauteur de BFUP de 360 mm et du BO à 50 MPa ou 70 MPa dans le reste de la poutre (S50-3-360 et S70-3-360).

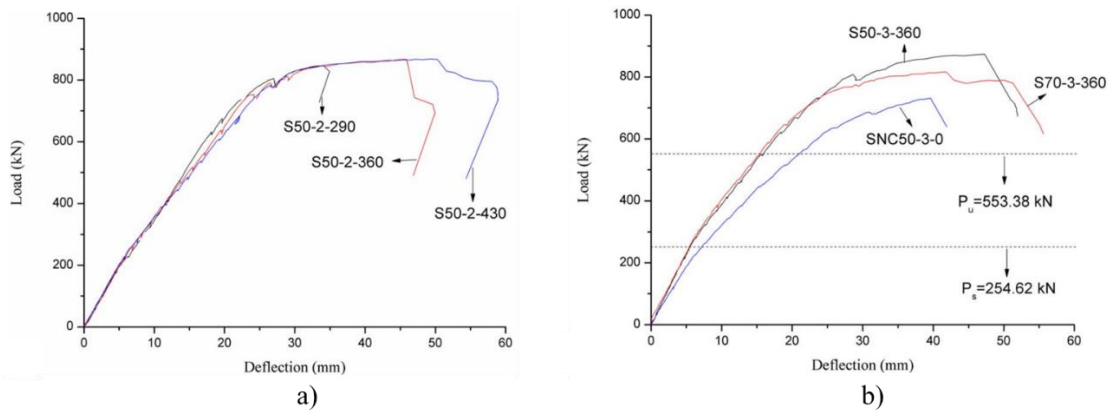


Figure 2.19 Résultats expérimentaux de Li et al. (2020), a) Courbes force - flèche pour différentes hauteurs de BFUP, b) Comparaison avec la poutre en BO

Toutes les poutres ont rompu en flexion. Les chercheurs observent tout d'abord que l'utilisation de BFUP provoque une augmentation du moment de première fissuration par rapport à une poutre en BO, lorsque la précontrainte est faible. Le moment de première fissuration était ainsi 44% plus

élevé pour la poutre S50-3-360 par rapport à la poutre SNC50-3-0. De plus, les fissures sont moins espacées et donc plus petites dans les poutres avec BFUP.

La résistance à l'ultime n'a augmenté que d'environ 15% avec l'utilisation de BFUP par rapport à la poutre sans BFUP. L'utilisation de BFUP a provoqué une grande augmentation de la ductilité de la poutre, proportionnelle à la hauteur de BFUP dans la section. Ces résultats sont cohérents avec ceux obtenus par Padmarajaiah et Ramaswamy (2004).

Thomas et Ramaswamy (2006) ont également étudié la résistance en flexion mais aussi à l'effort tranchant d'un grand nombre de poutres en T partiellement précontraintes, avec les différentes configurations :

- Poutre avec du béton de résistance 35, 65 et 85 MPa, avec 0 ou 1.5% de fibres;
- Poutre avec une présence de fibres dans l'âme et de bulbe, dans la partie dalle, ou dans toute la section.

Un schéma de la section des poutres et une photo du dispositif de chargement sont présentés à la Figure 2.20. Les courbes force - flèche des poutres de test en flexion en béton de résistance 65 MPa et des poutres de test en cisaillement en béton de résistance 35 MPa sont présentées à la Figure 2.21. Les termes FFC et FOC désignent la présence de fibres ou non dans la partie dalle alors que WOC et WFC désignent la présence de fibres ou non dans l'âme et dans le bulbe.

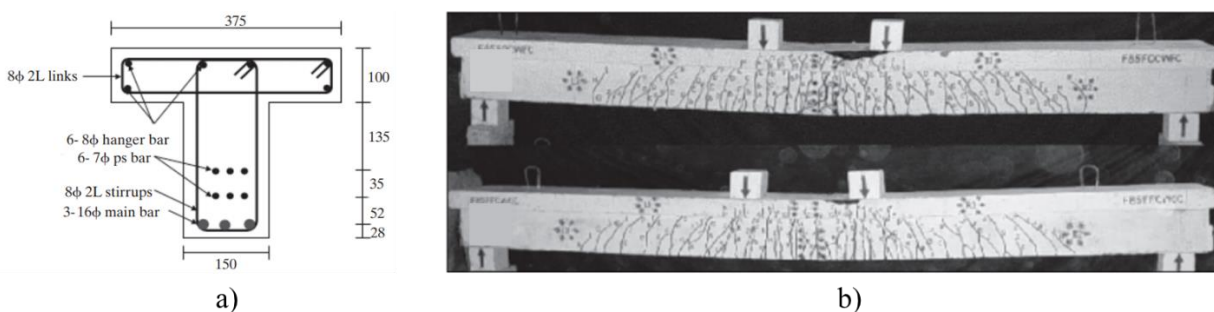


Figure 2.20 Campagne expérimentale de Thomas et Ramaswamy (2006),
a) Schéma de la section des poutres, b) Photo du dispositif de chargement

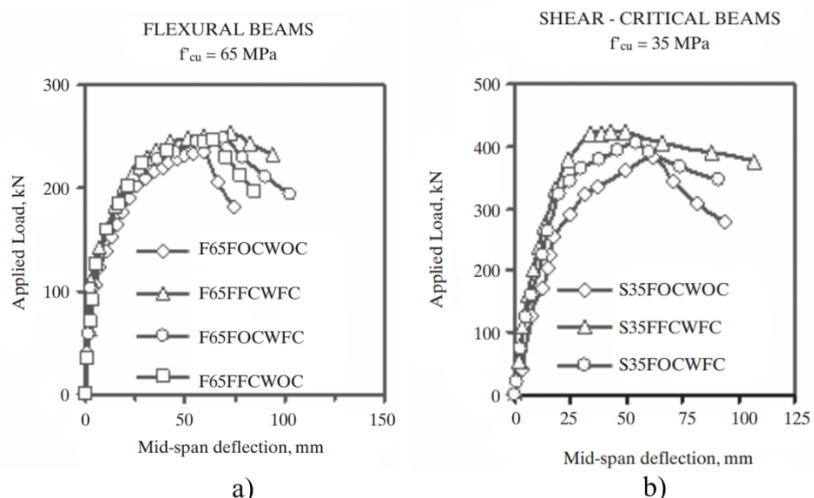


Figure 2.21 Courbes force - flèche des poutres de test de Thomas et Ramaswamy (2006),
a) Rupture en flexion, b) Rupture en cisaillement

La présence de fibres dans la dalle uniquement n'a pas eu d'impact significatif car les fibres changent peu le comportement du béton en compression. Lorsque les fibres sont dans l'âme uniquement, l'augmentation de résistance en flexion est de 8% maximum, alors qu'elle est de 14% au maximum pour la résistance à l'effort tranchant. Lorsque les fibres sont dans toute la section (dalle, âme et bulbe), l'augmentation maximale de résistance est de 12% en flexion, et de 20% à l'effort tranchant. L'augmentation de résistance en flexion est donc cohérente avec celle observée dans les deux études précédentes. De plus, les poutres avec BRF qui devaient rompre en cisaillement ont plutôt montré une rupture en flexion avec écrasement du béton. La nouvelle capacité à l'effort tranchant n'a pas été atteinte, l'augmentation de résistance à l'effort tranchant est donc sous-estimée. Cette étude a montré que les fibres provoquent une faible augmentation de la résistance en flexion, et une grande augmentation de la résistance en cisaillement à quantité d'armature conventionnelle équivalente.

2.4.1.2 Comportement en cisaillement des poutres précontraintes en BRF

Metje et Leutbecher (2021) ont étudié l'impact de la quantité de fibres et de la précontrainte sur la résistance à l'effort tranchant de poutres rectangulaires en BFUP. Ils ont fabriqué pour cela 11 poutres de 3 m de longueur et de 270 mm de hauteur sans étriers, en faisant varier les paramètres suivants :

- Utilisation d'un BFUP avec 0, 1 ou 2% de fibres, de résistance en compression comprise entre 116 MPa et 161 MPa;
- Application d'une force de précontrainte de 0, 469 ou 938 kN.

Les spécimens ont ensuite été chargés jusqu'à la rupture avec un montage en flexion 3 points décentré, pour provoquer une rupture en cisaillement sur un côté de la poutre. Les deux côtés de chaque poutre ont été testés. Des cadres en acier ont également été installés sur la partie de la poutre non testée, afin d'éviter un endommagement. Un schéma du montage expérimental est présenté à la Figure 2.22a.

Un résumé des résultats expérimentaux est présenté à la Figure 2.22b. Le graphique représente la charge d'apparition de fissure de cisaillement, qui est généralement suivie d'une rupture à l'effort tranchant. Les termes P0, P50 et P100 correspondent aux trois niveaux de précontraintes (0, 50 et 100% de 938 kN). L'augmentation de la précontrainte de 0 à 50% et de 50 à 100% a conduit à une augmentation de l'effort tranchant de fissuration V_{cr} de 37 kN et 50 kN en moyenne. Cette augmentation semble indépendante du pourcentage de fibres. De plus, la résistance ultime à l'effort tranchant V_r a augmenté en moyenne de 47 kN lors du passage de 0 à 1% de fibres, mais de seulement 13 kN lors du passage de 1 à 2% de fibres. La résistance en traction des BFUP était de 10.2 MPa pour 1% de fibres et 17.6 MPa pour 2% de fibres. L'augmentation de la résistance à l'effort tranchant n'est donc pas proportionnelle à l'augmentation du pourcentage de fibres. Enfin, l'augmentation de résistance à l'effort tranchant pour les poutres avec 100% de précontrainte est de 38% lors du passage de 0 à 1% de fibres. Cette valeur sera utilisée lors de la comparaison avec d'autres études.

Ainsi, les gains de résistance à l'effort tranchant provoqués par le béton fibré et la précontrainte semblent additifs. Cependant, plusieurs ruptures ont eu lieu de façon fragile, malgré la présence de fibres dans le béton. Il semble ainsi nécessaire de conserver des étriers dans la poutre, afin d'éviter une rupture fragile en cisaillement.

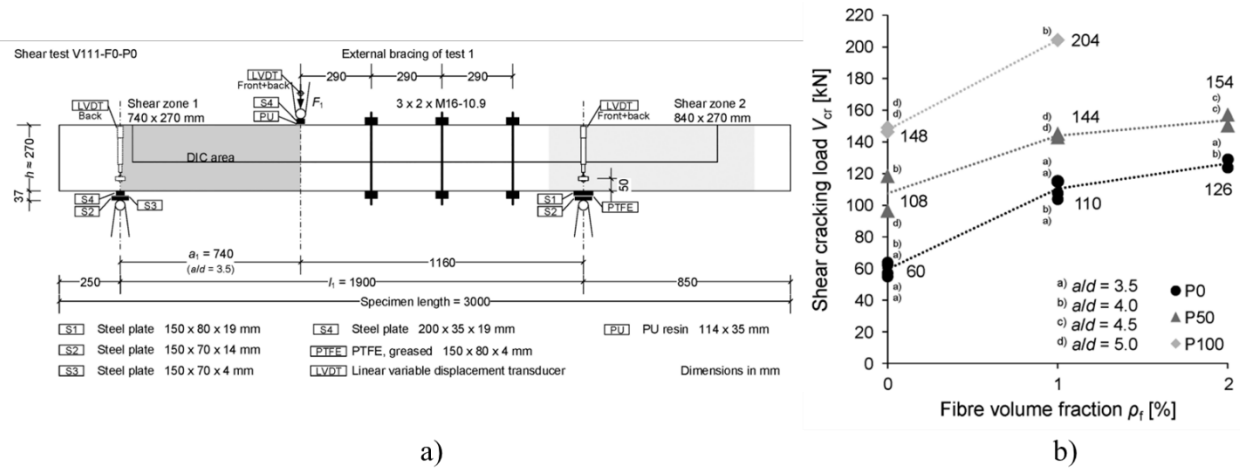


Figure 2.22 Campagne expérimentale de Metje et Leutbecher (2021),
a) Montage expérimental, b) Résumé des résultats

Cuenca et Serna (2013) ont étudié le comportement à l'effort tranchant de poutres précontraintes en BFHP autoplaçant. Ils ont fabriqué 9 poutres de 6 m de long, en faisant varier les paramètres suivants :

- Largeur de la partie dalle de 260, 400 ou 600 mm;
- Utilisation de BHP ou BFHP à 0.75% de fibres, d'une résistance en compression moyenne $f'_c = 63$ MPa;
- Présence ou absence d'étriers.

Un schéma de la section des poutres et une photo du montage sont présentés à la Figure 2.23.

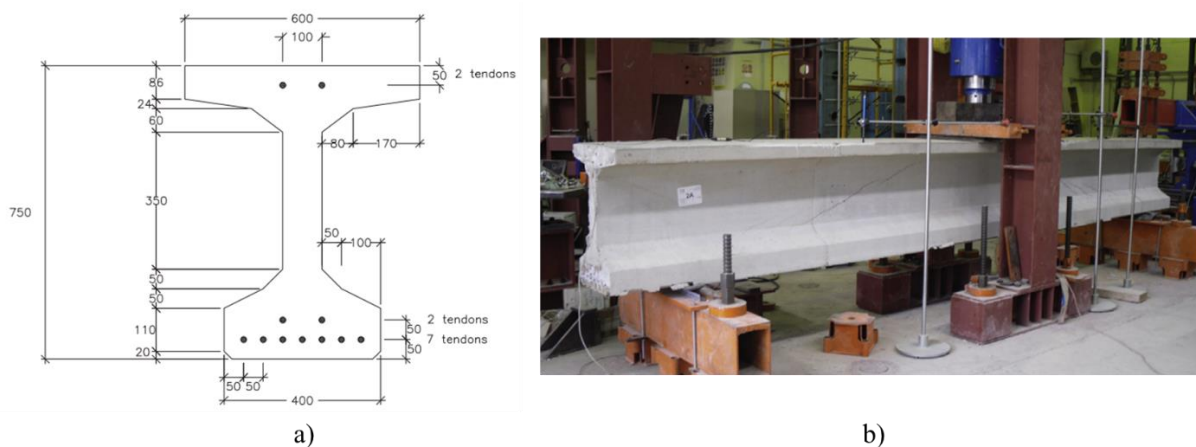


Figure 2.23 Dispositif expérimental de Cuenca et Serna (2013),
a) Schéma de la section, b) Photo du montage expérimental

Les poutres ont ensuite été chargées jusqu'à l'ultime avec un montage en flexion 4 points. Les courbes force - flèche de certaines poutres sont présentées à la Figure 2.24. Les poutres 1 (en BFHP) et 3 (en BHP) possèdent des étriers. Les poutres 5, 7 et 9 (en BFHP) ne possèdent pas d'étriers. Toutes les poutres ont rompu en cisaillement. L'utilisation simultanée d'étriers et de BFHP a permis une augmentation de 18.5% de la résistance à l'effort tranchant par rapport à la poutre en BHP avec étriers. L'augmentation de résistance est plus faible que celle constatée par Metje et Leutbecher (2021); cela peut être expliqué par un pourcentage de fibres plus faible (0.75% contre 1%), et par la présence d'étriers dans la poutre. L'utilisation simultanée de béton fibré et d'étriers permet quand même d'obtenir un gain significatif de résistance à l'effort tranchant.

Les poutres en BFHP avec étriers ont eu un comportement ductile après la rupture en cisaillement. En revanche, les poutres en BFHP sans étriers et en BHP avec étriers ont eu une rupture fragile. Ce comportement avait été retrouvé dans l'étude de Metje et Leutbecher (2021). Enfin, la variation de largeur de la partie dalle n'a pas conduit à des variations significatives de résistance sur les poutres en BFHP sans étriers.

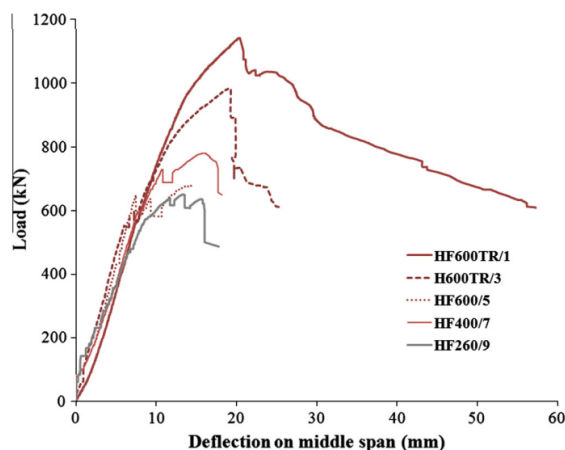


Figure 2.24 Courbe force – flèche de certains spécimens de test (Cuenca & Serna, 2013)

De Broucker (2013) a réalisé une campagne d'essais sur des poutres précontraintes en BFHP à 1% de fibres et 80 MPa de résistance nominale. Les spécimens présentaient différentes configurations d'armatures, afin d'obtenir une rupture en flexion ou en cisaillement. Les configurations de poutres étaient les suivantes :

- Rupture en flexion :
 - R01/R04 : poutres en BFHP avec 6 torons adhérents, sans étriers;
 - R02/R05 : poutres en BFHP avec 4 torons adhérents et 2 torons gainés, sans étriers;
 - R03 : poutre en BFHP avec 4 torons adhérents et 2 barres d'armature (précontrainte partielle), sans étriers;
- Rupture à l'effort tranchant :
 - R06 : poutre en BFHP avec 9 torons adhérents, sans étriers;
 - R07 : poutre en BFHP avec 9 torons adhérents, avec étriers;
 - R08 : poutre en BHP non fibré avec 9 torons adhérents, avec étriers.

Les courbes force - flèche des poutres ayant rompu en flexion sont présentées à la Figure 2.25.

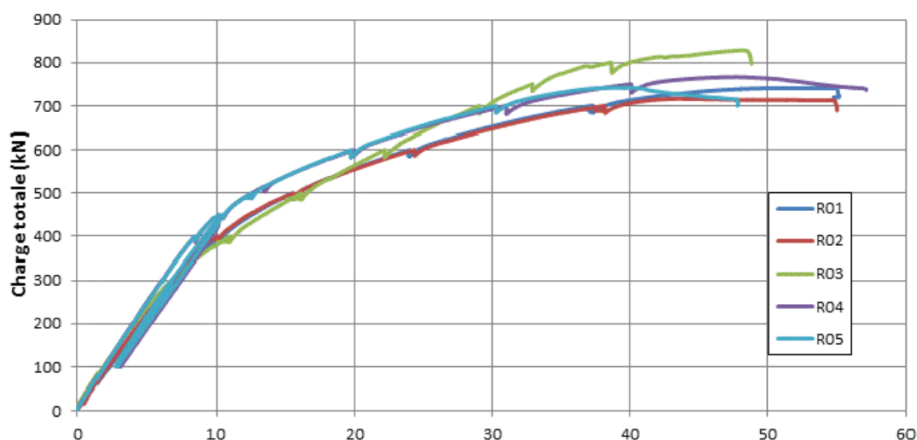


Figure 2.25 Courbes force - flèche pour les poutres ayant rompu en flexion (De Broucker, 2013)

Les trois configurations présentent une résistance similaire. La poutre avec précontrainte partielle présente des fissures un peu plus fines et une résistance à l'ultime légèrement plus grande. Deux torons ayant été remplacés par deux barres d'armature dans cette poutre, les barres d'armature doivent pouvoir reprendre une force supérieure aux torons. La poutre avec des torons non adhérents présente des fissures un peu plus grandes et une résistance à l'ultime légèrement plus faible. Cela semble cohérent, car le transfert des contraintes entre le toron et le béton ne se fait pas uniformément lorsqu'il est non adhérent. Enfin, toutes les poutres ont démontré une grande ductilité lors des essais.

Les courbes présentant les résultats des poutres R07 et R08 sont présentées à la Figure 2.26. Le BFHP permet d'obtenir un gain de résistance d'environ 50% par rapport au béton non fibré. Cette valeur est bien supérieure à celle obtenue par Cuenca et Serna (2013), mais le pourcentage de fibres est plus grand et la section de la poutre est différente. La ductilité est également fortement améliorée, avec une flèche doublée.

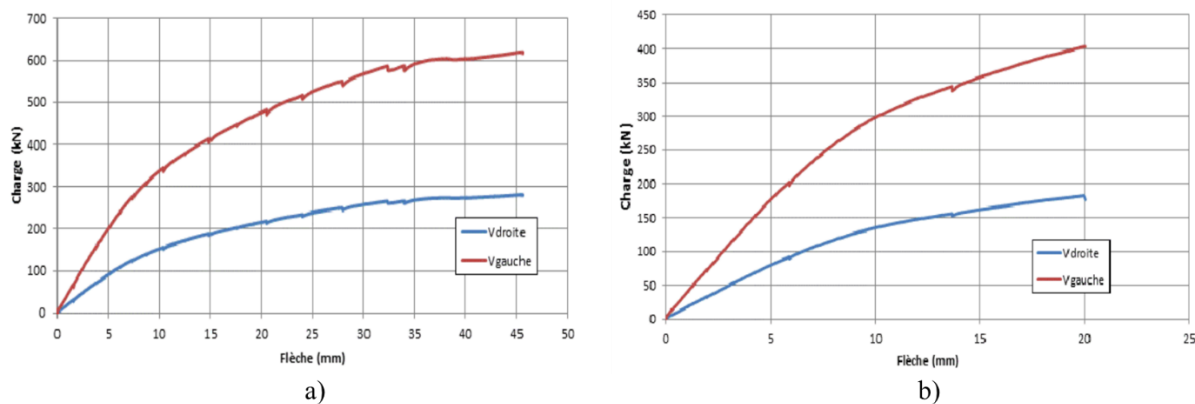


Figure 2.26 Courbe effort tranchant - flèche des poutres de De Broucker (2013),
a) Poutre R07, b) Poutre R08

Enfin, Dhonde et al. (2005) ont travaillé sur la diminution de la fissuration à l'extrémité de poutres en T précontraintes à l'aide de BFHP. Des fissures de cisaillement apparaissent souvent à l'extrémité des poutres précontraintes à cause des contraintes induites par les torons. De grandes quantités d'étriers sont utilisées à l'extrémité des poutres, mais ne cela ne résout pas complètement le problème. Les chercheurs ont essayé de diminuer la fissuration en diminuant la quantité d'étriers, et en utilisant du BFHP à la place du BO. Ils ont pour cela fabriqué des poutres en T précontraintes de 7.6 m de long. Du béton standard ou autoplaçant a été utilisé, de résistance à la compression de 70 MPa environ. Pour chaque type de béton, les spécimens suivants ont été fabriqués :

- Specimen de contrôle avec du BHP sans fibres et une quantité d'étriers à l'extrémité de la poutre de 4.2%;
- Specimen en BFHP avec 1% de fibres moyennes (30 mm) et une quantité d'étriers à l'extrémité de la poutre de 1% ou 0.42%;
- Specimen en BFHP avec 0.5% de grandes fibres (60 mm) et une quantité d'étriers à l'extrémité de la poutre de 1% ou 0.42%.

Un schéma des spécimens est présenté à la Figure 2.27.

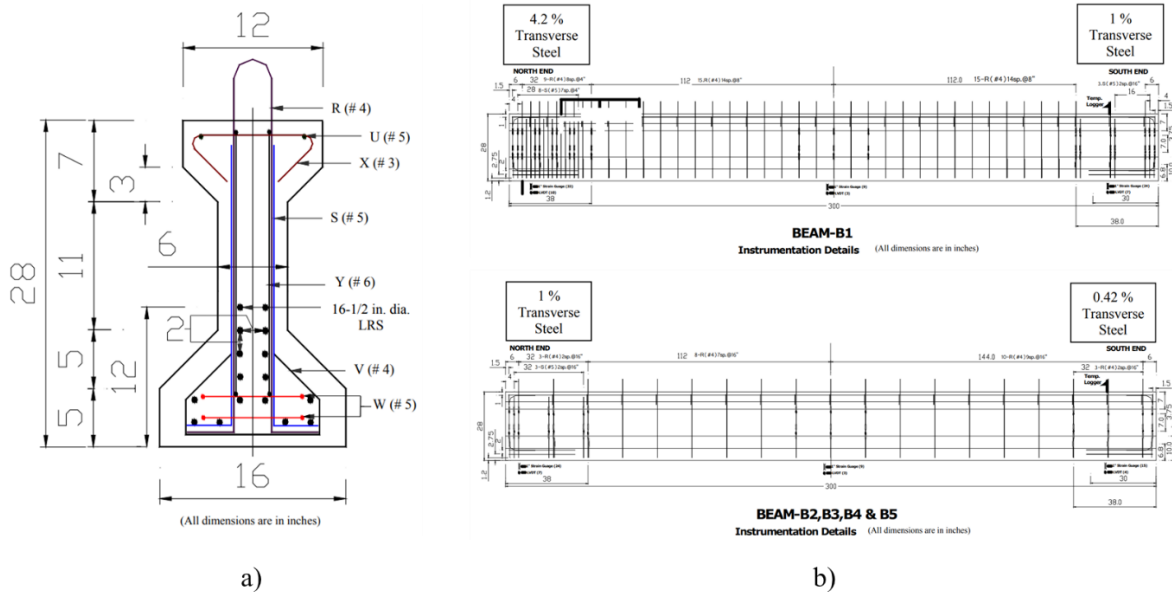


Figure 2.27 Plan des spécimens de Dhonde et al. (2005), a) Vue en coupe, b) Vue de côté

Les spécimens en béton non autoplaçant ont nécessité de la vibration interne pour assurer l'écoulement du béton et empêcher la formation d'un bouchon de fibres. Les spécimens en béton autoplaçant ont nécessité une très faible quantité de vibration interne pour empêcher la création de bouchons de fibres.

Les poutres ont ensuite été chargées jusqu'à la rupture avec 2 points d'appuis et 4 points de chargement de façon à provoquer un effort tranchant élevé dans les extrémités de la poutre. Un schéma du montage expérimental est présenté à la Figure 2.28.

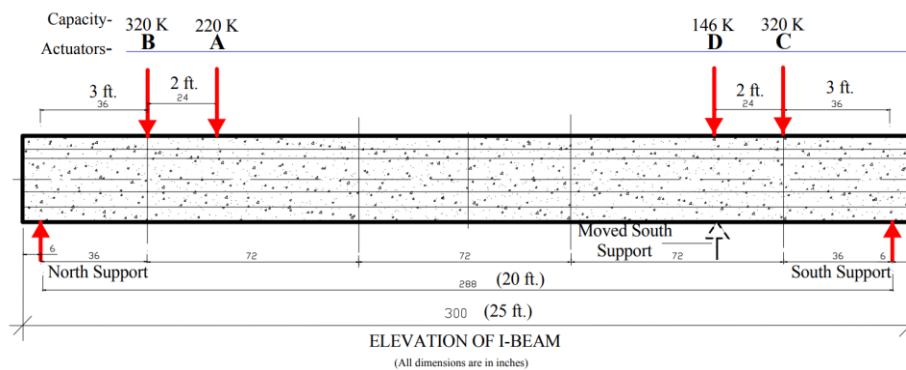


Figure 2.28 Montage expérimental de Dhonde et al. (2005)

Le béton fibré a permis de conserver une résistance en cisaillement équivalente aux poutres en BHP malgré la diminution de la quantité d'étriers. La ductilité des poutres a également grandement augmenté grâce à l'action des fibres. Enfin, le BFHP a permis une grande diminution de la fissuration à l'extrémité de la poutre, et même une suppression de la fissuration pour le spécimen en BFHP non autoplaçant avec 0.5% de grandes fibres et 1% d'étriers. Le BFHP permet donc de diminuer la quantité d'étriers dans une poutre précontrainte, ainsi que d'éviter la fissuration à l'extrémité de la poutre.

Ainsi, l'utilisation de béton fibré permet une augmentation modérée de la résistance en flexion de 10 à 20% (Li et al., 2020; Padmarajaiah & Ramaswamy, 2004; Thomas & Ramaswamy, 2006) et une grande augmentation de la résistance en cisaillement de 20 à 50% (Cuenca & Serna, 2013; De Broucker, 2013; Metje & Leutbecher, 2021). L'utilisation simultanée de précontrainte, d'étriers et de BRF permet de cumuler toutes les contributions en résistance à l'effort tranchant (Cuenca & Serna, 2013; Metje & Leutbecher, 2021). Cependant, il ne semble pas recommandé de supprimer totalement les étriers des poutres en BRF, cela pouvant conduire à une rupture fragile (Cuenca & Serna, 2013; Metje & Leutbecher, 2021).

2.4.2 Poutres en T reliées par un joint avec dalle intégrée

Plusieurs auteurs ont étudié des poutres en T reliées par un joint, avec du béton fibré ou non et avec une dalle intégrée. Grace et al. (2013) ont fabriqué 5 poutres en T en BHP avec dalle intégrée, partiellement précontraintes. Ils ont ensuite relié ces poutres par des joints en BFUP. Ils ont également ajouté une post-contrainte transversale, à l'aide de 5 diaphragmes répartis le long des poutres. La structure a ensuite été chargée en flexion 4 points dans le sens longitudinal. Le spécimen d'essai est présenté à la Figure 2.29.

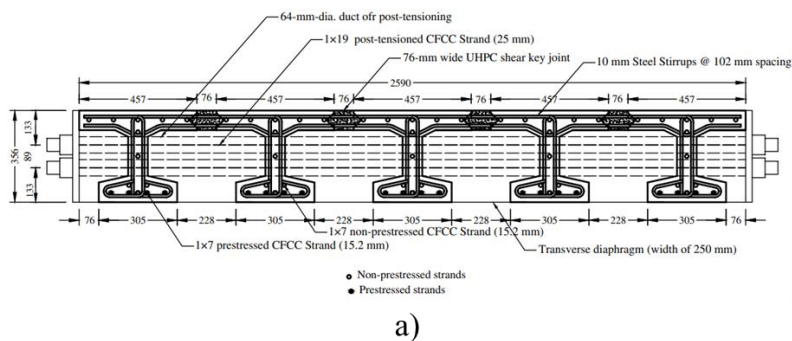


Figure 2.29 Spécimen d'essai de Grace et al. (2013),
a) Plan de la section, b) Photo du montage expérimental

La structure a d'abord été chargée jusqu'à la charge de service. Elle a conservé un comportement monolithique, et aucune fissure n'a été constatée dans les joints en BFUP. Pour étudier l'impact de la post-tension transversale, les chercheurs ont ensuite induit des fissures longitudinales dans les joints, puis ils ont de nouveau chargé l'ensemble de la structure jusqu'à la charge de service avec ou sans post-tension. La post-tension transversale a alors permis de retrouver un comportement similaire à celui obtenu initialement, avec des joints non fissurés. Cependant, la post-tension ne semble pas nécessaire dans le cas d'une structure réelle, puisque des fissures sont peu susceptibles d'apparaître dans les joints en BFUP en service. La structure a enfin été chargée jusqu'à l'ultime. La rupture a eu lieu par éclatement du béton à la fibre supérieure de la dalle, avec une faible ductilité. La ductilité de la structure pourrait être fortement augmentée en utilisant du béton fibré dans les poutres.

Maguire et al. (2013) détaillent dans leurs travaux le développement des poutres NEXT. Ce sont des poutres précontraintes en double T visant à être reliées par un joint en BFUP. Le but de ce projet était d'obtenir une construction rapide et efficace de ponts routiers. Plusieurs versions de poutres NEXT existent, dont une avec dalle intégrée, la poutre NEXT-D (PCI, 2020). La configuration de la poutre NEXT-D est donnée à la Figure 2.30.

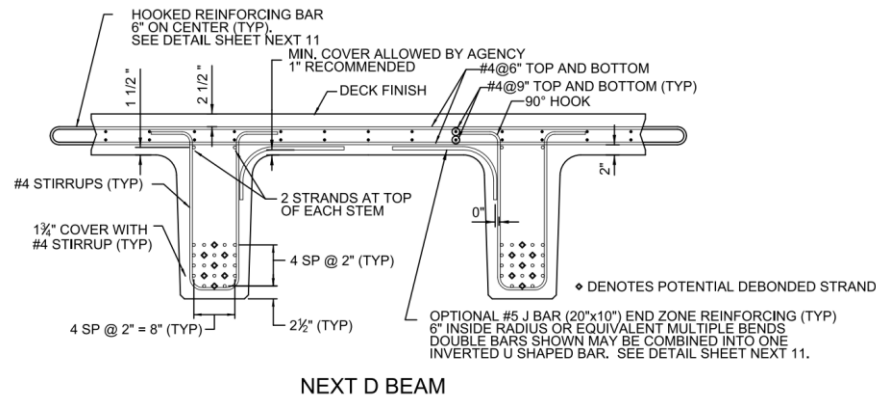


Figure 2.30 Configuration de la poutre NEXT D (PCI, 2020)

Des ouvrages ont déjà été construits avec des poutres NEXT. Hess et al. (2020) ont d'ailleurs étudié un pont de 12.2 m de long, construit avec des poutres NEXT-D. Ceci confirme la faisabilité de construire un pont à l'aide de poutres précontraintes avec dalle intégrée reliées par un joint en BFUP. Cependant, les poutres NEXT ont été conçues pour être fabriquées en béton non fibré, leur dimensionnement n'est donc pas optimisé pour du béton fibré. De plus, la hauteur des poutres est relativement importante, elle est de 712 mm pour une poutre avec dalle intégrée. Le design de ces poutres ne sera donc pas utilisé pour le projet de recherche envisagé.

Shah et al. (2007) ont étudié des spécimens composés de deux poutres en T en BHP avec dalle intégrée et reliées par un joint en BHP. Quatre types de joints différents ont été utilisés. Les spécimens ont été chargés en flexion trois points au niveau du joint jusqu'à la rupture. Sur les 4 types de joints, seulement 2 ont satisfait les critères de dimensionnement. L'étude ayant utilisé des bétons non fibrés et des joints différents de ceux envisagés pour le projet, il n'est pas pertinent de s'inspirer des résultats de l'article pour la conception de la poutre de ce projet. Néanmoins, elle montre la faisabilité de relier par un joint des poutres en T avec dalle intégrée.

Enfin, Cordonì (2015) a réalisé la conception en flexion d'une poutre de 15 m présentant plusieurs des caractéristiques désirées pour le projet, soit des poutres précontraintes en BFHP, avec dalle intégrée, et reliées par un joint longitudinal en BFUP. Des modélisations numériques ont ensuite été menées pour évaluer le comportement mécanique des poutres. Un modèle numérique de flexion 3 points de la poutre a été réalisé en éléments finis. Un schéma de la section de la poutre et le résultat de la modélisation sont présentés à la Figure 2.31.

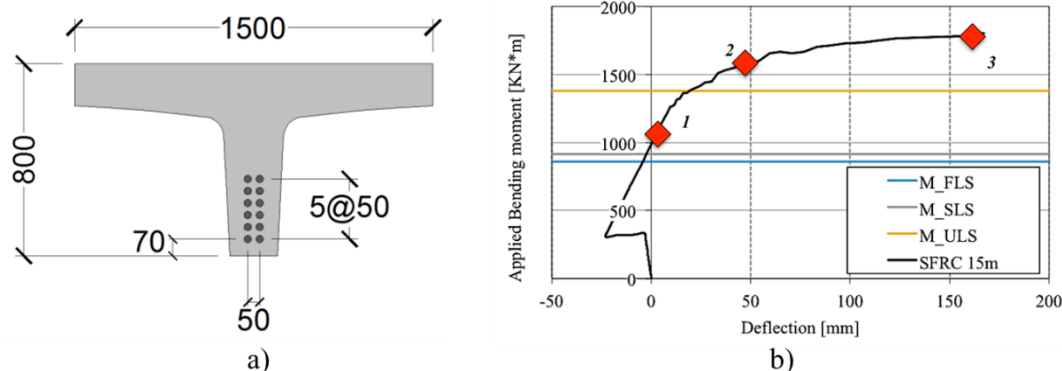


Figure 2.31 a) Poutre précontrainte en BFHP avec dalle intégrée proposée, b) modélisation numérique de la résistance en flexion (Cordoni, 2015)

L'ouverture de fissure est nulle à l'état limite de service. La capacité de la poutre en flexion a atteint le niveau attendu à l'ultime (M_{ULS}). Cependant, pour respecter la condition de flèche en état de service, la poutre doit avoir une hauteur assez élevée de 800 mm. L'auteur recommande ainsi de modifier la forme de la poutre, en élargissant l'âme et en ajoutant un bulbe pour augmenter l'inertie de la poutre et diminuer la flèche.

Un système de poutres reliées par un joint longitudinal en BFUP avec dalle intégrée est ainsi réalisable et a déjà été utilisé en conditions réelles (Hess et al., 2020; Shah et al., 2006). Les joints en BFUP permettent d'obtenir un comportement équivalent à celui d'une structure avec une dalle coulée sur place (Grace et al., 2013). Un dimensionnement en flexion d'une poutre précontrainte en BFHP avec dalle intégrée a déjà été effectué par Cordoni (2015). Cependant, aucun dimensionnement complet permettant d'exploiter au maximum les propriétés du BFHP n'a été effectué.

2.5 SYNTHÈSE

La revue de littérature a présenté les différentes technologies qui seront intégrées dans ce projet. Chacune des technologies présente des avantages complémentaires, et il semble possible d'obtenir un concept de poutre très performant en les utilisant toutes conjointement.

- L'intégration de BFHP dans la poutre permet d'augmenter la durabilité de l'ouvrage (notamment en diminuant l'ouverture de fissures), d'augmenter la ductilité de la poutre, d'augmenter sa résistance en cisaillement et de diminuer la quantité d'armatures utilisées;

- L'utilisation de précontrainte permet de diminuer la hauteur de la poutre à performances égales par rapport à une poutre en béton armé, et de retarder l'apparition de la fissuration;
- Les joints en BFUP avec une faible longueur d'ancrage permettent de relier efficacement les poutres entre elles et d'assurer un excellent comportement mécanique en moment positif transversal;
- Une dalle complète intégrée à la poutre accélère l'installation sur site et réduit la hauteur totale du tablier. La faisabilité en conditions réelles a déjà été démontrée.

Les différents travaux menés sur des poutres mentionnées dans la revue de littérature sont synthétisés au Tableau 2.4. Ainsi, personne à ce jour n'a mené une étude combinant la conception et la validation expérimentale de poutres en BFHP précontraintes avec dalle intégrée et reliées par un joint en BFUP. Ce projet de maîtrise est donc pertinent pour prouver la faisabilité théorique et pratique d'un tel système.

Tableau 2.4 Résumé des différents travaux de la revue de littérature

Étude	BRF	Précontrainte	Joint (en BFUP ou non)	Dalle intégrée	Étude expérimentale
De Broucker (2013)	X	X			X
Padmarajaiah et Ramaswamy (2004)	X	X			X
Li et al. (2020)	X	X			X
Thomas et Ramaswamy (2006)	X	X			X
Dhonde et al. (2005)	X	X			X
Cuenca et Serna (2013)	X	X			X
Metje et Leutbecher (2021)	X	X			X
Grace et al. (2013)		X	X	X	X
Maguire et al. (2013)		X	X	X	X
Shah et al. (2007)			X	X	X
Cordoni (2015)	X	X	X	X	

CHAPITRE 3 CONCEPTION

Le premier objectif du projet est de concevoir une poutre en T précontrainte en BFHP avec une dalle intégrée et un joint de connexion longitudinal en BFUP. Le pont type considéré ainsi que la démarche de conception utilisée seront d'abord présentés. Ensuite, les différentes étapes de conception ayant mené au produit final seront décrites et les résultats seront analysés.

3.1 PONT DE RÉFÉRENCE

Un pont de référence a été défini pour calculer les efforts de conception auxquels seront soumises les poutres. Les caractéristiques du pont ont été choisies pour représenter un pont ou passage supérieur en milieu urbain, où le dégagement vertical sous le pont et la portée du pont sont limités par les conditions environnantes (bâtiments, routes, etc. à proximité). Une géométrie de pont fréquente rencontrée à Montréal est illustrée à la Figure 1.1 en introduction et sera considérée pour référence. Le pont possède deux travées simplement supportées de 15 m, pour une longueur d'environ 30 m pour l'ouvrage. Les travées étant indépendantes, une seule travée sera considérée dans la suite de la conception. La liaison transversale entre les deux travées n'a pas été considérée. Elle pourrait être effectuée à l'aide d'un joint transversal à la pile, et pourra être considérée dans un futur projet de recherche.

3.1.1 Géométrie du pont

Le pont a été étudié pour 3 largeurs différentes, correspondant à des ponts typiques de 2, 3 ou 4 voies de circulation. La largeur des parapets a été fixée à une valeur uniforme de 0.45 m pour fin de simplification. Enfin, le nombre de poutres correspondant à chaque largeur a ensuite été déterminé à 7 poutres pour 2 voies, 9 poutres pour 3 voies et 13 poutres pour 4 voies. Les dimensions des 3 largeurs retenues et une coupe longitudinal du pont sont présentées à la Figure 3.1. Une seule travée de 15 m a été considérée.

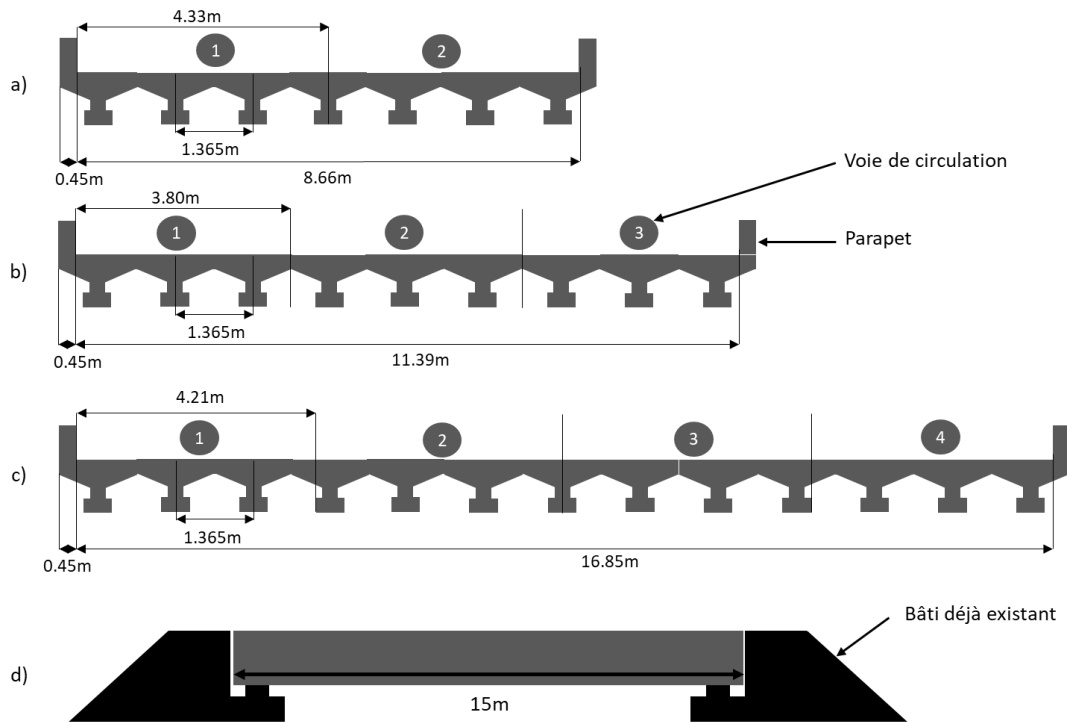


Figure 3.1 Trois largeurs de pont considérées pour la conception, a) 2 voies, b) 3 voies, c) 4 voies, d) Coupe longitudinale du pont type en milieu urbain

3.1.2 Géométrie de la poutre précontrainte

Une géométrie a d'abord été choisie pour la poutre. Le premier objectif était la hauteur de la poutre qui devait être inférieure à 700 mm, dalle comprise. Des travaux antérieurs à Polytechnique avaient déjà fixé quelques paramètres de la géométrie. Cordoni (2015) avait déterminé la largeur minimale de l'âme de la poutre (165 mm) ainsi que l'épaisseur minimale de la dalle (175 mm). La largeur de l'âme de 165 mm permet d'avoir deux torons espacés de 50 mm sur un même lit, et avec un recouvrement de béton de 50 mm qui respecte le critère de 45 mm du code CSA S6 (2019). Faggio (2014), grâce à une étude paramétrique, avait déterminé la forme de la partie inférieure de la dalle permettant de maximiser l'effet de voûte entre les poutres, et donc la résistance du tablier. La forme de la voûte est donnée par l'équation 3.1.

$$y = \left(1 - \sin \left[\left(x + \frac{1200}{2} \right) \cdot \frac{\pi}{1200} \right]^{0.43842} \right) \cdot 125 \quad (3.1)$$

avec :

- y la hauteur de la partie inférieure de la voûte;
- x la distance par rapport au bord de l'âme.

Cette équation fixait également la largeur des deux ailes du T à 600 mm. La largeur de l'âme étant également connue, la largeur totale de la poutre fut donc fixée à 1365 mm. La Figure 3.2 illustre ces détails.

Le deuxième objectif de la conception était de diminuer la quantité d'armatures dans la poutre, grâce aux performances en traction du BFHP. La disposition d'armatures visée fut donc la suivante :

- Pour l'armature de flexion longitudinale, utilisation de torons de précontrainte ainsi que de barres d'armature haute résistance dans le cas où une précontrainte partielle serait nécessaire;
- Pour l'armature de cisaillement, utilisation d'une seule branche d'étriers au centre de l'âme;
- Pour l'armature de la dalle, utilisation d'un seul lit d'armatures dans la direction transversale reprenant les efforts en moment positif au niveau du joint et en moment négatif au dessus de l'âme, et aucune armature dans la direction longitudinale.

Ainsi, les paramètres à déterminer étaient la quantité et la disposition des armatures, les dimensions du bulbe de la poutre et sa hauteur. L'ensemble des paramètres géométriques sont schématisés à la Figure 3.2.

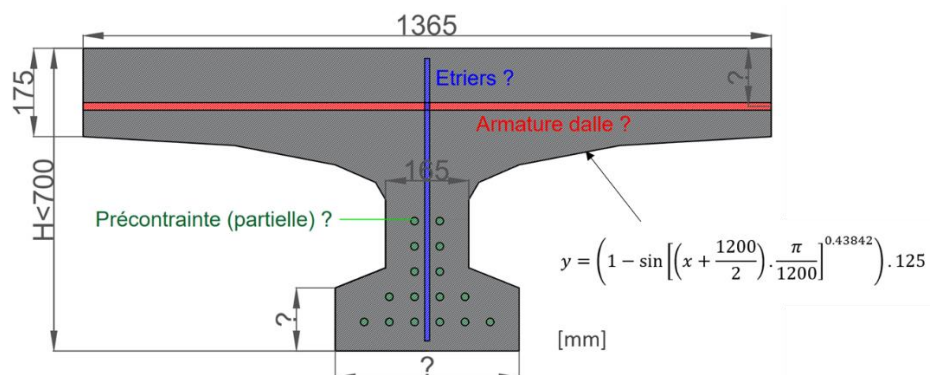


Figure 3.2 Paramètres à déterminer lors de la conception

3.1.3 Matériaux considérés

Les bétons considérés dans cette étude sont ceux développés et caractérisés dans des projets antérieurs (De Broucker, 2013; Faggio, 2014). Le béton utilisé pour la poutre est un BFHP de résistance nominale en compression de 70 MPa et avec un dosage volumique de 1% de fibres métalliques à crochet de 35 mm. La résistance en traction considérée est de 4.2 MPa. Le béton utilisé pour le joint est un BFUP de résistance nominale en compression de 120 MPa et avec un dosage volumique de 2% de fibres métalliques droites de 13 mm. Sa résistance en traction considérée est de 10.2 MPa. La résistance en traction des deux bétons sont celles mesurées dans les deux projets précédents à l'aide d'essais sur des spécimens en forme d'os. Les fibres sont orientées de façon favorable dans ces spécimens étant donné la section limitée de 50×100 mm ainsi que l'écoulement du BFHP qui se fait perpendiculairement à la section, ce qui conduit à une résistance surestimée par rapport à une poutre où les fibres peuvent être orientées de façon moins favorable. Un facteur d'efficacité des fibres γ_f doit donc être pris en compte.

Le code CSA S6 (2019) suggère les valeurs suivantes de γ_f selon la méthode de fabrication :

- Pour les éléments fabriqués horizontalement avec une répartition en deux dimensions des fibres, $\gamma_f = 0.8$;
- Pour les éléments fabriqués verticalement avec une répartition en deux dimensions des fibres, $\gamma_f = 0.5$;
- Pour les éléments avec une répartition en trois dimensions des fibres, $\gamma_f = 0.4$.

Pour le BFHP, le code CSA S6 (2019) recommande de multiplier la résistance en postpic par le facteur d'efficacité. Il est attendu d'avoir un écoulement du béton majoritairement horizontal dans le bulbe et dans la partie dalle de la poutre, ce qui engendrera une répartition horizontale en deux dimensions. De manière conservative, le facteur d'efficacité a été pris égal à 0.6 pour la flexion des poutres. Dans l'âme de la poutre, il est attendu d'avoir un écoulement majoritairement horizontal du béton. Le facteur d'efficacité sera ainsi pris égal à 0.5 pour la conception en cisaillement (section 3.5.2). La résistance en traction spécifiée dans le code des ponts pour un béton adoucissant est égale à $0.4 \cdot \sqrt{f'_c} = 3.35$ MPa, soit environ 82% de la valeur mesurée dans les projets antérieurs.

Pour le BFUP, le code recommande de multiplier la résistance en postpic et la déformation maximale en prépic par le facteur d'efficacité. Cependant, le gain de résistance lors de la phase

d'écroutissement étant provoqué par les fibres, il semble logique de multiplier également la résistance lors de la phase d'écroutissement en prépic par le facteur d'efficacité. Finalement, la résistance a été multipliée par un facteur d'efficacité uniforme de 0.7 en prépic et en postpic, et la déformation maximale a été multipliée par un facteur d'efficacité de 0.6 en prépic. La Figure 3.3 illustre les lois de comportement avant et après réduction.

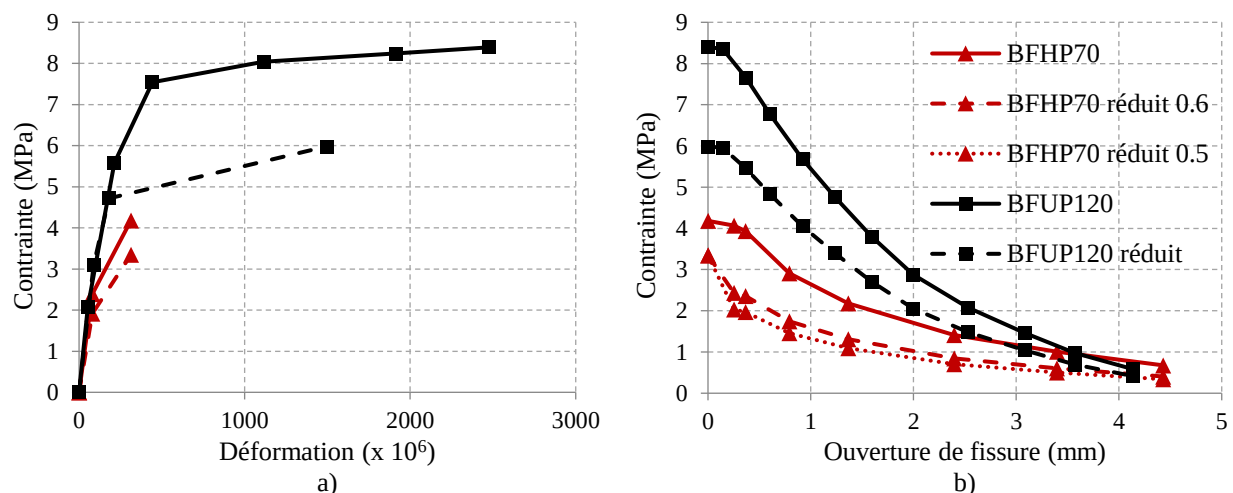


Figure 3.3 Lois de comportement en traction mesurée et réduites du BFHP et du BFUP utilisées

Plusieurs aciers différents ont été utilisés pour les armatures de la poutre. La conception de la précontrainte s'est faite avec des torons de module d'élasticité 190 GPa, de contrainte de plastification de 1630 MPa et de résistance maximale de 1860 MPa pour une déformation maximale correspondante de 6%.

Des armatures non précontraintes ont également été utilisées pour le renforcement longitudinal des poutres. Des armatures à haute résistance (HR) ont été choisies pour conserver une haute performance mécanique et diminuer au maximum la hauteur de la poutre. Les barres utilisées sont des barres ChromX A1035 CL dont la limite élastique et la résistance maximale annoncées sont de 830 MPa et 1035 MPa. Une résistance maximale de 830 MPa a été adoptée dans les calculs par précaution. Le module d'élasticité a été pris égal à 200 GPa.

Enfin, des armatures standard de nuance 400W ont été utilisées pour la conception de la dalle. Ces armatures possèdent un module d'élasticité de 200 GPa, une limite élastique de 400 MPa et une résistance ultime de 600 MPa. Une résistance maximale de 400 MPa a été conservée par

simplification. Les lois de comportement des différents types d'acier d'armature sont présentées à la Figure 3.4.

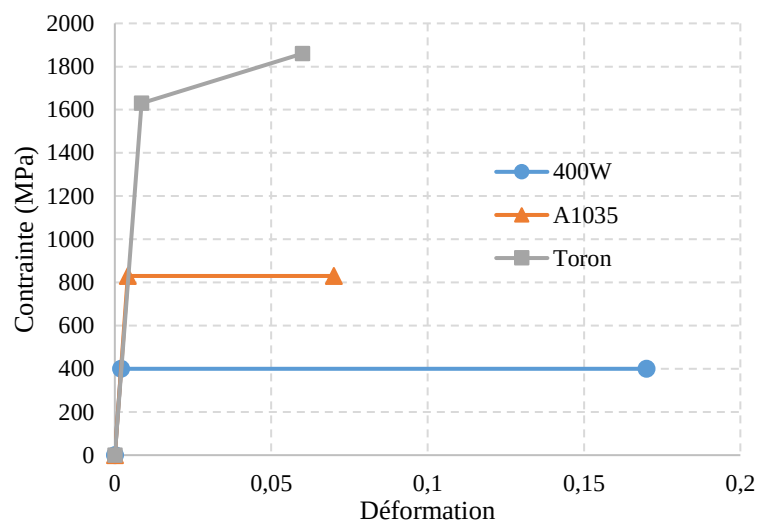


Figure 3.4 Lois de comportement en traction des différents aciers d'armature

3.2 MÉTHODOLOGIE DE CONCEPTION

Les informations présentes dans cette section sont tirées en grande partie des notes de cours Calcul des Structures en Béton Armé, Concepts de Base (Massicotte, 2021), Conception des Ponts (Massicotte, 2022), ainsi que du Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA S6, 2014, 2019). Seuls les critères de conception dimensionnant du Code canadien ont été considérés dans cette partie.

3.2.1 Combinaisons de charges et coefficients de pondération

La méthode de conception du code CSA S6 (2019) considère plusieurs combinaisons de charges associées à des coefficients de pondération, correspondant à différentes conditions d'utilisation de la structure. Pour chaque condition d'utilisation, un effort de conception est calculé, puis utilisé pour dimensionner la structure. Les combinaisons de charges retenues pour la conception de la poutre précontrainte de ce projet pour les différents états limites sont les suivantes.

- État Limite de Service 1 (ELS-1), correspondant à la charge à laquelle sera soumise la poutre pendant son fonctionnement. Les critères à l'ELS-1 concernent principalement la vérification de l'ouverture maximale de fissure dans le béton de la poutre;

- État Limite de Service 2 (ELS-2), qui sert à la vérification d'un critère sur la flèche maximale de la poutre. Seule la flèche créée par la charge vive est considérée;
- État Limite de Fatigue (ELF), qui sert à la vérification de la résistance à la fatigue des torons. La variation de contrainte doit être mesurée entre l'application des charges mortes uniquement et de la charge de trafic à l'ELF;
- État Limite Ultime 1 (ELU-1), qui correspond au chargement le plus critique auquel doit pouvoir résister la poutre.

Les efforts associés à ces différents états seront nommés de la sorte : E_{els} , E_{els2} , E_{elf} , E_{elu} pour un effort E correspondant aux états cités précédemment. Pour calculer ces efforts, les différentes charges supportées par la poutre doivent être multipliées par les coefficients de pondération présentés au Tableau 3.1. Il a été supposé que des parapets préfabriqués seraient utilisés pour la fabrication du pont, ce qui permet de prendre un coefficient de 1.1. Un coefficient de 1.2 devra être considéré pour un parapet coulé sur place.

Tableau 3.1 Coefficients de pondération des différentes combinaisons de charge

Charges	ELS-1	ELS-2	ELF	ELU
Béton de la poutre	1.0	0	1	1.1
Béton des parapets	1.0	0	1	1.1
Enrobé bitumineux	1.0	0	1	1.5
Charge vive	0.9	0.9	1	1.7

De plus, lors de la conception, la résistance des matériaux est réduite en les multipliant par des coefficients de tenue $\phi_{matériau}$ inférieurs à 1 (Tableau 3.2) pour la vérification de la résistance à l'ELU. Pour certaines vérifications de conception effectuées à l'aide d'un logiciel, la résistance à atteindre a été augmentée d'un facteur correspondant au lieu de réduire la loi de matériau utilisée. Cet aspect sera rappelé quand nécessaire dans les parties suivantes.

Tableau 3.2 Facteurs de tenue des matériaux

Matériau	Composante structurale	$\phi_{\text{matériau}}$
Torons de précontrainte	Poutre	0.95
Acier d'armature	Poutre, dalle et joint	0.90
Fibres métalliques	Poutre et dalle	0.75
Béton	Poutre et dalle	0.75

3.2.2 Charges permanentes

Les charges permanentes considérées pour la conception de la poutre sont le poids propre de la poutre, des parapets et de l'enrobé bitumineux présent sur le pont. Elles sont résumées au Tableau 3.3. Le poids propre a été calculé en multipliant la section de la poutre (0.37 m^2) par la masse volumique de 24.5 kN/m^3 béton précontraint. La charge associée à l'enrobé a été calculée en considérant une épaisseur de 80 mm et une masse volumique de 23.5 kN/m^3 . La charge des parapets a été calculée en considérant une charge de 9.45 kN/m par côté. Il a été supposé que les charges de l'enrobé et des parapets étaient réparties uniformément sur toutes les poutres, en considérant un nombre minimal de 7 poutres sur la largeur du pont pour être conservateur. Le moment maximal et l'effort tranchant maximal créés par les différentes charges permanentes ont été déterminés pour une poutre de 15 m de longueur (section 3.1). Ces valeurs seront utiles tout au long de la conception.

Tableau 3.3 Efforts créés par les charges permanentes

Élément	Enrobé	Parapet	Poutre	Total
Masse linéaire par poutre (kN/m)	2.6	2.7	9.0	14.2
Moment maximal créé par la charge au centre de la poutre (kNm)	72.3	75.9	251.9	400.1
Effort tranchant maximal créé par la charge à l'appui (kN)	19.3	20.3	67.2	106.7

3.2.3 Charges vives

3.2.3.1 Camion et surcharge de voie

La charge vive considérée est calculée d'après la surcharge d'un camion type CL-625. Il s'agit d'un camion présentant 5 essieux et une charge totale de 625 kN. Les espacements et poids

d'essieux sont résumés à la Figure 3.5. Par convention, les essieux seront numérotés de 1 à 5 en partant de l'avant du camion.

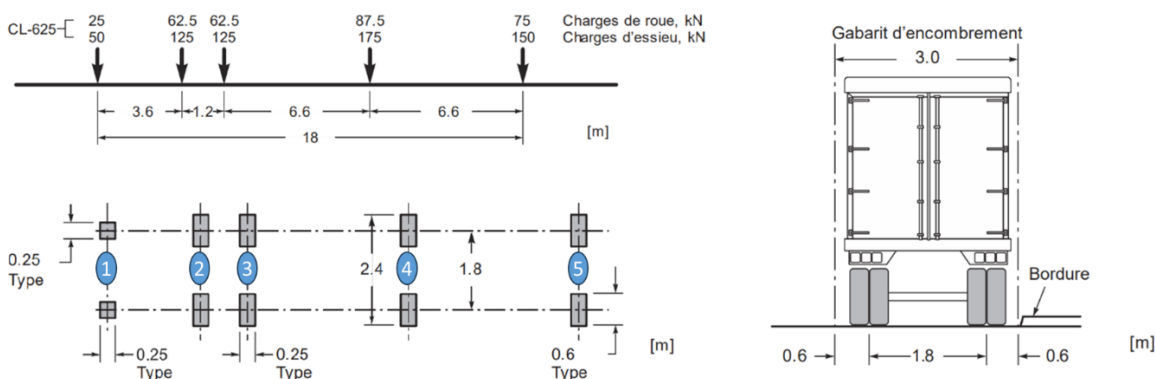


Figure 3.5 Caractéristiques de la surcharge routière de camion CL-625 (Massicotte, 2022)

De plus, une configuration particulière appelée « surcharge de voie » doit être considérée (Figure 3.6). Dans cette configuration, la charge de chaque essieu du camion est réduite de 20%, mais une charge uniformément répartie de 9 kN/m est rajoutée sur toute la voie. Pour une poutre de 15 m la charge de voie donne des valeurs inférieures à la charge de camion.

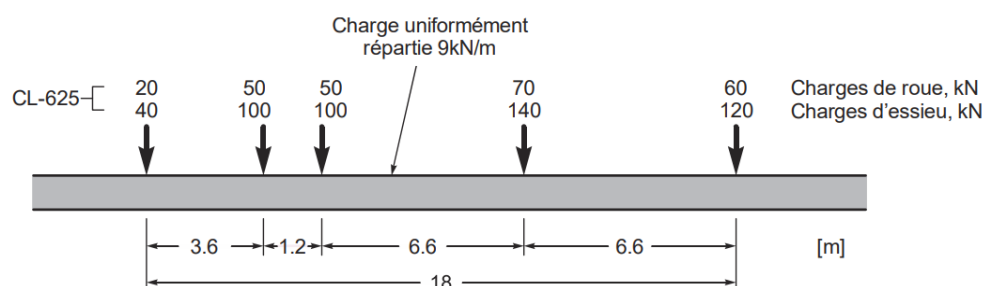


Figure 3.6 Surcharge de voie CL-625 (Massicotte, 2022)

Plusieurs cas de chargements doivent être considérés pour le camion CL-625 afin de trouver la configuration la plus critique. Ces cas correspondent aux efforts créés par un certain nombre d'essieux du camion, ils sont présentés au Tableau 3.4. De plus, les efforts obtenus avec le camion doivent être multipliés par un facteur d'amplification dynamique spécifique à chaque cas. Cela ne s'applique pas à la charge de voie.

Tableau 3.4 Cas de chargement du CL-625 et facteurs d'amplification dynamiques (CSA S6, 2019)

Cas	Essieux considérés	Facteur d'amplification dynamique
1	1,2,3,4,5	1.25
2	1,2,3	1.3
3	2,4	1.3
4	2,5	1.3
5	4,5	1.3
6	4	1.4

3.2.3.2 Nombre de voies et disposition latérale du chargement

Le nombre de voies d'un pont doit être déterminé d'après la largeur de sa chaussée, selon les indications données au Tableau 3.5 où W_c désigne la largeur de la chaussée. Il s'agit de la largeur totale du pont réduite de 0.9 m correspondant aux deux parapets. La largeur de la voie carrossable est ensuite simplement obtenue en divisant W_c par le nombre de voies de calcul. Le chargement simultané de plusieurs voies doit également être considéré. Dans ce cas, un facteur de réduction doit être appliqué aux charges obtenues selon le nombre de voies chargées (Tableau 3.6).

Tableau 3.5 Nombres de voies d'un pont selon la largeur de la chaussée (CSA S6, 2019)

Largeur de la chaussée W_c (m)	Nombre de voies
$3.0 < W_c \leq 6.0$	1
$6.0 < W_c \leq 10.0$	2
$10.0 < W_c \leq 13.5$	3
$13.5 < W_c \leq 17.0$	4

Tableau 3.6 Facteur de réduction selon le nombre de voies chargées (CSA S6, 2019)

Nombre de voies chargées	Facteur de réduction
1	1
2	0.9
3	0.8
4	0.7

Lorsqu'une ou plusieurs voies sont chargées, le camion peut être disposé n'importe où à l'intérieur de sa voie. Pour les ponts de 2 voies et plus, une configuration dite à « deux voies variables » doit être considérée. Dans cette configuration, toute la largeur de la chaussée peut être séparée en deux voies inégales avec une voie de 3.7 m de largeur minimale. Le cas le plus critique de cette configuration revient souvent à positionner deux camions CL-625 côte à côte, et à les placer latéralement à l'endroit le plus critique.

Pour les combinaisons de chargement ELU-1 et ELS-1, toutes les configurations de positions de camions et surcharges de voie décrites doivent être analysées afin de déterminer la plus critique. Pour les combinaisons ELF et ELS-2, seule la configuration « un seul camion au centre d'une seule voie de circulation », sans le cas « surcharge de voie », doit être considérée.

3.3 CONCEPTION EN FLEXION LONGITUDINALE

3.3.1 Calcul des efforts

Les efforts de flexion longitudinale dans la poutre ont été calculés à l'aide d'une modélisation par grillage du pont sur le logiciel SAP 2000 (CSI, 2023). Les trois largeurs de pont ont été modélisées et sont décrites à l'Annexe A.1. Pour chaque configuration, tous les cas de chargements du CL-625 décrits au Tableau 3.4 ont été appliqués successivement sur chaque poutre et le moment longitudinal créé en chaque point de la poutre a été retenu.

À partir de ces résultats, une ligne d'influence a été tracée pour chaque poutre. Cette ligne d'influence correspond au moment maximal créé dans la poutre selon la position latérale du chargement, le chargement retenu étant celui qui a créé le moment maximal. Les lignes d'influence des différentes poutres pour les 3 largeurs de pont étudiées sont données à la Figure 3.7. Par symétrie, la moitié des poutres est représentée, la poutre 1 étant située à l'extrême droite du tablier.

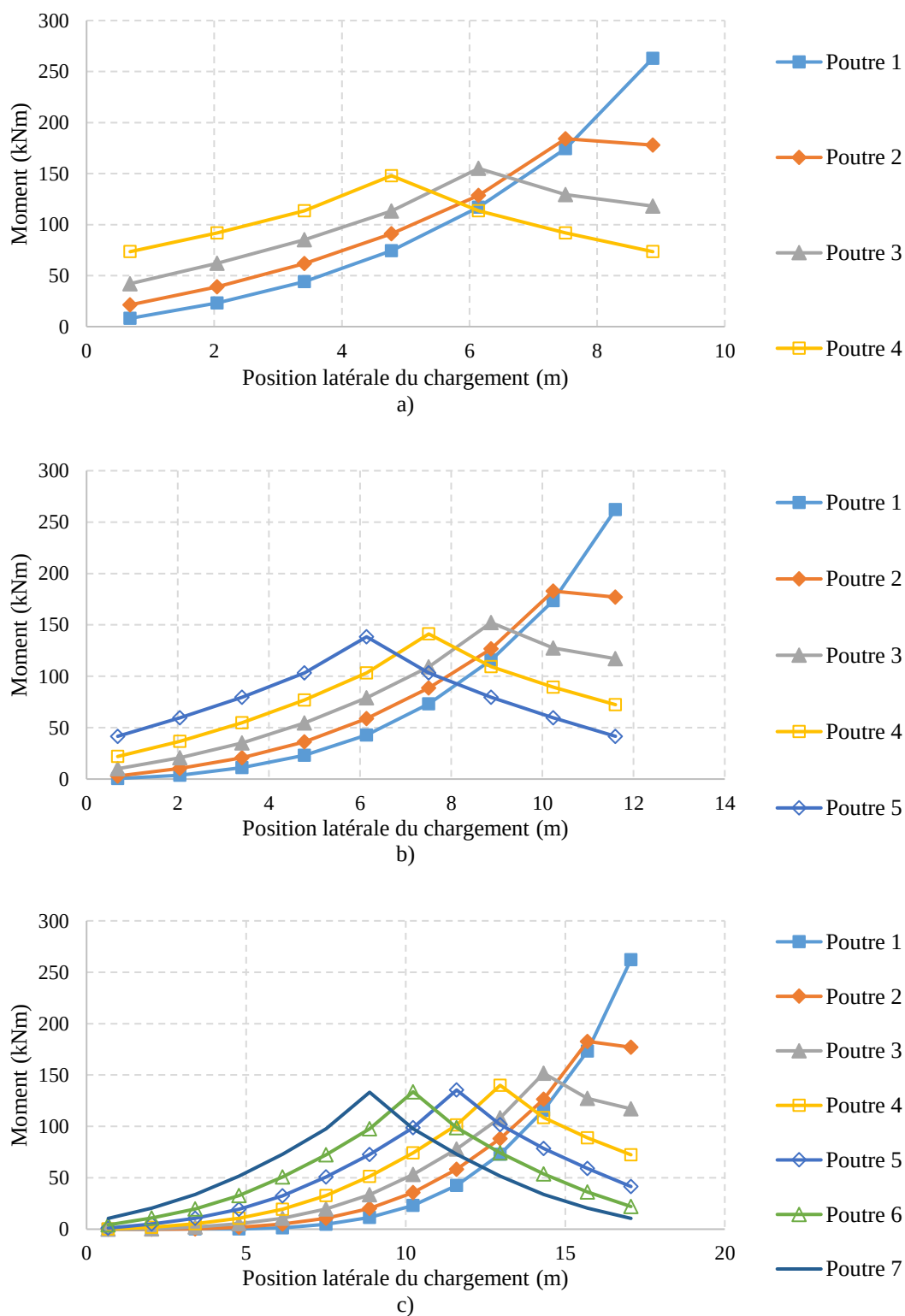


Figure 3.7 Lignes d'influence pour le chargement du CL-625,
a) Pont de 10 m (7 poutres), b) Pont de 12 m (9 poutres), c) Pont de 18 m (13 poutres)

Pour chaque poutre des 3 largeurs de pont, les différentes configurations de voies décrites à la Section 3.2.3.2 sont ensuite considérées avec les facteurs de réduction appropriés. Pour chaque configuration de voie, les essieux du ou des camions CL-625 sont positionnés de la façon la plus critique, et le moment est ensuite calculé avec les lignes d'influence.

L'exemple de la poutre 4 pour le pont de 10 m de largeur (7 poutres) est présenté à la Figure 3.8. Le cas de chargement le plus critique pour la charge vive est celui à « 2 voies variables », soit deux camions disposés n'importe où sur le pont. Le facteur de réduction correspondant est de 0.9. Le moment retenu est alors : $0.9 \times (107.1 + 147.3 + 104.6 + 78.4) = 393.7$ kNm. Le moment moyen par poutre pour cette configuration est 331 kNm. On constate que la répartition des charges entre les poutres est relativement uniforme. De plus, pour la conception, le code CSA S6 (2019) exige que la valeur de calcul retenue ne soit pas inférieure à la moyenne majorée de 5%, soit 374 kNm, qui est inférieure à la valeur obtenue de l'analyse de grillage.

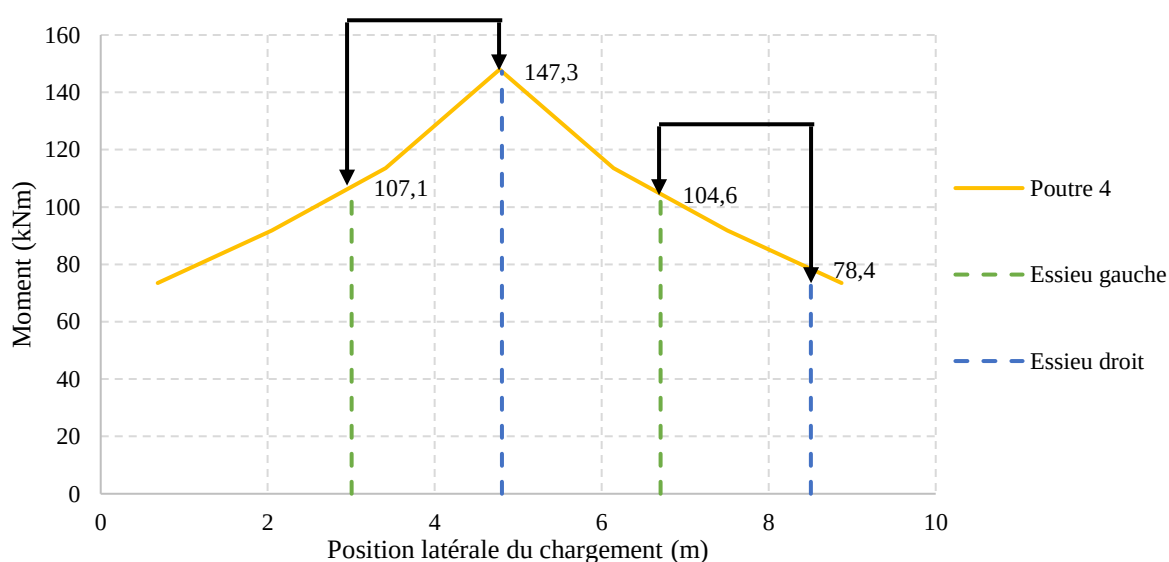


Figure 3.8 Exemple de calcul du moment de la charge vive avec une ligne d'influence

La même méthode a également été utilisée en ne considérant que le cas de chargement « un seul camion au centre d'une seule voie », sans le cas « surcharge de voie » pour calculer le moment maximal pour l'ELF. Pour chaque largeur de pont étudiée, le moment maximal obtenu sur l'ensemble des poutres a ensuite été retenu et est présenté au Tableau 3.7.

Tableau 3.7 Moments maximaux selon les différentes configurations de largeur

Largeur du pont	Moment Maximal ELU et ELS-1	Moment Maximal ELF
10 m (7 poutres)	443.7 kNm	310.0 kNm
12 m (9 poutres)	440.1 kNm	335.3 kNm
18 m (13 poutres)	439.9 kNm	313.4 kNm

Les moments de conception ont ensuite été calculés selon l'équation 3.2 en utilisant les coefficients du Tableau 3.1 ainsi que les charges permanentes du Tableau 3.3.

$$ELS - 1 : M_{els} = M_D + 0.9 \cdot M_L = 400.1 + 0.9 \cdot 443.7 = 799.4 \text{ kN.m}$$

$$ELF : M_{elf} = M_D + M_L = 400.1 + 335.3 = 735.4 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned}
 ELU - 1 : M_{elu} &= \frac{1.1 \cdot (M_{beton} + M_{parapet}) + 1.5 \cdot M_{enrobé} + 1.7 \cdot M_L}{0.85} \\
 &= \frac{1.1 \cdot (251.9 + 75.9) + 1.5 \cdot 72.3 + 1.7 \cdot 443.7}{0.85} = 1439 \text{ kNm} \quad (3.2)
 \end{aligned}$$

Pour le calcul du moment de conception à l'ELU, le coefficient de tenue du sécurité matériau ϕ a été pris en compte en haussant M_{elu} pour simplifier le calcul de la résistance. En effet, afin de pouvoir utiliser les résultats de la même analyse pour tous les états limites avec les logiciels AIS et Abaqus sans changer les propriétés des matériaux, l'effort de conception à l'ELU est augmenté artificiellement. Puisque la résistance en flexion longitudinale de la poutre provient en grande partie des armatures de flexion ($\phi = 0.9$) et des torons ($\phi = 0.95$) et en faible partie du béton ($\phi = 0.75$), un coefficient de tenue global de 0.85 a été retenu.

3.3.2 Évaluation du comportement de la poutre

Plusieurs itérations ont été nécessaires afin de déterminer la configuration des armatures de flexion. Il a finalement été choisi de conserver 10 torons espacés de 50 mm répartis sur 4 lits, ainsi qu'un lit de 6 barres d'armature HR en position inférieure (Figure 3.9a). Le premier lit de torons a été rendu non adhérent sur une longueur de 2 m à l'extrémité de la poutre (Figure 3.9b) afin de satisfaire les critères de précontrainte (Section 3.4.3). Un enrobage net de 50 mm a été considéré pour toutes les armatures. Les calculs présentés dans cette section correspondent à la configuration finale retenue.

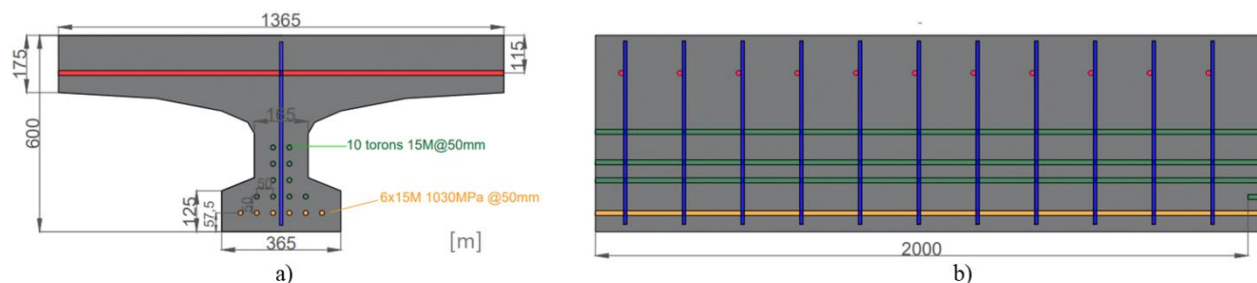


Figure 3.9 Armatures de résistance en flexion de la poutre,
a) Section, b) Vue longitudinale d'une extrémité

3.3.2.1 Calcul de la résistance

Le comportement en flexion a été calculé à l'aide du logiciel AIS (Analyse Inélastique des Structures) développé à Polytechnique Montréal. (Massicotte et al., 2011) Il permet de calculer le comportement en flexion d'une section de poutre avec du béton fibré. Les paramètres d'entrée du logiciel sont les suivants :

- Géométrie de la section;
- Armatures longitudinales (barres, torons de précontrainte);
- Lois de comportement du béton et des aciers.

Les paramètres considérés pour la conception ont été entrés dans le logiciel et sont détaillés à l'Annexe A.2. En particulier, une longueur caractéristique d'espacement des fissures de flexion a été calculée à $L_f = 27$ mm d'après l'équation proposée par Moffatt (2001). Elle correspond à l'espacement moyen des fissures de flexion dans la poutre, et est nécessaire pour déterminer l'ouverture de fissure avec le logiciel AIS. Elle sera comparée par la suite aux résultats expérimentaux. En sortie, le logiciel évalue le moment dans la section en fonction de la courbure, les contraintes dans la poutre et dans les armatures, ainsi que l'ouverture de fissure à la fibre tendue. La courbe moment - ouverture de fissure de la poutre est présentée à la Figure 3.10.

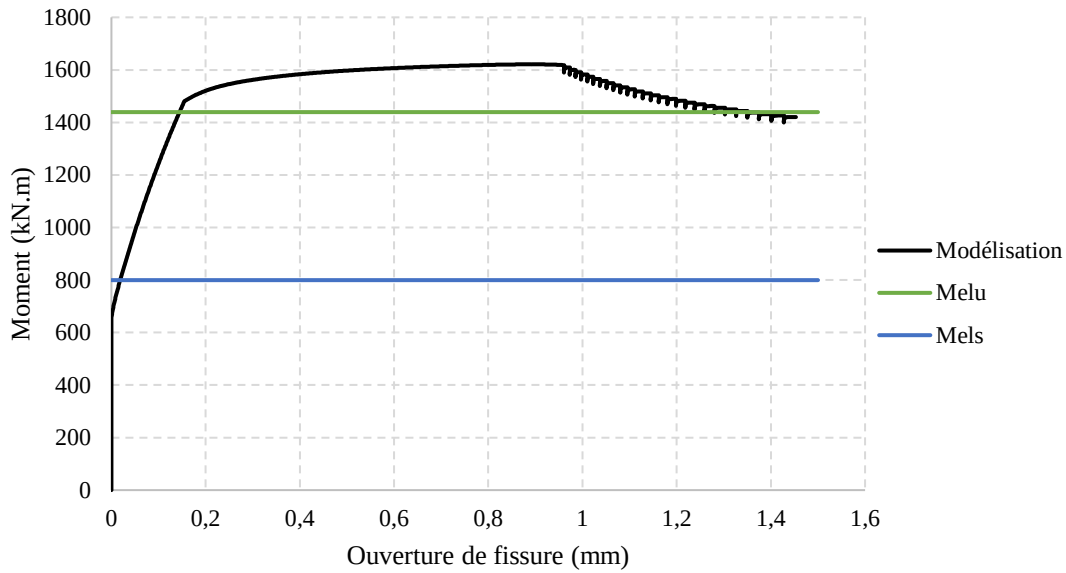


Figure 3.10 Moment en fonction de l'ouverture de fissure, modélisation AIS

La résistance à l'ultime de la poutre est $M_r = 1621$ kNm ce qui est supérieur à $M_{elu} = 1439$ kNm. De plus, l'ouverture de fissure au moment de service $M_{els} = 799$ kNm est de 0.019 mm, ce qui respecte l'ouverture maximale de 0.15 mm permise par le code. Cette valeur d'ouverture sera utilisée à la Section 3.4.3.

3.3.2.2 Fatigue

La résistance à la fatigue des barres d'armature de flexion longitudinale a été vérifiée. Le code CSA S6 (2019) impose une variation de contrainte maximale dans les torons et les barres d'armature de la poutre entre l'état de chargement « charges permanentes uniquement » et l'état de chargement « ELF ». La variation maximale de contrainte dans les torons doit être de 125 MPa. La variation maximale de contrainte dans les barres d'armature haute résistance est précisée à l'équation 3.3 :

$$\Delta\sigma_{elf} = 165 - 138 \cdot \frac{f_{sf}}{f_y} \quad (3.3)$$

Avec f_{sf} la contrainte dans la barre à l'état de chargement « charges permanentes uniquement » et f_y la contrainte de plastification de la barre. Pour la poutre développée, f_{sf} est négatif, car les barres d'armature haute résistance sont en compression à l'état de chargement « charges permanentes uniquement » en raison de la précontrainte. Par simplicité, $\Delta\sigma_f$ a été conservé égal à 165 MPa.

Les variations de contraintes ont ensuite été calculées avec le logiciel AIS. Le cas de chargement « charges permanentes uniquement » correspond à un moment de 400 kNm, et le cas « ELF » à un moment de 735.4 kNm. Les variations de contraintes obtenues sont $\Delta\sigma_{f_torons} = 89.8 \text{ MPa} < 125 \text{ MPa}$, et $\Delta\sigma_{f_barres} = 112.6 \text{ MPa} < 165 \text{ MPa}$. Cela valide la résistance en fatigue des barres d'armature de flexion longitudinale.

3.3.2.3 Calcul de la flèche

Un critère de flèche maximal de $\frac{L}{800} = \frac{15m}{800} = 18.8 \text{ mm}$ a été retenu d'après le Manuel de conception des structures du Ministère des transports et de la mobilité durable (2020). Ce critère correspond à un pont sans trottoir, alors qu'il est de $\frac{L}{1000}$ pour un pont avec trottoir. Il serait préférable de considérer un pont avec trottoir pour une application en milieu urbain. Cependant, le critère de flèche étant dimensionnant pour la hauteur du pont, le critère le plus grand a été retenu pour obtenir une poutre de très faible hauteur et ainsi démontrer le potentiel du type de poutre développé. Il serait également possible d'utiliser le critère du code CSA S6 (2019), qui se base sur la première fréquence de résonnance verticale de la structure, mais qui n'a pas été considéré lors de la conception. La flèche a été calculée avec le logiciel SAP de la même façon que le moment, avec la méthode des lignes d'influence. À chaque étape de calcul, le moment a été remplacé par la flèche. En supposant que le comportement de la structure est linéaire, il est possible d'additionner les flèches de la même façon que les moments. Les lignes d'influence des flèches sont présentées à la Figure 3.11.

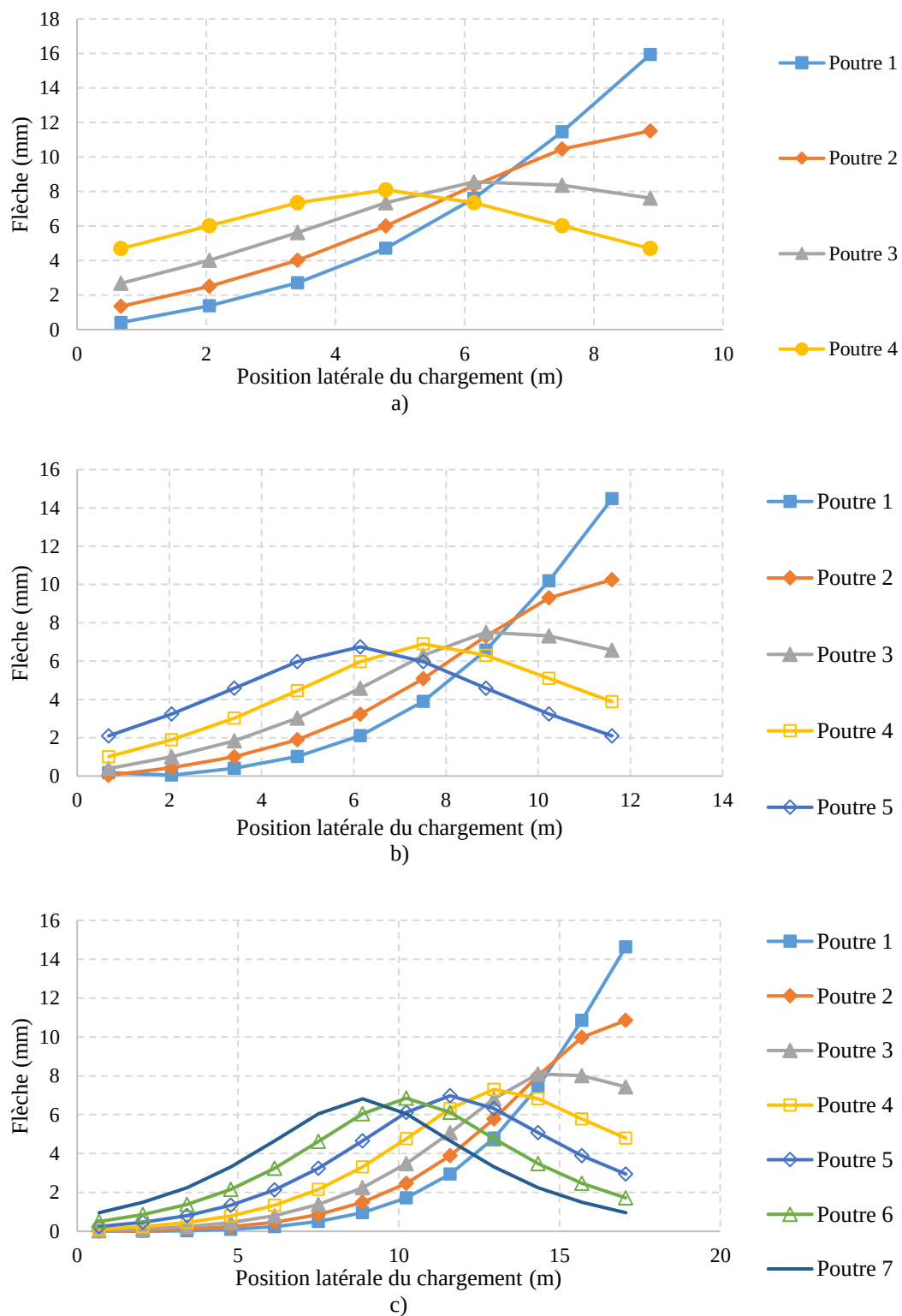


Figure 3.11 Lignes d'influence de la flèche pour le chargement du CL-625,
a) Pont de 10 m (7 poutres), b) Pont de 12 m (9 poutres), c) Pont de 18 m (13 poutres)

Comme expliqué à la Section 3.2.3.2, seule la configuration de chargement « un seul camion au centre d'une seule voie » a ensuite été utilisée pour calculer la flèche maximale, dont la valeur est 19.9 mm, à partir des lignes d'influence. Les résultats obtenus sont présentés au Tableau 3.8. Enfin, d'après le Tableau 3.1, un facteur de réduction 0.9 doit être appliqué à la flèche. Le calcul de la flèche étant proportionnel à la charge, il est équivalent d'appliquer le facteur de réduction à la charge ou à la flèche. La flèche maximale ainsi obtenue est de $19.9 \times 0.9 = 18.0$ mm, ce qui respecte le critère de 18.8 mm.

Tableau 3.8 Flèche maximale selon les différentes largeurs de pont

Largeur de pont	Flèche maximale
10 m (7 poutres)	19.9 mm
12 m (9 poutres)	19.1 mm
18 m (13 poutres)	19.3 mm

3.4 VÉRIFICATION DE LA PRÉCONTRAINTÉ DE LA POUTRE

3.4.1 Critères de conception

La méthode de conception en précontrainte a déjà été présentée à la Section 2.3.2. Les valeurs de résistance retenues pour le projet sont présentées au Tableau 3.9 et sont liées au choix de BRF, décrit à la Section 3.1.3. La contrainte f'_{ci} a été fixé arbitrairement à 50 MPa (sa valeur devra être vérifiée pendant la fabrication avant d'effectuer le transfert de précontrainte) alors que $f'_{ti} = 0.4 \cdot \sqrt{f'_{ci}}$. Enfin, les calculs des contraintes des torons f_{pi} et f_{pe} sont détaillés à la Section 2.3.2.2.

Tableau 3.9 Efforts de conception de précontrainte

Composante	f'_c	f'_{ci}	f'_t	f'_{ti}	f_{pi}	f_{pe}
Contrainte (MPa)	70	50	3.35	2.83	1305	1218

Les critères de conception donnant les contraintes maximales admissibles en traction et en compression ont été déterminés d'après le code CSA S6 (2019) et sont présentés au Tableau 3.10.

Tableau 3.10 Critères de conception pour la précontrainte (CSA S6, 2019)

Étape	Transfert	Long terme, sans charge vive	Long terme, ELS-1
Charge considérée	Poids propre uniquement	Poids propre et charge morte additionnelle	ELS-1
Force de précontrainte	f_{pi}	f_{pe}	f_{pe}
Critère fibre tendue	$\sigma \leq 0.5f'_{ti} = 1.41 \text{ MPa}$	$\sigma \leq f'_t = 3.35 \text{ MPa}$	$\sigma \leq f'_t = 3.35 \text{ MPa}$
Critère fibre comprimée	$\sigma \leq 0.6f'_{ci} = 30 \text{ MPa}$	$\sigma \leq 0.45f'_c = 31.5 \text{ MPa}$	$\sigma \leq 0.6f'_c = 42 \text{ MPa}$

3.4.2 Pertes de précontrainte

La méthode de calcul des pertes de précontrainte détaillée est expliquée dans CPCI (2017). Le détail des calculs est donné à l'Annexe A.3. La contrainte initiale dans les torons est de 1395 MPa. Une perte de 35 MPa est supposée entre le moment où la tension est appliquée aux torons (peu avant la coulée du béton) et le moment du transfert (de 1 à 3 jours après la coulée). La contrainte dans les torons juste avant le transfert est donc de $f_{p0} = 1360 \text{ MPa}$.

Au moment du transfert de la précontrainte, la contrainte dans les torons diminue en raison de la compression du béton. Il s'agit des pertes élastiques $\Delta f_{p,elas} = 54.8 \text{ MPa}$. Juste après le transfert, la contrainte dans les torons est donc $f_{pi} = f_{p0} - \Delta f_{p,elas} = 1305 \text{ MPa}$.

A long terme, les torons subissent des pertes de précontraintes en raison des phénomènes suivants :

- Retrait et fluage du béton : $\Delta f_{p,rf} = 108 \text{ MPa}$
- Relaxation des torons : $\Delta f_{p,rel} = 13.5 \text{ MPa}$

De plus, les charges permanentes additionnelles appliquées en phase de service augmentent la contrainte dans les torons. Il faut donc tenir des deux correctifs suivants :

- Correctif pour les pertes élastiques : $\Delta' f_{p,elas} = 17.4 \text{ MPa}$
- Correctif pour le retrait et fluage : $\Delta' f_{p,rf} = 16.8 \text{ MPa}$

Finalement, la contrainte dans les torons après toutes les pertes est $f_{pe} = f_{pi} - \Delta f_{p,rf} - \Delta f_{p,rel} + \Delta' f_{p,rf} + \Delta' f_{p,elas} = 1218 \text{ MPa}$.

3.4.3 Calcul des contraintes dans le béton aux différents états de conception

La méthode de conception se base sur les différentes conditions définies au Tableau 3.10. Pour chaque condition, les contraintes ont été calculées en fibre inférieure et en fibre supérieure de la poutre, grâce à un calcul linéaire élastique. Elles ont ensuite été comparées aux valeurs minimales et maximales permises au Tableau 3.10. Les résultats sont présentés à la Figure 3.12. Les variables σ_{sup} et σ_{inf} désignent les valeurs de contrainte en fibres inférieure et supérieure de la poutre. Les contraintes σ_{min} et σ_{max} désignent les valeurs minimales et maximales autorisées par le code. Pour toutes les valeurs, une contrainte positive représente un effort de traction et une contrainte négative un effort de compression.

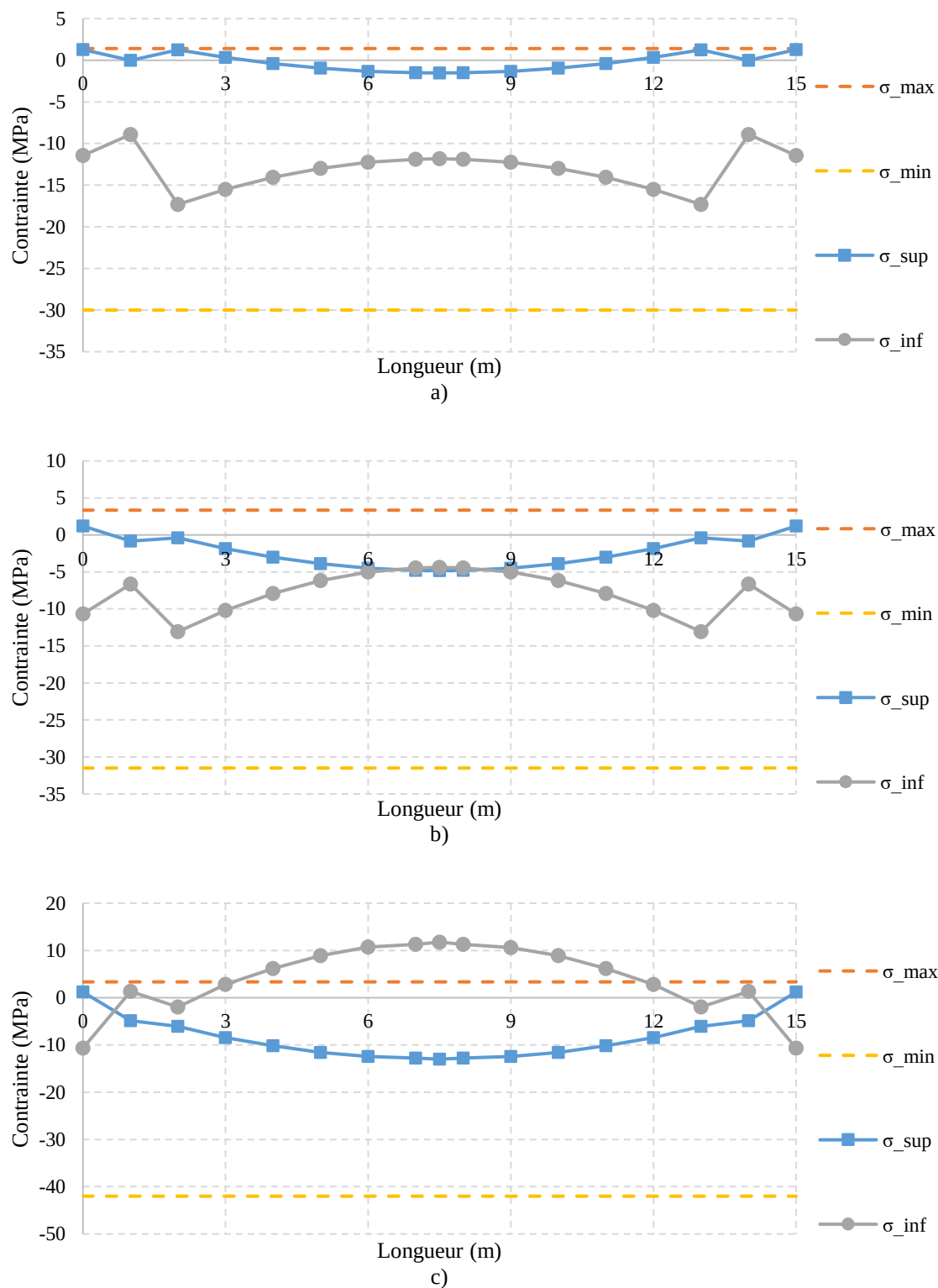


Figure 3.12 Calculs des contraintes dans le béton le long de la poutre à différents état de chargement, a) Transfert, b) Charges mortes seules, c) ELS-1

Pour les étapes de chargement au transfert et de charges permanentes seules, les contraintes en fibre supérieure et inférieure respectent les valeurs permises. L'intérêt de rendre les torons non adhérents à l'extrémité de la poutre est alors visible, puisque cela permet de ne pas avoir trop de traction en fibre supérieure à l'état de transfert.

À l'ELS-1, la traction dans le béton est trop élevée en fibre inférieure. Cela signifie que de la fissuration sera présente à l'état de service, et donc que la poutre est partiellement précontrainte. Dans ce cas, l'ouverture de fissure doit être inférieure à 0.15 mm, comme vu à la Section 2.3.2.1. Il a été vu précédemment que l'ouverture de fissure à l'ELS-1 est de $0.019 \text{ mm} < 0.15 \text{ mm}$. Ce critère est donc également respecté et valide le dimensionnement de la précontrainte.

3.5 CONCEPTION EN CISAILLEMENT DE LA POUTRE

3.5.1 Calcul des efforts

La seule vérification concernant la résistance à l'effort tranchant a été faite avec l'effort tranchant à l'ELU. Les efforts de cisaillement exercés sur la structure par les charges vives ont été calculés à l'aide de la méthode simplifiée du code CSA S6 (2019), tel qu'expliqué par Massicotte (2021). Cette méthode consiste à calculer l'effort tranchant maximal créé par un camion CL-625 sur une seule poutre, puis à déterminer la proportion maximale de cet effort qui sera repris par une poutre du pont à l'aide d'un facteur, appelé facteur d'essieu. Quelques vérifications s'imposent avant d'utiliser cette méthode :

- Le tablier comporte plus de trois poutres;
- La largeur du pont est constante;
- Les poutres sont toutes identiques, et espacées uniformément;
- L'espacement des poutres est compris entre 0.6 m et 4.0 m;
- La hauteur minimale de la dalle est de 175 mm (au niveau du joint);
- Le rapport de l'espacement des poutres sur l'épaisseur de la dalle vaut $7.8 < 18$;
- La longueur du porte à faux est 0.5 m et doit être inférieure à 1.8 m;
- La longueur du porte à faux représente 37% de l'espacement entre les poutres et doit être inférieure à 60%;
- Les conditions de support s'apparentent à des lignes d'appuis à toutes les unités de fondation;

- Le tablier est droit;
- Les poutres sont combinées à une portion de la dalle (dalle intégrée) et l'action structurale est mixte;
- Les efforts transversaux dus aux charges de gravité sont repris par la dalle.

L'effort tranchant maximal créé par un camion a été déterminé à l'aide du logiciel SAP2000. Les mêmes cas de chargement qu'à la Section 3.3.1 ont été utilisés, mais cette fois-ci avec une seule poutre au lieu d'un pont complet (puisque l'effort tranchant maximal créé par le camion sur une poutre est recherché). L'effort retenu est $V_{CL625} = 412.2$ kN.

Le facteur d'essieu a ensuite été calculé pour les longueurs de pont de 10, 12 et 18 m avec respectivement 7, 9 et 13 poutres, avec l'équation 3.5.

$$F_T = \frac{S}{D_T \cdot \gamma_c} = 0.44 \geq \Lambda = \frac{1.05 \cdot n \cdot R_L}{N} \quad (3.4)$$

Avec :

- $S = 1.365$ m l'espacement des poutres;
- $D_T = 3.4$ m;
- $\gamma_c = \left(\frac{S}{2.0}\right)^{0.25} < 1.0 = 0.91$;
- $n = 2, 3$ ou 4 le nombre de voies;
- R_L défini au Tableau 3.6;
- N le nombre de poutres.

La valeur maximale de Λ pour chaque largeur de pont est résumée au Tableau 3.11.

Tableau 3.11 Valeur maximale de Λ selon la largeur du pont

Configuration	10 m (7 poutres)	12 m (9 poutres)	18 m (13 poutres)
Nombre de voies chargées	2	3	4
Λ	0.27	0.28	0.23

Finalement, le facteur d'essieu retenu est $F_T = 0.44$, et l'effort tranchant créé par la charge vive est $412.1 \times 0.44 = 182$ kN. L'effort tranchant pondéré a ensuite été calculé en utilisant les coefficients

du Tableau 3.1 ainsi que les charges permanentes du Tableau 3.3. Le résultat final est présenté à l'équation 3.6.

$$\begin{aligned}
 \text{ELS-1 : } V_{els} &= V_D + 0.9 \cdot V_L \\
 &= 106.7 + 0.9 \cdot 182 = 271 \text{ kN} \\
 \text{ELU : } V_{elu} &= 1.1 \cdot (V_{\text{béton}} + V_{\text{parapet}}) + 1.5 \cdot V_{\text{enrobé}} + 1.7 \cdot V_L \\
 &= 1.1 \times (67.2 + 20.3) + 1.5 \times 19.3 + 1.7 \times 182 = 435 \text{ kN}
 \end{aligned} \tag{3.5}$$

Le coefficient de tenue des matériaux n'a pas été pris en compte ici, car il sera considéré lors du calcul de la résistance qui sera réalisé manuellement. La valeur V_{els} ne sera pas utilisée lors de l'étape de conception mais sera utilisée lors de l'étape d'analyse des résultats expérimentaux.

3.5.2 Calcul de résistance

La disposition d'étriers choisie comporte une seule branche d'étriers 10M au centre de l'âme, avec un espacement $s = 180$ mm entre les étriers. Les barres sont en acier 400W.

La résistance a été calculée à l'aide de l'équation du code CSA S6 (2019) intégrant la contribution du béton de fibres. Le calcul de résistance est décomposé en différentes parties, pour calculer la contribution des différentes composantes de la poutre, soit celles du béton, des étriers et des fibres. Les résultats sont présentés ici, et les détails des calculs sont à l'Annexe A.4.

La contribution du béton vaut $V_c = 171$ kN. Seule la partie rectangulaire de la poutre correspondant à la largeur de l'âme de 165 mm a été considérée dans le calcul. La contribution des étriers vaut $V_s = 156$ kN. La contribution des fibres vaut $V_{fib} = 154$ kN. Un facteur d'efficacité de 0.5 a été utilisé pour la réduction de la loi de comportement postpic du BFHP, comme expliqué à la Section 3.1.3. La résistance finale en cisaillement est présentée à l'équation 3.7, et vaut 481 kN qui est supérieur à $V_{elu} = 435$ kN.

$$V_r = V_c + V_s + V_{fib} = 171.1 + 155.9 + 154.3 = 481.3 \text{ kN} > V_{elu} = 435 \text{ kN} \tag{3.6}$$

3.6 CONCEPTION DE LA DALLE EN FLEXION

3.6.1 Calcul des efforts

3.6.1.1 Méthode de calculs

Les efforts dans la dalle ont été calculés avec la méthode des lignes d'influence. Un modèle de pont élastique linéaire en éléments finis simplifié à 4 poutres de largeur a été créé pour cela sur le logiciel Abaqus (Dassault Systèmes, 2014) et est présenté à la Figure 3.13. Le pont de largeur minimale de 10 m comporte 7 poutres, mais le nombre de poutres a été réduit afin de faciliter le traitement des données. Il a auparavant été vérifié que la répartition des contraintes transversales se faisait en majorité sur une largeur maximale de 4 poutres. Le matériau utilisé pour cette analyse est linéaire, de module d'élasticité 38 GPa. Des éléments cubiques quadratiques C3D20R à intégration réduite d'environ 85 mm ont été utilisés. Puisque les éléments sont quadratiques, il est suffisant d'avoir deux éléments dans l'épaisseur de la dalle pour calculer la répartition des contraintes. Chaque poutre est simplement appuyée aux extrémités, seul le déplacement vertical est bloqué le long des lignes rouges aux appuis. Le mouvement de corps rigide a été supprimé en bloquant le déplacement latéral à deux angles du modèle (points vert et bleu) et le déplacement longitudinal à un angle du modèle (point bleu).

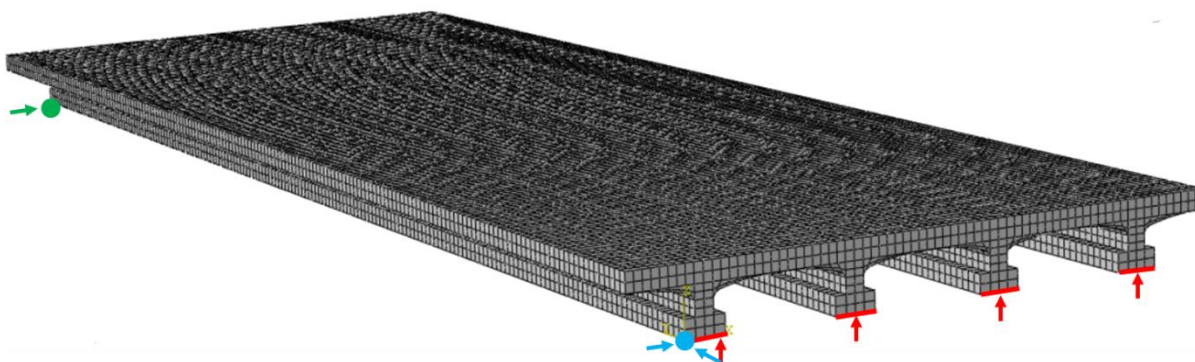


Figure 3.13 Modèle linéaire de pont en éléments finis pour le calcul des efforts dans la dalle

La dalle a été subdivisée en 4 sections identifiées à la Figure 3.14 pour l'analyse des moments de flexion : 3 sections pour le moment transversal (en rouge) et une section pour le moment longitudinal (en vert). Pour chaque section, le moment a été calculé de façon ponctuelle; il est donc exprimé par mètre de largeur.

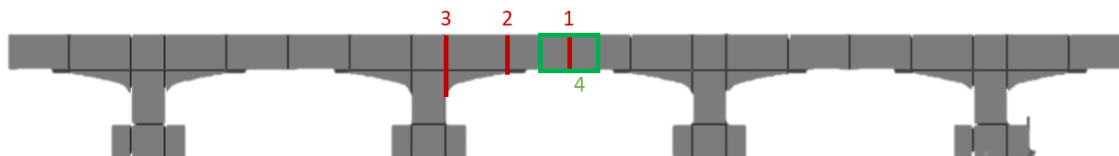


Figure 3.14 Les différentes sections d'analyse du moment dans la dalle

Plusieurs cas de chargement ont ensuite été appliqués sur le pont pour créer des lignes d'influence. Une charge de gravité a d'abord été appliquée pour obtenir la contrainte créée par la charge morte. Pour les charges vives, deux configurations différentes du camion CL-625 (Figure 3.15) ont été utilisées : les essieux 2 et 3 (en bleu), ou bien les essieux 1, 2, 3 et 4 (en jaune). Un seul pneu de chaque essieu a été considéré.

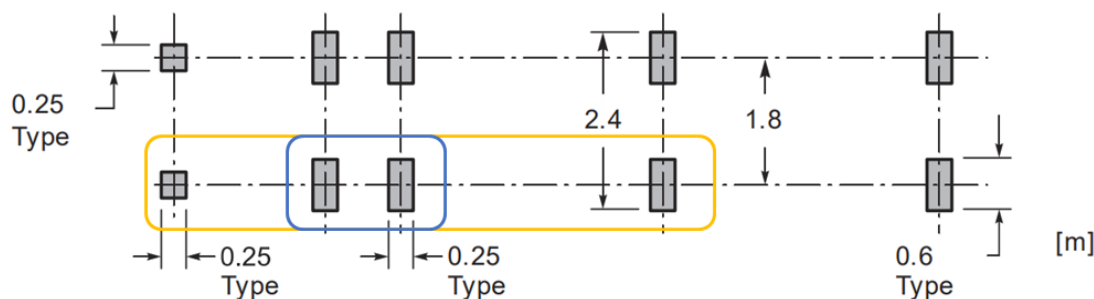


Figure 3.15 Configurations du camion CL-625 utilisées pour le chargement de la dalle

Les demi-essieux ont ensuite été disposés en 7 positions différentes (représentées en jaune à la Figure 3.16) sur une demi-largeur de pont pour en déduire des lignes d'influence (l'autre demi-largeur du pont sera la même par symétrie). L'axe en x représente la largeur du pont à 4 poutres de largeur, et l'axe en y la longueur de 15 m.

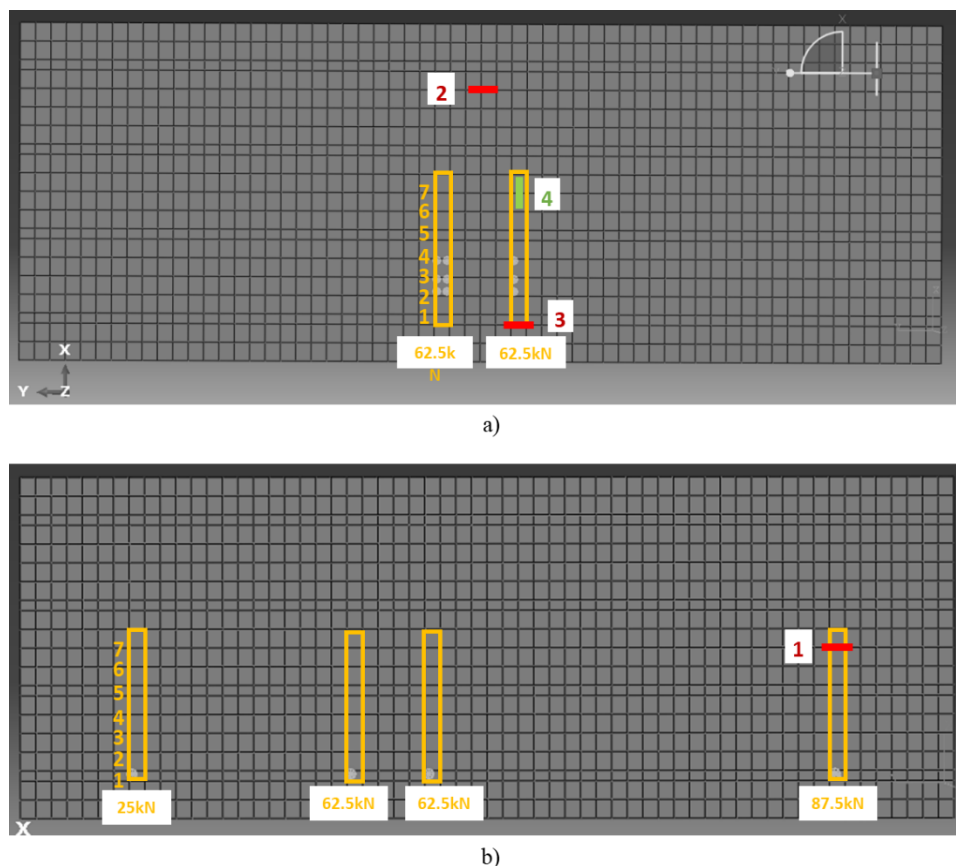


Figure 3.16 Sept dispositions transversales différentes des essieux du camion CL625 pour l'analyse de la dalle, a) Demi-essieux 2 et 3, b) Demi-essieux 1, 2, 3 et 4

La position critique de calcul des efforts pour chaque section est présentée à la Figure 3.16, en rouge pour les sections 1, 2 et 3 (moment transversal) et en vert pour la section 4 (moment longitudinal). Cette position a été déterminée en calculant le moment sur toute la longueur de la poutre pour une position fixée du camion, pour obtenir la position longitudinale avec le plus de moment. Le moment et la contrainte axiale ont été calculés en un seul point, par un calcul linéaire à partir des contraintes en fibres inférieure et supérieure de la dalle. Ils sont donc exprimés par mètre de longueur de la dalle. À la Figure 3.16, les sections sont représentées par un trait et non par un point pour mieux comprendre leur signification.

De plus, un appui supplémentaire a été rajouté sous la poutre pour les configurations « essieux 2, 3 » (appui sous un essieu) et pour la configuration « charge permanente » (appui au centre de la poutre) afin d'augmenter le moment négatif dans les sections et d'obtenir une configuration plus critique.

Enfin, une fois les efforts de conception obtenus, la résistance de chaque section a été calculée à l'aide du logiciel AIS. Les détails de chaque section sont présentés aux sections suivantes.

3.6.1.2 Résultats

Les lignes d'influence des moments créés dans les sections 1, 2 et 3 pour les chargements les plus critiques sont présentées à la Figure 3.17. La contrainte axiale transversale est négligée à chaque fois car sa valeur était très faible comparé au moment transversal.

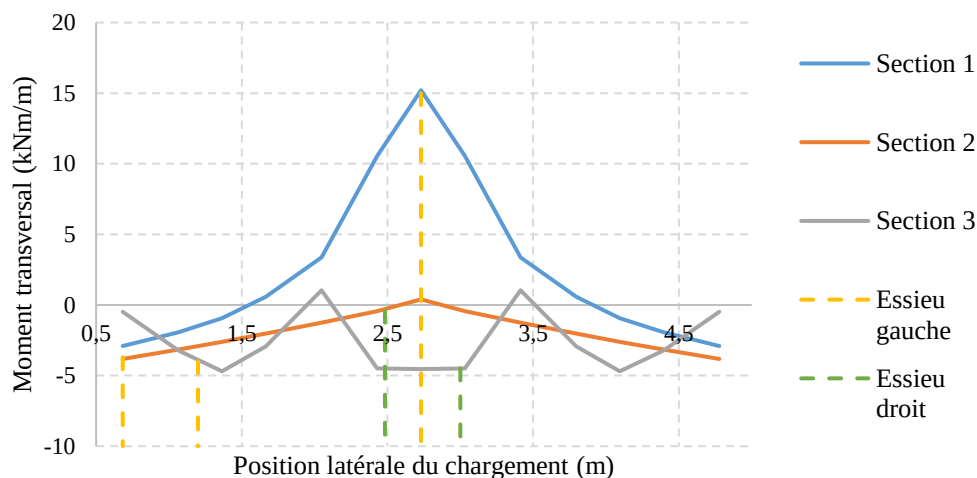


Figure 3.17 Lignes d'influences du moment transversal des sections 1, 2 et 3 de la dalle

Le moment final dans chaque section a ensuite été calculé en disposant les deux essieux (représentés par un trait pointillé jaune pour l'essieu gauche et un trait pointillé vert pour l'essieu droit), séparés de 1,8 m, sur la ligne d'influence. Pour la section 1, un seul essieu a été considéré de façon conservatrice, le deuxième essieu étant en moment négatif. Le moment maximal créé par la charge morte a également été calculé; il a été considéré par la suite seulement s'il rendait le chargement plus critique. Les moments maximaux sont de 15,2 kNm/m en moment positif et de -8,5 kNm/m en moment négatif, et sont montrés au Tableau 3.12.

Pour la section 4, la méthode des lignes d'influence n'a pas été utilisée. La position la plus critique était la position centrale (n°7 à la Figure 3.16) des demi-essieux 1, 2, 3 et 4. La contrainte axiale longitudinale était significative et n'a pas été négligée. Le moment et la contrainte axiale longitudinaux au centre de la poutre (au niveau de la section 4) en fonction de la position longitudinale de la section 4 sont présentés à la Figure 3.18.

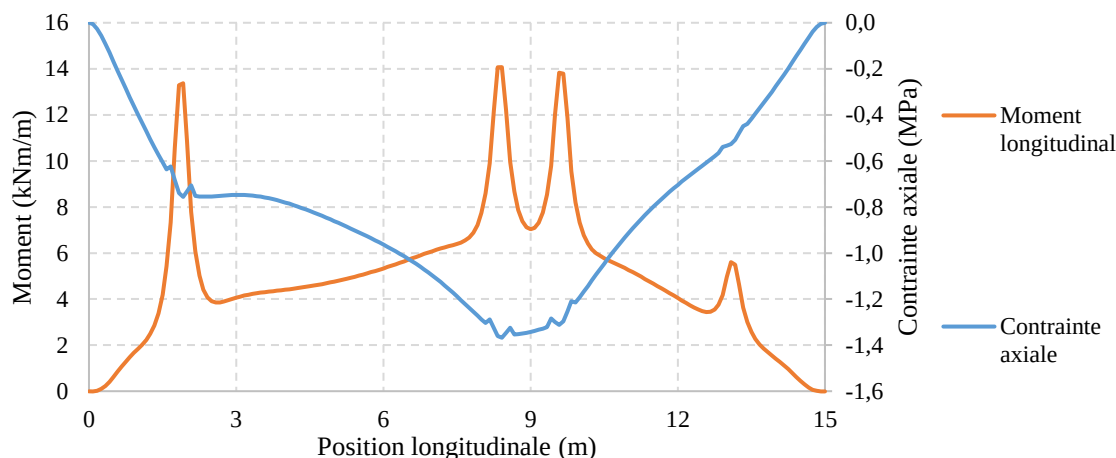


Figure 3.18 Moment longitudinal et contrainte axiale longitudinale dans la section 4 de la dalle, en fonction de la position longitudinale de la section

Finalement, l'effort le plus critique est un moment longitudinal dans la dalle de 13.4 kNm/m associé à une contrainte axiale de compression de -0.8 MPa, à la position 2 m. Le moment est plus élevé aux deux pics à 9 m, mais la contrainte axiale de compression étant plus élevée également, l'effort est moins critique. Les charges permanentes créent une faible compression dans la section; il est donc conservateur de les ignorer. Un récapitulatif des moments obtenus est présenté au Tableau 3.12.

Tableau 3.12 Résumé des efforts créés dans la dalle

Section	Moment transversal (T) ou longitudinal (L) CL-625 (kNm/m)	Moment transversal (T) ou longitudinal (L) poids propre (kNm/m)	Contrainte axiale (MPa)
1 (T)	15.2	1	0
2 (T)	-4.4	0	0
3 (T)	-8.5	-2.5	0
4 (L)	13.4	0	-0.8

Les charges permanentes additionnelles n'ont pas été considérées, compte tenu de leur faible valeur comparé au poids propre de la poutre et de la faible importance du poids propre par rapport à la charge vive. Leur absence ne changera pas le résultat de la conception.

Les différents facteurs de pondération ont ensuite été appliqués. Il s'agit des coefficients de pondération du Tableau 3.1 et du coefficient d'amplification dynamique du Tableau 3.4 pris égal

à 1.3. Enfin, pour l'ELU, le coefficient de tenue du matériau a été considéré et a été pris égal à 0.75 afin d'augmenter la valeur des efforts de conception. Les efforts finaux de conception de la dalle sont présentés au Tableau 3.13.

Tableau 3.13 Efforts de conception pour la dalle

Section	ELS-1	ELU-1
1 – Moment (kNm/m)	18.8	46.3
2 – Moment (kNm/m)	-5.1	-13.0
3 – Moment (kNm/m)	-12.4	-28.6
4 – Moment (kNm/m)	15.7	39.5
4 – Contrainte axiale (MPa)	-0.9	-2.4

3.6.2 Évaluation du comportement

Le comportement de chaque section de la dalle a ensuite été calculé à l'aide du logiciel AIS. Pour rappel, un seul lit d'armature est prévu dans la dalle. Il doit donc à la fois reprendre les efforts de moment transversaux positif (section 1) et les efforts de moment négatif (sections 2 et 3). Le comportement mécanique de la dalle est présenté section par section.

3.6.2.1 Section 1 : Moment transversal positif au joint

La section 1 dont la géométrie est présentée à la Figure 3.19 a été déterminante pour la disposition des armatures. Des barres d'armatures 15M de nuance 400W sont espacées de 180 mm et disposées à 115 mm du haut de la surface supérieure de la poutre. Le critère minimum de 60 mm d'enrobage à la fibre supérieure et de 40 mm à la fibre inférieure est respecté.

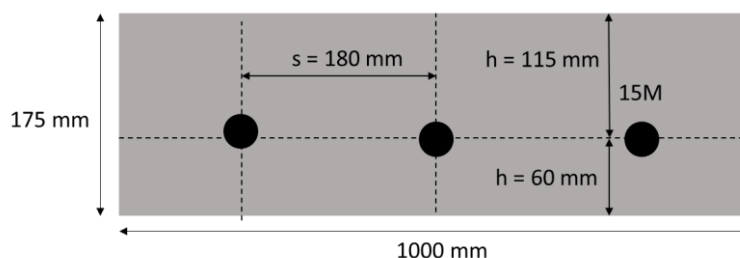


Figure 3.19 Géométrie de la section 1 de la dalle : moment transversal positif

La section a été modélisée sur AIS avec un béton non fibré de 70 MPa. En effet, les fibres ne doivent pas être considérées au niveau du joint car elles ne le traversent pas (Faggio, 2014). Les résultats de la modélisation sont présentés à la Figure 3.20.

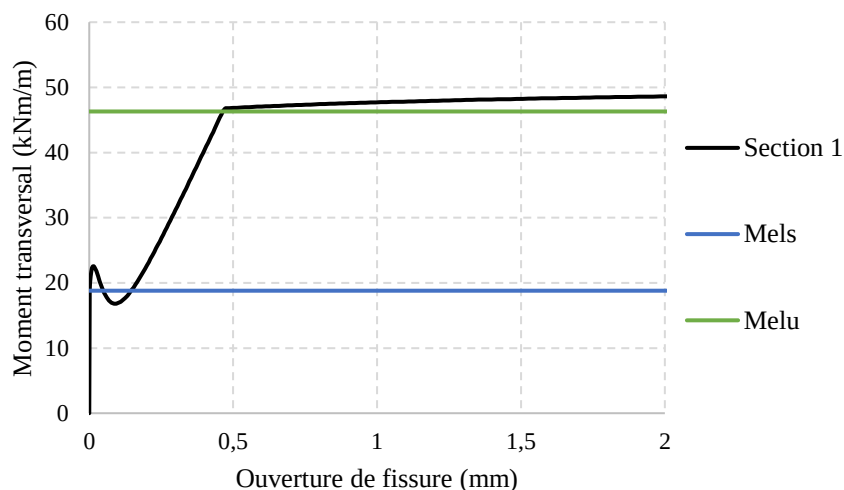


Figure 3.20 Comportement mécanique en flexion transversale, section 1

La chute de résistance initiale correspond à la reprise des efforts par les armatures à la fissuration du béton. Le comportement en condition fissurée est ensuite linéaire, jusqu'à la plastification des barres d'armature. L'ouverture de fissure est nulle lorsque le moment de service $M_{els} = 18.8$ kNm/m est atteint pour la première fois, et la résistance à l'ultime $M_r = 50.2$ kNm/m est supérieure au moment de conception $M_{elu} = 46.3$ kNm/m. La section présente donc un comportement adéquat.

3.6.2.2 Sections 2 et 3 : Moments négatifs transversaux

Les sections 2 et 3 situées dans la partie dalle de la poutre ont été modélisées en BFHP. La hauteur retenue de la section 3 est de 230 mm, car il s'agit de la portion de la section dans laquelle la répartition de la contrainte est linéaire (résultat obtenu avec le modèle en éléments finis). La section est en réalité plus haute, ce résultat est donc conservateur. Les schémas des sections sont présentés à la Figure 3.21. Les critères d'enrobages sont toujours respectés. L'espacement des barres d'armatures est toujours de 180 mm. L'effet du cisaillement sur l'armature de flexion au niveau de la jonction entre la dalle et l'âme à la section 3 n'a pas été considéré.

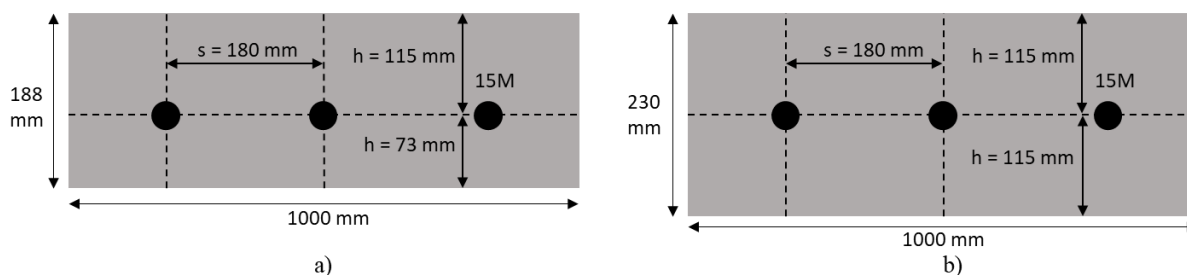


Figure 3.21 Géométries des sections pour la conception en moment négatif transversal,
a) Section 2, b) Section 3

Les résultats de la modélisation AIS sont présentés à la Figure 3.22. Les moments transversaux négatifs sont représentés en valeur absolue. La fissuration a lieu pour un moment de 30 kNm/m pour la section 2, et 48 kNm/m pour la section 3. Le comportement en condition fissurée est ensuite linéaire jusqu'à la plastification des armatures. Une partie de la résistance en traction provient de la contribution des fibres du BFHP. Le plateau a donc une pente légèrement négative, car la résistance en traction du BFHP diminue avec l'ouverture de fissure. La résistance de la section 2 est $M_r = 69.5$ kNm/m qui est supérieure au moment de conception $M_{elu} = 13$ kNm/m. La résistance de la section 3 est $M_r = 110$ kNm/m qui est supérieure au moment de conception $M_{elu} = 28.6$ kNm/m. Aucune fissure n'est présente en service, et la résistance à l'ultime est largement vérifiée pour les sections 2 et 3. La conception de la dalle en moment négatif est donc validée.

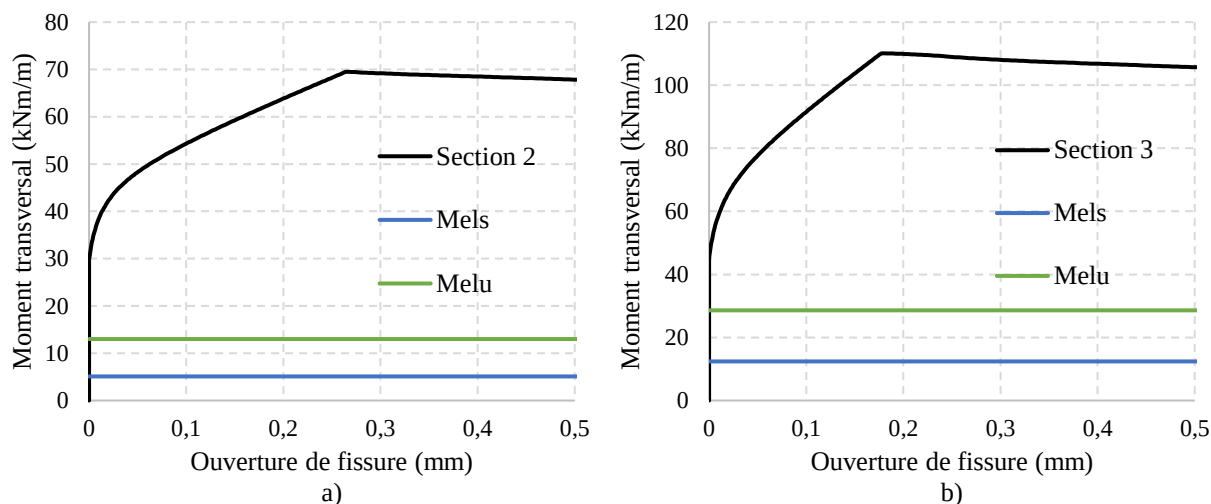


Figure 3.22 Comportement mécanique en flexion transversale, a) Section 2, b) Section 3

3.6.2.3 Section 4 : Moment longitudinal

Enfin, la section 4 qui reprend le moment longitudinal a également été modélisée sur AIS. Le BFHP a été utilisé, car il y a une continuité des fibres dans le sens longitudinal, contrairement au sens transversal au niveau du joint. Pour rappel, il n'y a pas d'armatures dans le sens longitudinal dans la dalle. Le code CSA S6 (2019) impose normalement d'avoir une quantité d'armature dans le sens longitudinal supérieure à 67% de la quantité d'armature dans le sens transversal. Cependant, pour démontrer le potentiel de diminution de la quantité d'armature offert par le BFHP, ce critère n'a pas été considéré. La géométrie de la section est présentée à la Figure 3.23.

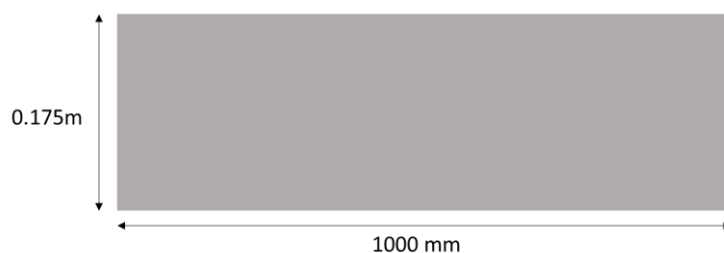


Figure 3.23 Géométrie de la section 4 – moment longitudinal

La section a ensuite été modélisée en BFHP dans le logiciel AIS. Une partie de la section sera en BFUP au niveau du joint, mais la résistance du BFUP étant largement supérieure à celle du BFHP, il est conservateur de modéliser toute la section en BFHP. La contrainte axiale longitudinale a été

appliquée dans AIS au moyen de torons non adhérents (ce qui revient à appliquer un effort axial constant du point de vue du logiciel). Les résultats de modélisation de la section 4 sont présentés à la Figure 3.24. Le moment de fissuration est de 45 kNm/m. Toute la résistance en traction provient ensuite du BFHP. La résistance de la section est $M_r = 68.9$ kNm/m qui est supérieur au moment de conception $M_{elu} = 39.5$ kNm/m. L'ouverture de fissure est nulle pour la charge de service $M_{els} = 22$ kNm/m, ce qui valide la conception.

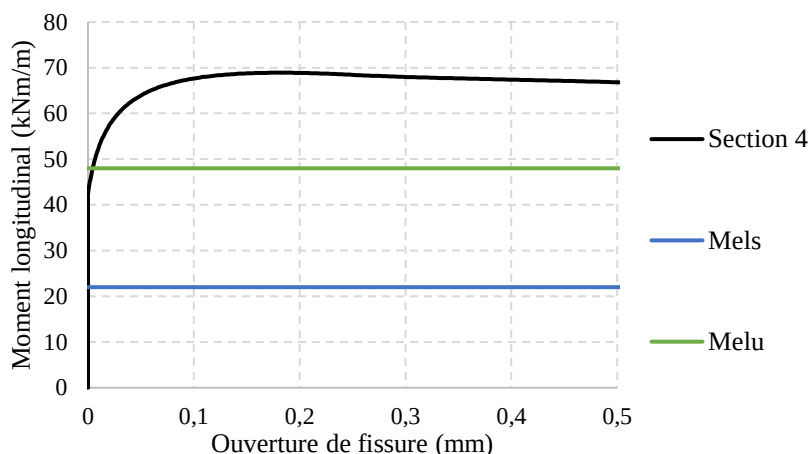


Figure 3.24 Comportement mécanique en flexion longitudinale, section 4

3.7 RÉSUMÉ DE LA CONCEPTION

La poutre obtenue après la conception est présentée à la Figure 3.25. La poutre d'une hauteur totale de 600 mm respecte le critère principal de hauteur maximale de 700 mm lié à l'espace disponible en milieu urbain.

- L'armature de flexion longitudinale comporte 10 torons 15M et 6 barres d'armature 15M à haute résistance. Les torons sont bien protégés de la corrosion grâce à un enrobage important, et les barres d'armature haute résistance permettent de limiter la force de précontrainte et le risque de corrosion, tout en conservant une grande résistance à l'ultime. Les torons sont non adhérents à l'extrémité de la poutre sur une longueur de 2 mètres.
- La quantité d'étriers a été fortement réduite grâce à l'utilisation du BFHP. Une seule branche d'étriers 10M espacés de 180 mm est présente au centre de l'âme.
- La quantité d'armatures dans la dalle a été très fortement réduite grâce à l'utilisation de BFHP. Un seul lit de barres 15M espacées de 180 mm est présent dans la direction

transversale, et en agit en moment positif et en moment négatif. Aucun acier n'est présent dans la direction longitudinale dans la dalle.

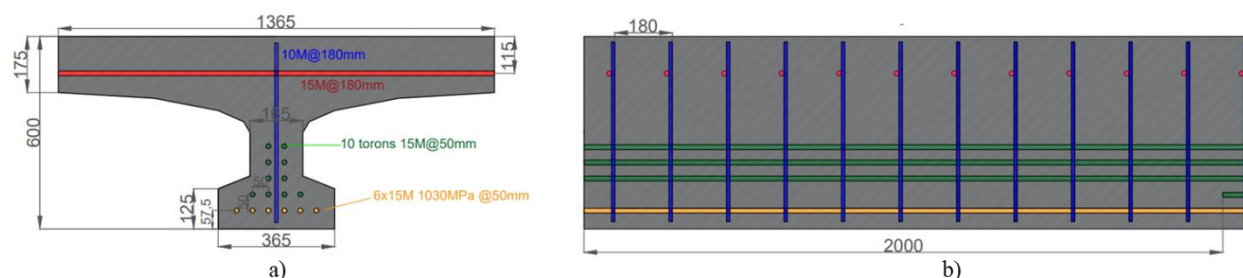


Figure 3.25 Conception finale de la poutre, a) Section, b) Vue de profil d'une extrémité

Les différents aspects critiques de dimensionnement ayant mené à la configuration finale sont résumés au Tableau 3.14. La hauteur de la poutre a été déterminée par la flèche maximale à l'ELS-2. Le nombre de torons de précontrainte a été limité par la traction à la fibre supérieure de la poutre lors de l'étape de transfert de la précontrainte. La disposition et le nombre de barres d'armatures haute résistance ont ensuite été ajustés pour garantir une résistance suffisante à l'ELU. La disposition et le nombre d'étriers ont été déterminés par la résistance de la poutre en cisaillement à l'ELU. Enfin, la disposition et le nombre d'armatures transversales dans la dalle ont été déterminés par la résistance à l'ELU de la dalle en flexion en moment positif au niveau du joint.

Tableau 3.14 Paramètres critiques de dimensionnement

	Flexion longitudinale de la poutre	Précontrainte de la poutre	Cisaillement de la poutre	Flexion transversale dalle M+ (joint)
Hauteur de la poutre	Flèche maximale ELS-2			
Disposition et nombre de torons de précontrainte		Traction à la fibre supérieure au transfert		
Disposition et nombre d'armatures haute résistance	Résistance ELU			
Disposition et nombre d'étriers			Résistance ELU	
Disposition et nombre d'armatures transversales				Résistance ELU

Enfin la poutre précontrainte en BFHP a été comparée à une poutre équivalente NEXT-D en BHP avec dalle intégrée, dont un schéma de la section est donné à la Figure 3.26. Le détail de la conception est donné par PCI (2020). La poutre NEXT-D a été conçue selon la norme américaine AASHTO LRFD. La poutre a été dimensionnée pour une longueur de 17 m similaire à la longueur de 15 m de la poutre en BFHP. Elle présente une section en double T, de largeur 3.05 m et de hauteur 712 mm. Le béton considéré pour la conception est un BHP de résistance nominale 55 MPa.

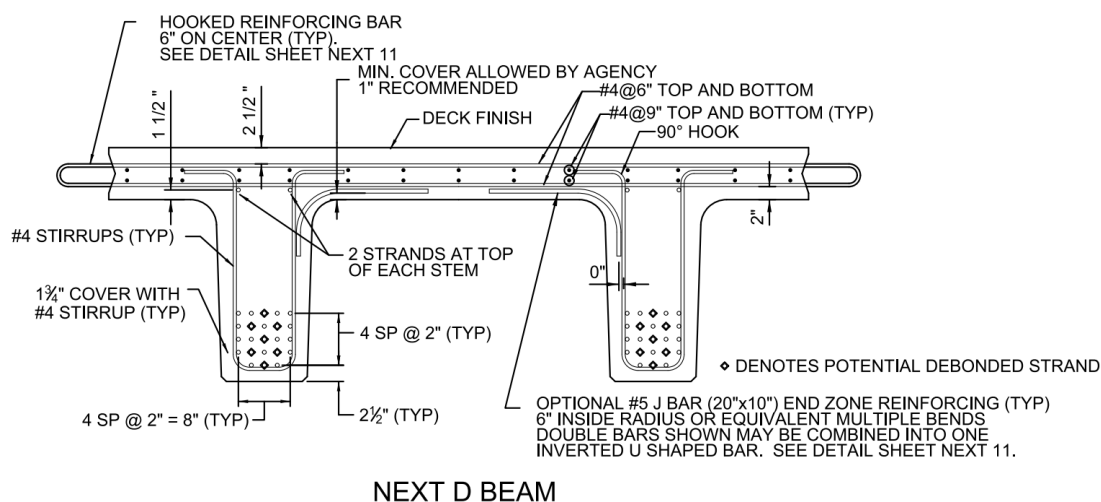


Figure 3.26 Section de la poutre NEXT-D (PCI, 2020)

La comparaison de la poutre NEXT avec la poutre précontrainte en BFHP est présentée au Tableau 3.15. Afin de pouvoir comparer les poutres, les différentes quantités ont été exprimées par mètre de longueur de poutre et par mètre de largeur de poutre. Pour les deux poutres, le joint en BFUP n'a pas été pris en compte dans les dimensions. La poutre en BFHP présente une hauteur plus faible que la poutre NEXT. En considérant les fibres, les deux poutres contiennent la même quantité d'acier de 43.7 kg par mètre de longueur et par mètre de largeur. Cependant, la quantité d'armatures est beaucoup plus faible dans la poutre en BFHP. La quantité d'armatures de la dalle a été réduite de 72%, et la quantité d'étriers a été réduite de 70%. La quantité d'armatures de flexion longitudinale est légèrement supérieure dans la poutre en BFHP. Ainsi, l'utilisation de BFHP permet de simplifier considérablement la disposition des armatures, sans changer la quantité totale d'acier utilisée. La hauteur de la poutre en BFHP est également plus faible, ce qui est un avantage majeur pour un ouvrage présent en milieu urbain. Enfin, le BFHP procurera une grande durabilité

à l'ouvrage, et permettra de réduire les travaux d'entretien et d'augmenter la durée de vie par rapport à une poutre en BHP.

Tableau 3.15 Comparaison de la poutre précontrainte en BFHP avec une poutre NEXT-D

	Poutre NEXT-D	Poutre précontrainte en BFHP
Longueur de la poutre (m)	17	15
Largeur de la poutre (m)	3.05	1.17
Hauteur de la poutre (mm)	712	600
Section de la poutre (m ² /m)	0.325	0.290
Armatures dalle, direction transversale (kg/m/m)	2 lits d'armature 12.7	1 lit d'armatures 5.8
Armature dalle, direction longitudinale (kg/m/m)	2 lits d'armature 8.3	Aucune armature
Étriers (kg/m/m)	2 branches d'étriers 8.3	1 branche d'étriers 2.5
Armatures de flexion (kg/m/m)	Torons de précontrainte 14.5	Torons et barres haute résistance 16.74
Masse d'acier total incluant les fibres (kg/m/m)	43.7	43.7

CHAPITRE 4 ÉTUDE EXPÉRIMENTALE

Une étude expérimentale a été menée lors de ce projet afin de vérifier les différents aspects de dimensionnement. Le programme expérimental sera d'abord présenté. La conception et la fabrication des spécimens de test seront ensuite expliquées. Les différents montages expérimentaux utilisés ainsi que les essais de caractérisation matériaux seront présentés. Enfin, les résultats expérimentaux des tests des spécimens seront analysés.

4.1 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Le programme expérimental a été conçu pour vérifier les différents aspects de dimensionnement de la poutre précontrainte en BFHP. Les aspects à vérifier étaient la capacité en flexion et à l'effort tranchant de la poutre dans le sens longitudinal, ainsi que la capacité en flexion positive et négative de la dalle dans le sens transversal. Pour des raisons d'efficacité, il a été choisi de limiter à 6 mètres la longueur des spécimens, ce qui permet d'obtenir les informations recherchées tout en minimisant la taille des spécimens. Il fut donc décidé de fabriquer 4 poutres pour obtenir les informations suivantes.

- Poutre 1 : Une poutre précontrainte de 6 m pour obtenir la capacité de la poutre en flexion longitudinale. Cette poutre présente la même configuration d'armatures que la poutre réelle;
- Poutre 2 : Une poutre précontrainte de 6 m pour obtenir la capacité de la poutre à l'effort tranchant dans la direction longitudinale et la capacité en flexion négative de la dalle dans la direction transversale. Le but était d'évaluer la résistance à l'effort tranchant d'un côté de la poutre avec un montage en flexion 3 points décentré, et d'utiliser la partie non endommagée pour évaluer la résistance de la dalle en flexion négative. Les étriers ont été supprimés dans cette poutre pour favoriser la rupture à l'effort tranchant;
- Poutre 3 et 4 : Deux poutres non précontraintes de 3 m pour obtenir la capacité de la dalle en flexion positive dans la direction transversale, au niveau du joint. Le but était de relier ces deux poutres par un joint en BFUP longitudinal, afin d'évaluer sa résistance en flexion positive. Des barres d'armatures standard ont été utilisées en remplacement des torons et des barres d'armature haute résistance pour ces poutres, car la configuration initiale avec des barres haute résistance et de la précontrainte aurait complexifié la fabrication de la poutre, sans changer significativement les résultats.

Le programme expérimental initial est résumé au Tableau 4.1. Les quatre poutres prévues permettaient ainsi d'obtenir la capacité en flexion longitudinale et à l'effort tranchant de la poutre dans le sens longitudinal, ainsi que la capacité de la dalle en flexion positive et négative dans le sens transversal.

Tableau 4.1 Programme expérimental initial

Caractéristiques	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
Longueur de la poutre	6 m	6 m	3 m	3 m
Précontrainte	Oui	Oui	Non	Non
Étriers	Oui	Non	Oui	Oui
Capacité en flexion longitudinale	X			
Capacité à l'effort tranchant longitudinal		X		
Capacité en flexion négative transversale de la dalle		X		
Capacité en flexion positive transversale de la dalle			X	X

Cependant, une problématique de production a conduit à la création d'un vide de remplissage dans la Poutre 1, qui a réduit sa résistance à l'effort tranchant. Malgré une réparation effectuée avant l'essai, elle a rompu prématurément en cisaillement lors de l'essai, plutôt qu'en flexion comme attendu. La résistance en flexion n'a ainsi pas été obtenue avec la Poutre 1, et la résistance à l'effort tranchant obtenue n'était pas exploitable en raison du défaut de fabrication. Le programme expérimental a donc été modifié pour les poutres restantes, et est résumé au Tableau 4.2.

- La Poutre 2 a été testée dans un montage en flexion 3 points centré. Même si la poutre était censée rompre en cisaillement car elle ne présentait pas d'étriers, ce montage permettait d'augmenter le moment dans la poutre et donc de vérifier la capacité en flexion en plus de vérifier la capacité à l'effort tranchant;
- Les Poutres 3 et 4 ont été testées en flexion 3 points dans le sens longitudinal (sans être reliées par un joint). La configuration d'armatures longitudinales n'étant pas la même que dans la Poutre 1, la capacité en flexion ne pouvait pas être comparée aux valeurs de conception. Cependant, elles pouvaient être utilisées pour calibrer le modèle numérique et pour ensuite obtenir numériquement la capacité en flexion de la Poutre 1. De plus, il était possible d'obtenir une confirmation de la résistance minimale à l'effort tranchant dans la

configuration avec étriers. En effet, les poutres 3 et 4 présentent la même configuration d'étriers que la poutre de pont. Même si elles n'étaient pas supposées rompre en cisaillement, l'effort tranchant était élevé pendant les essais car la portée de ces poutres était faible.

Tableau 4.2 Programme expérimental final (rupture, vérification)

Caractéristiques	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
Longueur de la poutre	6 m	6 m	3 m	3 m
Précontrainte	Oui	Oui	Non	Non
Étriers	Oui	Non	Oui	Oui
Capacité en flexion longitudinale		X	X	X
Capacité à l'effort tranchant longitudinal	X	X	X	X
Capacité en flexion négative transversale de la dalle		X		
Capacité en flexion positive transversale de la dalle				

Ce programme final ne permettait donc plus d'obtenir la capacité en flexion positive de la dalle, au niveau du joint en BFUP. Cependant, la performance de ce type de joint a déjà été démontrée à la Section 2.2 avec le projet maîtrise de Marleau (2017) qui avait testé un joint de configuration similaire à celui de ce projet. Il a semblé plus pertinent d'obtenir des informations supplémentaires sur la résistance en flexion longitudinale et à l'effort tranchant des poutres.

4.2 CONCEPTION ET FABRICATION DES POUTRES

Les poutres ont été fabriquées à l'usine de Béton Préfabriqué du Richelieu (BPDR) de Saint-Jean-sur-Richelieu. La fabrication a nécessité beaucoup de préparation en amont de la coulée. Les dimensions de la section des poutres et la disposition des armatures ont été ajustées pour respecter les contraintes de l'usine. La précontrainte a également été réduite en raison de la faible longueur des spécimens et du risque de fissuration à la fibre supérieure lors de l'étape de transfert. Le mélange de BFHP a en outre été ajusté au malaxeur et aux composantes disponibles à l'usine. Enfin, plusieurs enjeux logistiques concernant la production du BFHP, son transport jusqu'aux coffrages et la méthode de coulée ont été pris en compte.

4.2.1 Ajustement du dimensionnement des poutres

Des ajustements de conception ont été faits afin de pouvoir fabriquer les poutres en usine. Les plans finaux des poutres à tester sont présentés à la Figure 4.1. La section des poutres a été simplifiée pour que la fabrication des coffrages ne soit pas trop complexe. L'intrados sous la dalle a été remplacé par une ligne droite. Pour les Poutres 3 et 4, une extrémité de la dalle possède une clé de cisaillement et une surface avec granulats exposés pour réaliser le joint (lors de la conception des poutres, la performance du joint était à l'étude). Un chevauchement des armatures de la dalle dans le joint de $170 \text{ mm} = 11.3 d_b > 10 d_b$ a également été prévu.

Pour les Poutres 1 et 2 précontraintes, la disposition des torons a été modifiée, afin de s'adapter à la disposition des trous dans le banc de précontrainte disponible à l'usine. L'espacement des torons est devenu 67 mm au lieu de 50 mm comme prévu dans la poutre de pont. Pour conserver un enrobage de 50 mm , la largeur de l'âme a été augmentée à 183 mm . L'espacement net entre les torons vaut $52 \text{ mm} = 1.5 \times l_f$ avec $l_f = 35 \text{ mm}$ la longueur des fibres du BFHP.

Il est important de noter que si un grand nombre de poutres était produit pour une application réelle, il serait alors possible de fabriquer des coffrages respectant l'intrados parabolique et de percer des nouveaux trous dans le banc de précontrainte pour obtenir la disposition des torons souhaitée. Cependant, cela aurait été trop coûteux pour la fabrication de seulement 4 poutres, d'où les modifications effectuées.

La longueur de 6 m des poutres précontraintes a été choisie pour faciliter leur manutention et entreposage au laboratoire de structures de Polytechnique Montréal. Le moment créé par le poids propre de la poutre étant plus faible que la poutre réelle, la précontrainte a été ajustée afin d'éviter la fissuration à la fibre supérieure lors du transfert de la précontrainte. D'une part, la prétension a été diminuée dans le premier lit de torons à 490 MPa (avant transfert) au lieu de 1395 MPa de façon à obtenir un état de contrainte dans la poutre de 6 m similaire à celui de la poutre de 15 m , lorsqu'elles sont soumises à leur poids propre. D'autre part, les torons du lit inférieur ont été rendus non adhérents sur une longueur de 0.5 m à chacune des extrémités de la poutre. Les détails des calculs sont présentés à l'Annexe B.1.

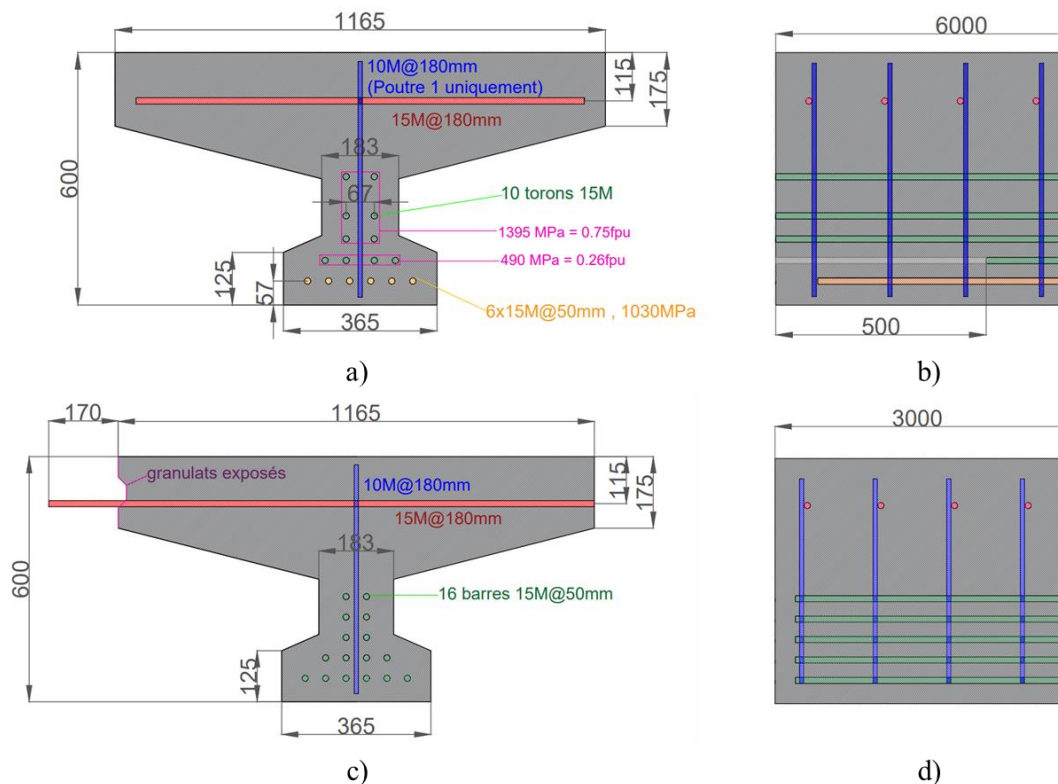


Figure 4.1 Plans des poutres,
a) Poutres 1 et 2 - coupe transversale, b) Poutres 1 et 2 - coupe longitudinale de l'extrémité,
c) Poutres 3 et 4 - coupe transversale, d) Poutres 3 et 4 - coupe longitudinale de l'extrémité

4.2.2 Nouvelles charges pour l'analyse des résultats

Les charges de conception ont été adaptées pour tenir compte des spécificités des poutres à tester de manière à évaluer leur performance de manière objective suite aux modifications apportées à la conception. Toutes les valeurs de conception qui seront utilisées pour analyser les résultats sont présentées dans cette partie.

4.2.2.1 Moments de la poutre précontrainte

La tension dans les torons a été modifiée afin de tenir compte du moment plus faible créé par le poids propre de la poutre. Elle a été ajustée de façon à avoir un état de contraintes similaire dans la poutre de 6 mètres à celui dans la poutre de 15 mètres lorsqu'elles sont soumises à leur poids propre uniquement. Le moment de service expérimental $M_{els,exp}$ a été donc calculé à l'équation 4.1 en prenant en compte une longueur de 6 m pour le moment créé par les charges mortes. Ainsi, la poutre de 6 m soumise à un moment $M_{els,exp}$ présente un état de contraintes similaire à la poutre de

15 m soumise à un moment M_{els} . Le moment de conception pondéré présenté à la Section 3.3.1 a été conservé égal à $M_{elu} = 1439$ kNm. En effet, la diminution de la force de précontrainte ne changera pas la résistance ultime de la poutre en flexion longitudinale.

$$M_{els,exp} = M_D + 0.9 \times M_L = 64.0 + 0.9 \times 443.7 = 463 \text{ kNm} \quad (4.1)$$

4.2.2.2 Efforts tranchants de conception

La configuration des étriers est la même dans les poutres à tester et dans la poutre du pont. L'effort tranchant de conception en service présenté à la Section 3.5.1 a été conservé égal à $V_{els} = 271$ kN. L'effort tranchant pondéré n'avait pas été divisé par le coefficient de sécurité matériau, car celui-ci avait été pris en compte lors du calcul théorique de la résistance avec l'équation proposée par le code CSA S6 (2019). Pour l'analyse des résultats, le facteur de sécurité matériau a été pris en compte. La résistance en cisaillement provient de la contribution du BFHP ($\phi = 0.75$) et des étriers ($\phi = 0.9$). L'effort tranchant de conception pondéré à l'ultime a ainsi été divisé par un facteur de 0.75. Le calcul de la nouvelle valeur de V_{elu} est donné à l'équation 4.2.

$$V_{elu} = \frac{1.1 \cdot (V_{beton} + V_{parapet}) + 1.5 \cdot V_{enrobé} + 1.7 \cdot V_L}{0.75}$$

$$= \frac{1.1 \times (67.2 + 20.3) + 1.5 \times 19.3 + 1.7 \times 182}{0.75} = 579 \text{ kN} \quad (4.2)$$

4.2.2.3 Moment de conception dans la dalle

La configuration de la dalle est la même dans les poutres à tester que dans celle du pont de référence. Les valeurs de conception ont directement été comparées aux résultats. Les moments de conception en flexion négative transversale $M_{els} = -12.4$ kNm/m et $M_{elu} = -28.6$ kNm/m présentés à la Section 3.6.1.2 ont été utilisés.

4.2.2.4 Conclusion

Finalement, un résumé des valeurs de moment et d'effort tranchant qui seront utilisées pour analyser les résultats des essais en laboratoire est présenté au Tableau 4.3.

Tableau 4.3 Efforts de conception et de résistance utilisés pour l'analyse des résultats

Type d'effort	Moment		Effort tranchant	
	ELS-1	ELU	ELS-1	ELU
Poutre 2 – Flexion longitudinale poutre	$M_{els,exp} = 463 \text{ kNm}$	$M_{elu} = 1439 \text{ kNm}$	$V_{els} = 271 \text{ kN}$	$V_{elu} = 579 \text{ kN}$
Poutre 2 – Flexion transversale négative dalle	$M_{els} = -12.4 \text{ kNm/m}$	$M_{elu} = -28.6 \text{ kNm/m}$		
Poutres 3 et 4 – Flexion longitudinale poutre			$V_{els} = 271 \text{ kN}$	$V_{elu} = 579 \text{ kN}$

L'ouverture de fissure sera calculée au moment de service M_{els} pour vérifier qu'elle respecte le critère du code CSA S6 (2014) de 0.15 mm. Elle sera également calculée à l'effort tranchant de service V_{els} même si aucun critère n'est imposé par le code. La résistance maximale des poutres à tester sera comparée avec les efforts pondérés M_{elu} et V_{elu} pour vérifier qu'elle est suffisante.

4.2.3 Optimisation du mélange de BFHP

Le but du développement était d'obtenir un BFHP autoplaçant de résistance $f'_c > 70 \text{ MPa}$, avec une bonne homogénéité et une bonne répartition des fibres. Une formulation existante du mélange de BFHP a été prise comme point de départ. Le rapport E/L a été fixé à 0.3, afin d'obtenir la résistance suffisante. Un dosage de fibres Dramix 4D 65-35 de 1%, soit environ 80 kg/m^3 , a été utilisée pour le mélange. Les fibres présentent une longueur de 35 mm et un ratio longueur/diamètre de 65. Le superplastifiant Plastol6200EXT a été utilisé pour ajuster l'étalement du mélange, et aucun agent viscosant n'a été requis. Enfin, un critère d'étalement minimum de 600 mm au cône d'Abrams a été retenu. L'ajustement du mélange s'est fait en faisant varier la quantité de superplastifiant du mélange. Plusieurs gâchées de BFHP ont été réalisées en laboratoire pour obtenir un mélange satisfaisant. Deux gâchées de vérification ont ensuite été effectuées à l'usine BPDR avant la fabrication des poutres. En effet, le malaxeur et les granulats utilisés étaient différents à l'usine, ce qui a nécessité la modification de la quantité de superplastifiant pour conserver les mêmes propriétés à l'état frais. La composition finale utilisée pour fabriquer les poutres est donnée au Tableau 4.4.

Tableau 4.4 Composition finale du mélange de BFHP

Composante	Provenance	Masse (kg)	Volume (litres)
Ciment	Tercem (Lafarge)	670	213
Eau		193	193
Superplastifiant	Plastol6200EXT	13	12
Sable	80 μm – 5 mm Lafarge	848	318
Pierre	5-10 mm Choquette	625	229
Fibres	Dramix 4D 65-35	78	10
Air			25
Total		2428	1000

4.2.4 Fabrication des poutres

4.2.4.1 Remplissage et orientation des fibres

Le malaxeur de l'usine avait une capacité maximale de 1.1 m^3 , alors que la quantité de béton nécessaire pour la fabrication des poutres et des spécimens de caractérisation était de 2.7 m^3 pour les Poutres 1 et 2, et de 1.4 m^3 pour les Poutres 3 et 4. Il fut donc décidé de produire 3 gâchées de 0.9 m^3 pour la fabrication des Poutres 1 et 2, et 2 gâchées de 0.7 m^3 pour les Poutres 3 et 4.

Pour obtenir une orientation favorable des fibres, les coulées successives furent réalisées de façon à orienter les fibres longitudinalement par rapport à la poutre dans le bulbe et l'âme, et transversalement dans la dalle. De cette façon, les fibres pourraient reprendre efficacement les efforts de flexion longitudinale dans l'âme et dans le bulbe, et les efforts de flexion transversale dans la dalle. L'orientation des fibres dans l'âme et le bulbe sera certainement moins favorable sous le godet à l'extrémité de la poutre, mais les efforts de flexion étant faibles à cet endroit, cet effet ne semble pas problématique. La méthode choisie pour la coulée est représentée à la Figure 4.2.

Un premier passage est d'abord réalisé pour remplir l'âme et le bulbe. Le godet est positionné au milieu de la largeur de la poutre et à une extrémité de la longueur, puis avance progressivement le long de la poutre au fur et à mesure que le BFHP s'écoule. L'écoulement du BFHP se fait ainsi dans le sens longitudinal. Un deuxième passage est ensuite réalisée pour remplir la dalle. Le godet

est positionné dans un coin de la poutre, puis avance progressivement le long de la poutre en restant sur un côté de la largeur. L'écoulement se fait ainsi principalement dans le sens transversal de la dalle.

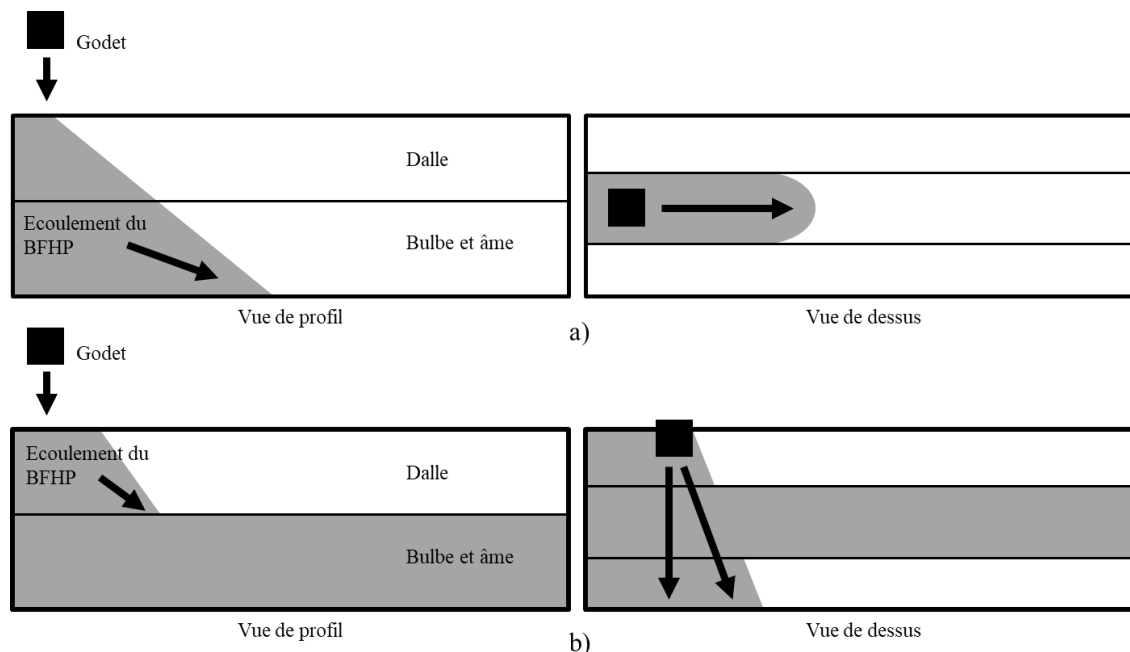


Figure 4.2 Méthode de coulée du BFHP,
a) Remplissage du bulbe et de l'âme, b) Remplissage de la dalle

4.2.4.2 Déroulement de la fabrication

La logistique de fabrication des poutres fut complexe. En effet, le malaxeur et le coffrage ne se trouvaient pas au même endroit dans l'usine, il était donc nécessaire de transporter le BFHP d'une salle à une autre à l'aide d'un chariot élévateur. De plus, comme plusieurs gâchées étaient nécessaires pour fabriquer une seule poutre, les coulées devaient être effectuées rapidement pour que le BFHP demeure fluide à l'interface entre les coulées.

Une première équipe était responsable du mélange du béton au niveau du malaxeur. La pesée et l'introduction des différents composants étaient automatiques, sauf pour les fibres qui ont été introduites à la main. Un test d'étalement avec le cône d'Abrams a toujours été effectué avant de valider la gâchée. Si l'étalement n'était pas satisfaisant, un correctif était réalisé avec du viscosant ou du superplastifiant pour rendre le mélange plus ou moins maniable et visqueux. La gâchée était

ensuite transportée jusqu'à la zone de coulée à l'aide d'un chariot élévateur. Des photos du malaxeur et du transport du béton sont données à la Figure 4.3.



Figure 4.3 Production du BFHP,
a) Introduction des fibres dans le malaxeur, b) Transport de la gâchée de béton

Une seconde équipe était responsable de surveiller la coulée du BFHP dans le coffrage pour que l'orientation des fibres soit respectée. De plus, la surface du béton a été raclée entre les coulées pour qu'elle ne durcisse pas et pour éviter la formation d'un joint froid. Néanmoins, une discontinuité de l'orientation des fibres pourrait être présente entre les différentes coulées. Des photos de la coulée sont présentées à la Figure 4.4.

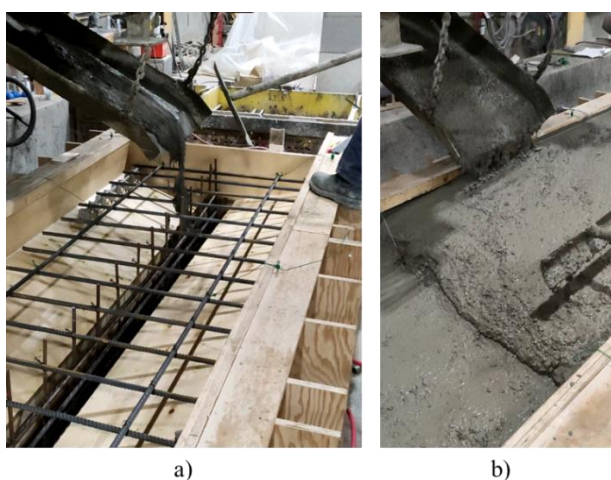


Figure 4.4 Mise en place du BFHP,
a) Coulée dans l'âme et le bulbe, b) Coulée dans la partie dalle

4.2.4.3 Cure et décoffrage des poutres

Il était nécessaire d'attendre que le BFHP ait une résistance en compression de 50 MPa avant d'effectuer le décoffrage des poutres, afin d'éviter la fissuration lors du transfert de la précontrainte. Des cylindres en béton de 4 pouces de diamètre ont été fabriqués en même temps que la poutre, puis ont été placés juste à côté de la poutre pour bénéficier des mêmes conditions de cure. Ils ont ensuite été testés en compression avant d'effectuer le décoffrage pour s'assurer que le BFHP avait une résistance suffisante. Pour toutes les poutres, le décoffrage fut effectué deux jours après la coulée. Des images du décoffrage sont présentées à la Figure 4.5. Pour effectuer le transfert de la précontrainte, les torons ont été coupés à l'aide d'une lance thermique.

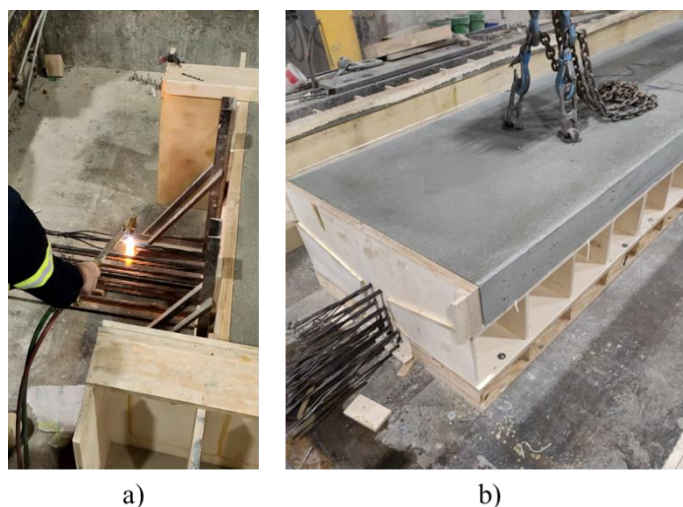


Figure 4.5 Opérations sur la poutre, a) Coupe des torons, b) Décoffrage de la poutre

Les poutres ont ensuite été placées en chambre humide pour une cure de 7 jours. Elles ont finalement été placées à l'extérieur de l'usine pour une période de 4 mois, avant d'être livrées au laboratoire de structure.

4.2.4.4 Vibration et problèmes de remplissage

Bien que l'étalement du mélange soit élevé, le BFHP utilisé n'était pas parfaitement autoplaçant. Une vibration fut nécessaire afin d'assurer une bonne répartition du mélange dans les coffrages. Initialement, la vibration interne n'avait pas été envisagée, pour éviter de créer des zones sans fibres là où le vibreur serait passé. Une vibration externe a donc été utilisée pour consolider la Poutre 1. Quatre vibreurs étaient placés sur la surface externe du coffrage et ont été actionnés

pendant toute la durée de la coulée. Cependant, les fibres ont créé un bouchon au-dessus des lits de torons, ce qui a conduit à un vide de remplissage dans la Poutre 1. Une vibration externe plus intense a été utilisée pour la Poutre 2, ce qui a accentué le problème et conduit à un vide encore plus grand. Les vides de remplissage des Poutres 1 et 2 sont présentés à la Figure 4.6.



Figure 4.6 Vides de remplissage, a) Poutre 1, b) Poutre 2

La Poutre 1 fut par la suite réparée à l'aide d'un mortier autoplaçant. Néanmoins, la réparation ne fut pas suffisante, puisque l'essai a montré une rupture prématurée en cisaillement au niveau de la zone réparée. Dans le cas d'un projet réel, il n'est ainsi pas recommandé de réparer une poutre précontrainte en BFHP présentant un défaut de remplissage au niveau de l'âme. La Poutre 2 étant trop endommagée pour une réparation, une nouvelle version fut fabriquée. Une vibration interne fut utilisée pour la fabrication des poutres suivantes (Poutres 2, 3 et 4). Une grande quantité de vibration fut nécessaire pour empêcher la création d'un bouchon de fibres au niveau des armatures. Aucun vide de remplissage ne fut constaté sur ces poutres.

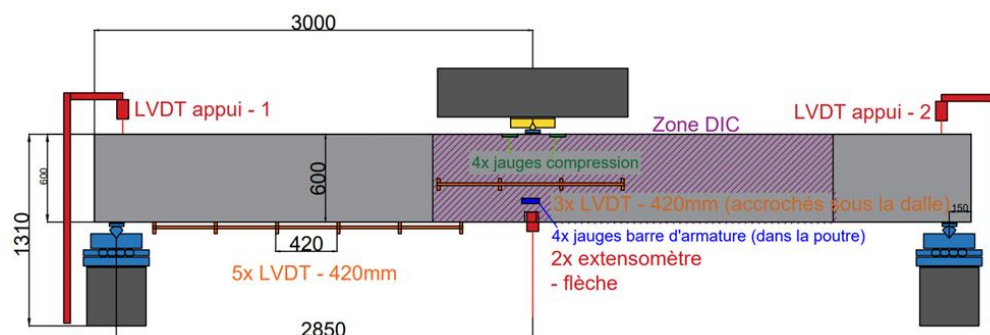
4.3 MONTAGE EXPÉRIMENTAL

Les montages expérimentaux utilisés pour évaluer les capacités des Poutres 1 à 4 vont être détaillés dans cette section.

4.3.1 Montage pour évaluer la résistance en flexion longitudinale de la Poutre 1 et la résistance à l'effort tranchant de la Poutre 2

Un montage en flexion trois points centré fut utilisé pour évaluer la résistance en flexion de la Poutre 1 et la résistance à l'effort tranchant de la Poutre 2. Un rapport $a/d = 2850/474 = 6$ fut

choisi. Cette valeur est élevée pour la vérification de la résistance en cisaillement de la Poutre 2, mais permet ainsi d'obtenir un moment élevé dans la poutre, et donc de vérifier également les moments de conception. En effet, pour rappel, la résistance en flexion n'a pas pu être obtenue avec la Poutre 1. Un plan et une photo du montage sont donnés à la Figure 4.7.



a)



b)

Figure 4.7 Montage pour évaluer la résistance en flexion et en cisaillement des poutres précontraintes, a) Schéma, b) Photo

La poutre était supportée à chaque extrémité par un appui simple, permettant le déplacement dans le sens longitudinal grâce à des rouleaux et la rotation grâce à un pivot. La charge a été appliquée avec la presse hydraulique de 12 MN sur une plaque en acier de 100 mm de large et de 1 m de long. Un pivot était installé sur la plaque pour permettre la rotation.

Le déplacement vertical a été mesuré au-dessus de chaque appui grâce à des capteurs LVDT. La flèche a été mesurée au milieu de la poutre, sous le bulbe de chaque côté de la poutre. La flèche

moyenne a ensuite été calculée dans laquelle le déplacement moyen mesuré aux appuis a été soustrait.

Les déformations de la poutre ont été mesurées grâce à un Système de Corrélation d'Images numérique (SCI) dans la Zone SCI. Deux paires de caméra ont été utilisées. Toute la longueur de la poutre n'a pas pu être couverte par le SCI car les colonnes de la presse de 12 MN bloquaient des plans de vue. Le détail de la zone couverte sera donné à la Section 4.5.2.2. Les déformations ont également été mesurée sous la poutre (dans la zone non couverte par le SCI) et sous une aile de la dalle par des capteurs LVDT dont la plage de mesure était de 420 mm.

Les déformations du béton à la fibre supérieure de la poutre ont été mesurées grâce à 4 jauges de déformation collées sur le béton au milieu de la poutre, juste au bord de la plaque de chargement. 4 jauges de déformation ont également été installées au centre de deux barres haute résistance avant la coulée, pour mesurer leur déformation.

Une précharge de 5 kN a d'abord été appliquée sur la poutre. Le chargement s'est poursuivi en contrôle de déplacement jusqu'à la rupture.

4.3.2 Montage pour évaluer la résistance en flexion négative de la dalle

L'extrémité de la Poutre 2, celle où ne s'est pas produit la rupture en cisaillement, fut ensuite utilisée pour évaluer la résistance en flexion négative de la dalle. Tout d'abord, un trait de scie d'une profondeur de 250 mm fut effectué dans la dalle à une distance de 720 mm du bord de la poutre, afin d'isoler cette portion de la dalle. La longueur de 720 mm fut choisie, car elle est un multiple de l'espacement entre les barres d'armature de la dalle, de 180 mm. Des photos montrant le trait de scie et la découpe sont présentées à la Figure 4.8.

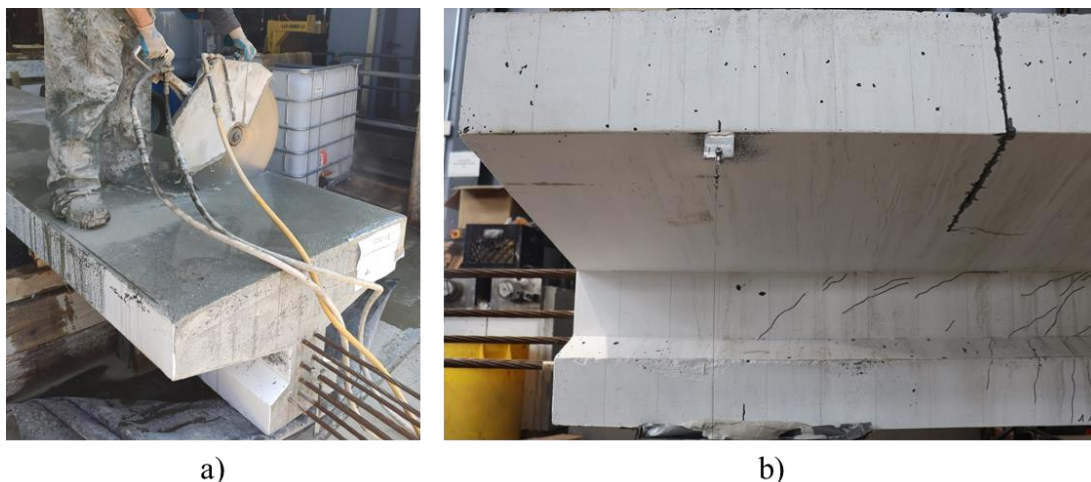


Figure 4.8 Trait de scie effectué sur la Poutre 2, a) Découpe, b) Résultat final

Un montage de flexion 3 points, présenté à la Figure 4.9, fut ensuite utilisé pour évaluer la résistance en flexion négative de la dalle.

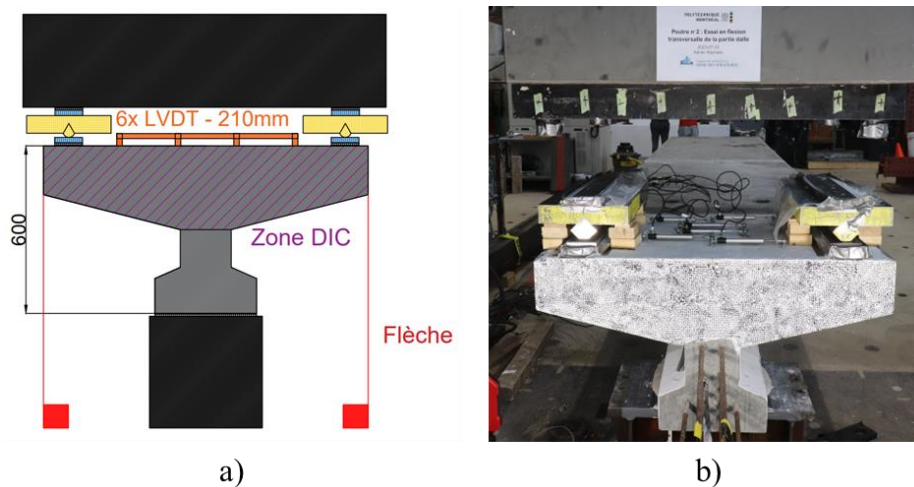


Figure 4.9 Montage pour évaluer la capacité en flexion de la dalle en moment négatif, a) Schéma, b) Photo

Le chargement a été effectué à l'aide d'une presse de 12 MN et de deux plaques en acier de largeur 100 mm et de longueur 600 mm, de façon à répartir la force sur toute la longueur de la dalle testée. Un pivot a été installé sur chaque plaque de chargement.

La flèche a été mesurée à chaque extrémité de la dalle. Les déformations ont été mesurées sur la face verticale de la dalle grâce au SCI. Enfin, des capteurs de déformation LVDT ont également été installés sur la partie supérieure de la dalle.

4.3.3 Montage pour évaluer la résistance en flexion des Poutres 3 et 4

Un montage en flexion trois points fut utilisé pour évaluer la résistance en cisaillement des Poutres 3 et 4. Le montage était centré pour la Poutre 3, avec un rapport $a/d = 1300/474 = 2.7$. Le montage était décentré pour la Poutre 4, avec un rapport $a/d = 1000/474 = 2.1$ du côté le plus court, de façon à augmenter l'effort tranchant dans la poutre et obtenir plus d'informations sur le comportement à l'effort tranchant en présence d'étriers. Un plan et une photo du montage sont donnés à la Figure 4.10.

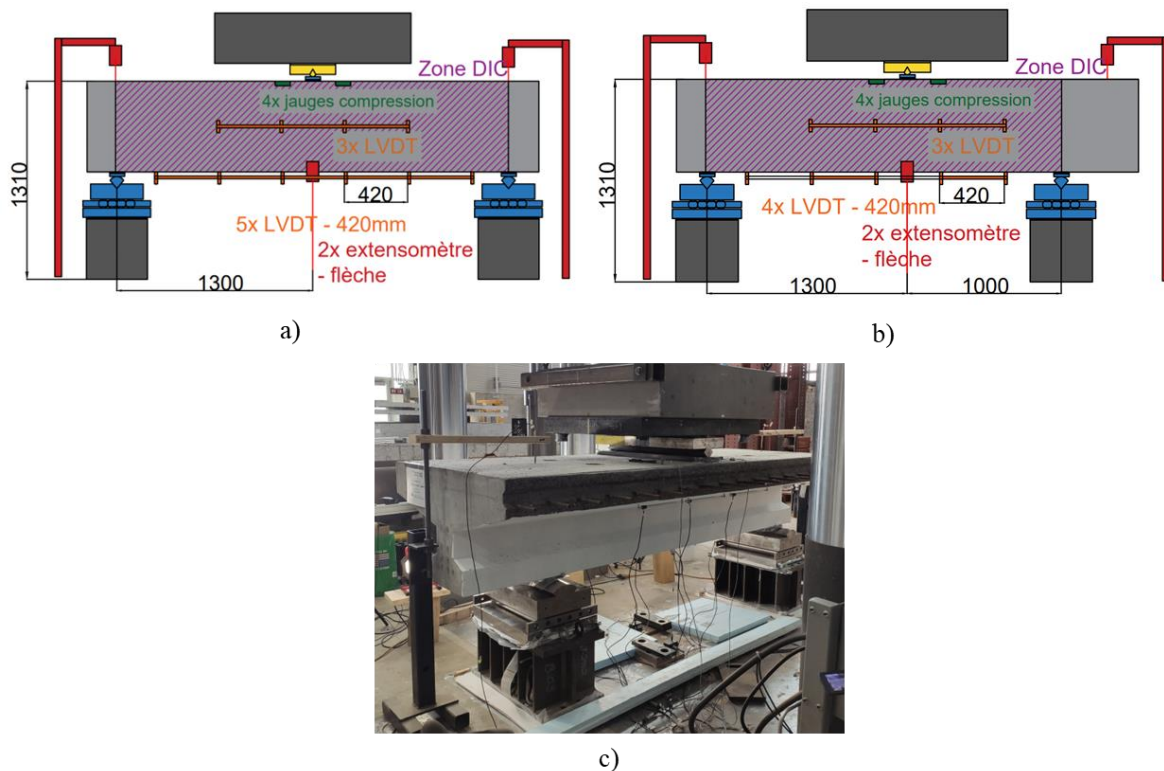


Figure 4.10 Montages pour évaluer la résistance en flexion des poutres 3 et 4,
a) Schéma de la Poutre 3, b) Schéma de la Poutre 4, c) Photo du montage de la Poutre 4

L'instrumentation utilisée est similaire à celle du montage de la Poutre 2. Comme la longueur des poutres est plus courte, les déformations ont pu être mesurées sur toute la longueur grâce au SCI

malgré la présence des colonnes de la presse de 12 MN. Sur la Poutre 4, seulement 4 LVDT ont été installés en partie inférieure. Enfin, aucune jauge de déformation n'était présente sur les barres d'armature, car les poutres n'avaient pas été prévues pour ce montage initialement. Les deux poutres ont subi un chargement contrôlé en déplacement jusqu'à la rupture, de la même façon que la Poutre 2.

4.4 ESSAIS DE CARACTÉRISATION MATÉRIAUX

4.4.1 Barres d'armatures

Les barres d'armatures 15M de nuance 400W et à haute résistance 15M de nuance A1035 utilisées pour le projet ont été testées en traction au laboratoire. Des échantillons de barres d'une longueur 600 mm ont été utilisés. L'élongation des barres a été mesurée en fonction de la force appliquée, puis la déformation a été calculée. Deux échantillons ont été testés pour les barres 400W, et quatre échantillons ont été testés pour les barres A1035. Les résultats moyens pour chaque type de barre sont présentés à la Figure 4.11. Le comportement en traction des torons de précontrainte a été déterminé depuis les données techniques fournies par le fabricant. Les résultats sont également présentés à la Figure 4.11. Le détail des essais individuels est fourni à l'Annexe C.

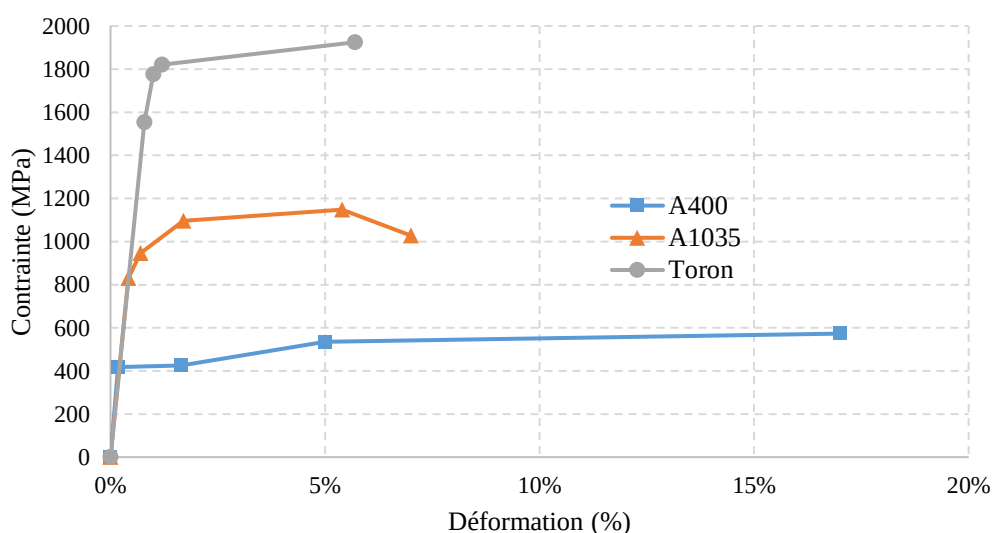


Figure 4.11 Lois contrainte/déformation en traction des différentes armatures

Les barres 400W ont une contrainte de plastification $f_y = 418$ MPa et une contrainte ultime de 573 MPa pour une déformation de 17%.

Les barres A1035 ont un comportement linéaire jusqu'à une contrainte de 830 MPa, la plastification se fait ensuite progressivement. Contrairement aux barres 400W, il n'y a pas de plateau de plastification clairement défini. La contrainte ultime atteinte est de 1148 MPa. La contrainte diminue ensuite jusqu'à 1027 MPa juste avant la rupture, pour une déformation de 7%. Les barres à haute résistance sont moins ductiles que les barres 400W.

Les torons ont un comportement linéaire jusqu'à une contrainte de plastification de 1776 MPa. Ils ont une contrainte ultime de 1924 MPa pour une déformation de 5.7 %. La ductilité est donc encore plus faible que pour les barres à haute résistance.

La méthode d'essais utilisée n'a pas permis de déterminer avec précision les modules d'élasticité des barres. La valeur retenue est $E_s = 200$ GPa pour les barres 400W et A1035. La valeur fournie pour les torons est $E_s = 197$ GPa.

4.4.2 Béton

4.4.2.1 Propriétés à l'état frais

Les propriétés du béton à l'état frais ont été mesurées pour chaque gâchée de chaque poutre. L'étalement a été mesuré à l'aide du cône d'Abrams selon les normes ASTM C143 et ASTM C1611. La masse volumique du béton a été mesurée à l'aide d'un contenant de 7 l selon la norme ASTM C29. Le pourcentage d'air a été mesuré à l'aide d'un aéromètre à béton selon la norme ASTM C231. Les résultats moyennés pour chaque poutre sont présentés au Tableau 4.5.

Tableau 4.5 Propriétés à l'état frais du BFHP

Propriétés	Norme	Poutre 1	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
Étalement (mm)	ASTM C143 ASTM C1611	607 – 622	636 – 650	678 – 703	595 – 696
Masse volumique (kg/m ³)	ASTM C29	2433	2401	2385	2403
Pourcentage d'air	ASTM C231	2.4	2.6	2.0	1.5

4.4.2.2 Résistance à la compression

Pour chaque poutre, 7 cylindres ont été fabriqués pour chaque gâchée de béton (3 gâchées pour la Poutre 2, 2 gâchées pour les Poutres 3 et 4). Les cylindres ont été décoffrés après 24h puis placés pendant 7 jours en chambre humide, puis à l'air libre à l'intérieur jusqu'à l'essai (environ 200 jours

après la fabrication). Des cylindres de 4 pouces de diamètre et de 8 pouces de longueur ont été utilisés pour obtenir la résistance en compression du béton selon la norme ASTM C39. Pour chaque gâchée, 3 cylindres ont été utilisés pour mesurer la résistance à la compression à 28 jours, 4 cylindres ont été utilisés pour mesurer la résistance à la compression et 1 cylindre a été utilisé pour calculer le module d'élasticité et le coefficient de Poisson ν du béton lors de l'essai sur poutre. Les résultats moyens pour chaque poutre sont présentés au Tableau 4.6.

Tableau 4.6 Propriétés mécaniques du BFHP

Date	Mesure	Norme	Poutre 2	Poutre 3	Poutre 4
28 jours	f'_c (MPa)	ASTM C39	96.3	91.9*	90.3*
Essai	f'_c (MPa)	ASTM C39	100.4	96.4	98.8
	E_c (GPa)	ASTM C469	40.7	39.1	39.6
	ν		0.222	0.202	0.241
	$\varepsilon_c \times 10^6$		2939	3040	2916

Les cylindres des Poutres 3 et 4 ayant été testées à 25 et 22 jours au lieu de 28 en raison de contraintes liées à la période des fêtes, il n'est pas possible de comparer directement leur résistance avec les cylindres de la Poutre 2. À la date de l'essai, les bétons des Poutres 2, 3 et 4 présentaient une résistance à la compression similaire d'environ 98.5 MPa et un module d'élasticité d'environ 39.8 GPa.

4.4.2.3 Résistance à la traction

Des os ont été utilisés pour caractériser la résistance à la traction du béton. Lors de la fabrication des os, le béton a été versé par passages successifs dans le sens longitudinal des moules, afin d'orienter les fibres parallèlement à la direction longitudinale, donc favorablement à la résistance à la traction. Les os ont été décoffrés après 24h, puis placés 7 jours en chambre humide et à l'air libre à l'intérieur jusqu'à l'essai, de la même façon que les cylindres. Deux os ont été fabriqués pour chaque gâchée requise pour la production d'une poutre.

* Les cylindres des poutres 3 et 4 ont été testés respectivement à 25 et 22 jours en raison de contraintes horaires liées à la période des fêtes.

Les os ont ensuite été testés en traction. Quatre capteurs de déplacement ont été positionnés sur chaque face des os. Les extrémités larges ont été pincées dans une mâchoire, puis l'os a été étiré. La géométrie des os et une image d'un os installé dans la presse sont données à la Figure 4.12.

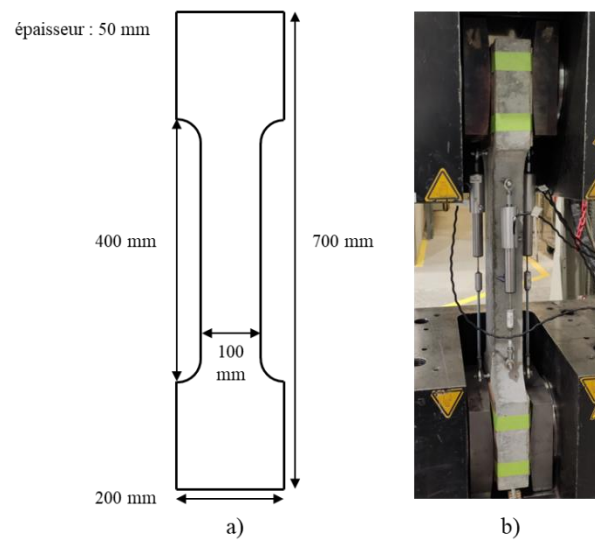


Figure 4.12 Essais de traction, a) Géométrie des os, b) Installation dans la presse

La courbe donnant la contrainte en fonction de la déformation, avant l'ouverture d'une macrofissure, puis la contrainte en fonction de l'ouverture de fissure a été obtenue pour chaque os. Les résultats moyens obtenus pour chaque poutre sont présentés à la Figure 4.13.

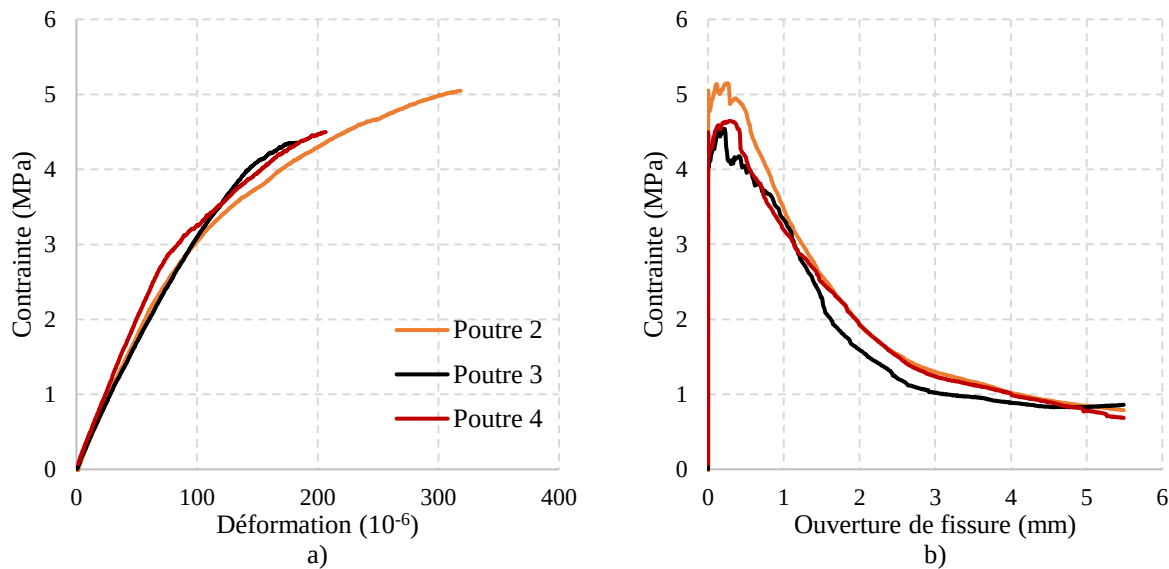


Figure 4.13 Comportement en traction du BFHP, a) Prépic, b) Postpic

Le béton de la Poutre 2 présente une résistance en traction supérieure au béton des Poutres 3 et 4. La première fissure apparaît pour une déformation de 318×10^{-6} , pour une résistance de 5.0 MPa. Pour les poutres 3 et 4, la première rupture apparaît pour une déformation de 183×10^{-6} et 206×10^{-6} , pour une résistance de 4.4 et 4.5 MPa. En partie postpic, le béton de la Poutre 2 présente également une résistance légèrement supérieure, le comportement est très similaire entre les trois poutres pour une faible ouverture de fissure.

4.4.3 Prédiction des valeurs de résistance

Les lois de comportement matériau obtenues avec les essais de caractérisation ont été utilisées pour prédire au mieux la résistance en flexion et en cisaillement des Poutres 1, 2, 3 et 4. La résistance en flexion a été calculée avec le logiciel AIS, qui avait été utilisé lors des calculs de conception à la Section 3.3.2.1. Les résultats sont présentés au Tableau 4.7. Les paramètres suivants ont été modifiés par rapport au calcul de conception afin de prédire au mieux les résultats expérimentaux :

- Les lois de comportements matériau ont été utilisées pour le BFHP, les armatures haute résistance et les torons (Poutre 2) et les armatures 400W (Poutre 3);
- La largeur de la poutre a été prise égale à 1165 mm au lieu de 1365 mm;
- La nouvelle force de précontrainte a été prise en compte (Poutre 2).

La résistance à l'effort tranchant a été calculée à l'aide de l'équation proposée par le code CSA S6 (2019) qui avait été utilisées lors des calculs de conception à la Section 3.5.2. Elle calcule indépendamment les contributions du béton V_c , des fibres V_{fib} et des étriers V_s . Les valeurs suivantes ont été modifiées par rapport au calcul de conception :

- La largeur de l'âme a été augmentée à 183 mm;
- Les facteurs de tenue $\phi_{matériau}$ ont tous été pris égaux à 1;
- Les lois de comportement matériau mesurées ont été utilisées;
- Le coefficient de réduction pour l'orientation des fibres a été conservé égal à 0.5;
- Pour la Poutre 2, les étriers n'ont pas été considérés et la nouvelle force de précontrainte a été utilisée;
- Pour les Poutres 3 et 4, les étriers ont été considérés et la précontrainte a été prise égale à 0.

Les détails des calculs sont présentés à l'Annexe B, et les résultats sont présentés au Tableau 4.7.

Tableau 4.7 Prédiction de la résistance en flexion et à l'effort tranchant des Poutres 1, 2, 3 et 4

Capacité / outil	Poutres 1 et 2	Poutre 3 et 4
M_r / AIS	1807 kNm	886 kNm
V_c / code	191 kN	168 kN
V_{fib} / code	293 kN	197 kN
V_s / code	0 kN	197 kN
V_r / code	484 kN	561 kN

4.5 ESSAIS SUR POUTRES

4.5.1 Poutre 1 – Résistance en flexion de la poutre

Pour rappel, la Poutre 1 est précontrainte avec étriers et fait 6 m de longueur (Tableau 4.2). La poutre a été testée avec le montage illustré à la Figure 4.7. Cependant, comme expliqué à la Section 4.1, des défauts de remplissage importants étaient présents dans l'âme. Même si un remplissage partiel des défauts a été effectué, ceux-ci ont conduit à une rapide rupture en cisaillement d'interface au niveau de la réparation pour une force appliquée de 720 kN. La courbe force - flèche

de l'essai et une photo de la rupture sont présentés à la Figure 4.14. Il a été jugé que cet essai n'apporterait aucune information utile, donc les résultats ne seront pas analysés.

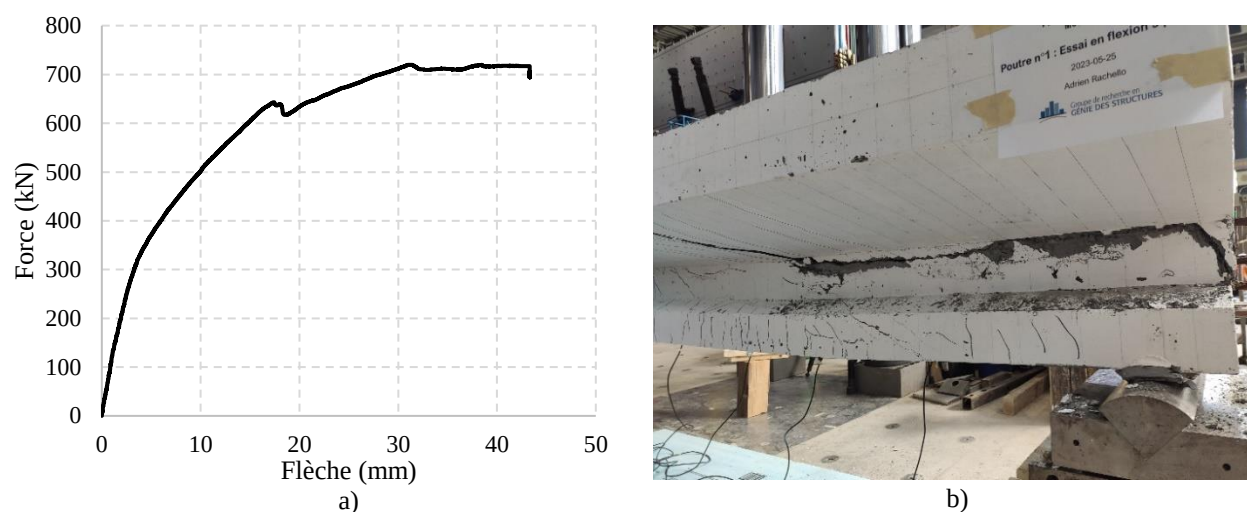


Figure 4.14 Comportement en flexion de la Poutre 1,
a) Courbe force - flèche, b) Photo de la zone de rupture

4.5.2 Poutre 2 – Résistance en flexion et à l'effort tranchant de la poutre

Pour rappel, la Poutre 2 est précontrainte sans étriers et fait 6 m de longueur (Tableau 4.2). La poutre a d'abord été testée avec le montage illustré à la Figure 4.7.

4.5.2.1 Comportement mécanique

Le comportement force - flèche de la Poutre 2 est présenté à la Figure 4.15a. La force ne prend pas en compte le poids propre de la Poutre. La poutre a d'abord présenté un comportement linéaire élastique jusqu'à 350 kN. Ensuite, un comportement non linéaire est observé avec l'apparition de fissures de flexion. Les premières fissures de cisaillement sont ensuite apparues vers 440 kN. La rupture a eu lieu en cisaillement pour une charge de 943 kN, avant la plastification des barres d'armature de flexion et des torons qui aurait été signalée par une stabilisation de la résistance. La rupture s'est finalement accompagnée d'une baisse de charge brutale de 350 kN, ce qui est cohérent dans le cas d'une poutre sans étriers.

La fissure de cisaillement ayant mené à la rupture s'est développée à proximité d'un appui (Figure 4.15b). Son angle d'inclinaison est de 28.8° , ce qui est cohérent avec la valeur théorique de 29° estimée lors du calcul de résistance à l'effort tranchant à l'Annexe A.4. La fissure s'est ensuite

prolongée au niveau de la jonction entre l'âme et la partie dalle. Une fissure au niveau de la jonction est également visible à l'extrémité de la poutre, alors que la fissure en cisaillement n'est pas censée se propager à cet endroit. Il semble donc que la géométrie de la poutre, ainsi que la position des torons, aient créé une zone de faiblesse au niveau de la jonction.

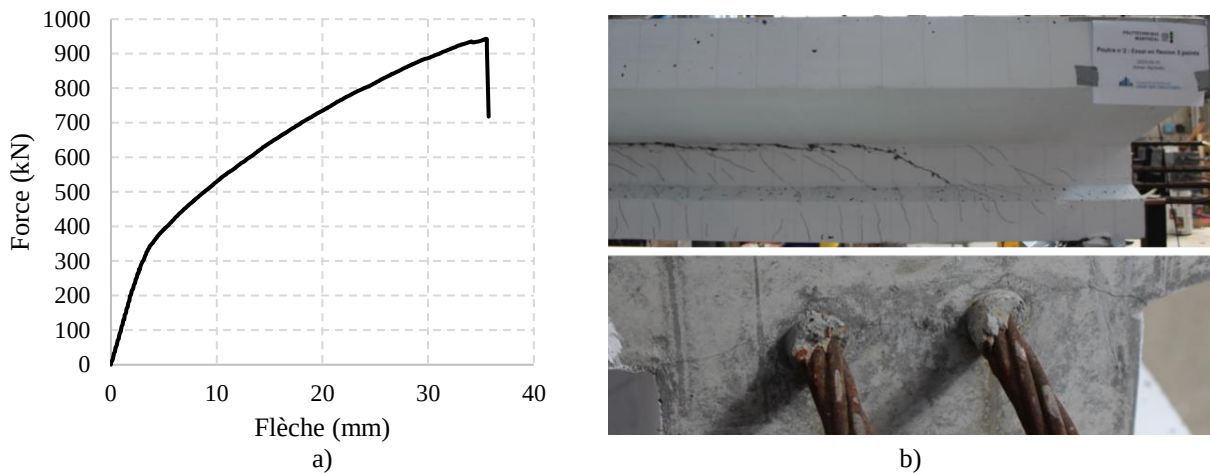


Figure 4.15 Comportement de la Poutre 2,
a) Courbe force - flèche, b) Photos de la zone de rupture

4.5.2.2 Patron de fissuration

Grâce au système de corrélation d'image (SCI), les déformations ont été calculées sur les zones de mesure. L'emplacement des zones de mesure sur la Poutre 2 est présenté à la Figure 4.16. La position de la fissure de cisaillement ayant mené à la rupture est représentée par un trait rouge. Puisque la fissure de rupture a eu lieu dans une zone qui n'était pas couverte par le SCI, elle n'est pas visible sur les patrons de fissuration.

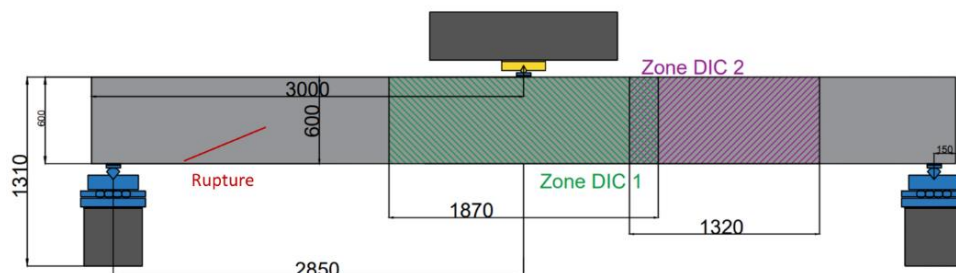


Figure 4.16 Emplacement des zones de mesure du SCI pour la Poutre 2

Les déformations dans la direction longitudinale ε_l sont présentées à la Figure 4.17. Les deux zones de mesure SCI ont été fusionnées en une seule image. Le trait rouge correspond au point d'application de la charge. Les images sont prises juste avant la rupture de la poutre, pour une charge de 943 kN et une flèche de 35.5 mm. Il est possible de distinguer un grand nombre de fissures de flexion. L'espacement moyen de ces fissures est de 64 mm, supérieur à la valeur théorique de 26.9 mm qui a été calculée à l'Annexe A.2.1. Cette différence peut expliquer la valeur d'ouverture de fissure en service de 0.033 mm qui sera présentée à la Section 4.5.2.3, supérieure à la valeur attendue de 0.019 mm qui avait été calculée avec le logiciel AIS en prenant en compte un espacement de 26.9 mm.

La fissure entourée en rouge est une fissure précoce, qui est apparue pour un moment d'environ 100 kNm. Cette fissure était certainement pré-existante sur la poutre, car elle est apparue pour un moment bien inférieur au moment de fissuration théorique d'environ 480 kNm calculé avec le modèle numérique par éléments finis (Section 5.2.1.3), et elle est décalée par rapport au centre de la poutre, où le moment est maximal. Elle pourrait avoir été provoquée par le retrait restreint de la poutre avant le décoffrage, qui a eu lieu 48 h après la coulée. Elle pourrait également avoir été provoquée par une erreur de manutention. Ces deux points devront être surveillés pour éviter l'apparition de fissures sur la poutre de pont.

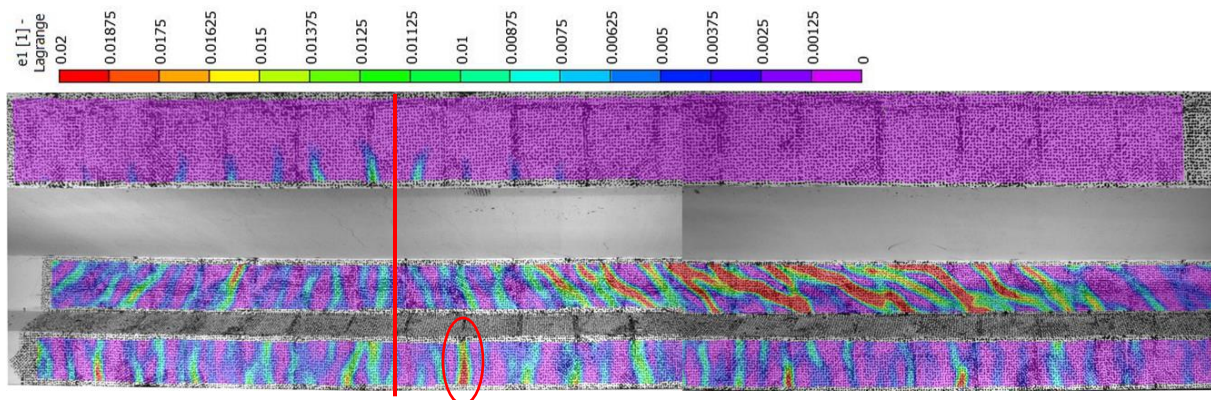


Figure 4.17 Déformations principales des zones SCI 1 et 2 pour la Poutre 2

De nombreuses fissures de cisaillement sont aussi présentes, leur espacement moyen est de 120 mm. L'inclinaison des fissures de cisaillement dans l'âme a ensuite été mesurée. Les déformations dans la direction verticale ont été représentées, pour n'afficher que les fissures de cisaillement. La zone de l'âme a ensuite été extraite et redimensionnée aux proportions réelles de

la poutre. En effet, la prise de vue étant inclinée, les proportions affichées sont initialement faussées. Les résultats sont présentés à la Figure 4.18.

L'angle des fissures de cisaillement varie de 27.2° à 43.4° , l'angle étant plus faible au centre qu'à l'extrémité. Premièrement, les forces de précontraintes dans la poutre ont tendance à incliner horizontalement les fissures de cisaillement. Dans la zone centrale de la poutre, les forces de précontrainte sont plus fortes qu'à l'extrémité de la poutre, car les torons y ont développé leur pleine action. Deuxièmement, une action mixte flexion / cisaillement tend à incliner davantage les fissures. Enfin, l'angle moyen est de 33.3° , proche de la valeur théorique de 28.3° calculée à l'Annexe B.

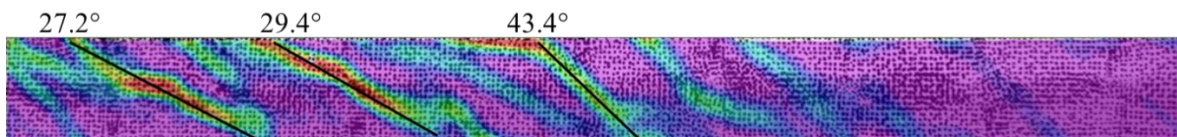


Figure 4.18 Détails des fissures de cisaillement pour la Poutre 2

4.5.2.3 Comportement en flexion de la Poutre

Même si la poutre n'a pas rompu en flexion, il est possible d'analyser son comportement en flexion avec la courbe moment - flèche présentée à la Figure 4.19a. Le moment créé par le poids propre de la poutre, d'une valeur $M_{pp} = 35$ kNm, a été rajouté au moment créé par le chargement de la presse. Ainsi, le moment représenté correspond au moment total dans la poutre, et peut être comparé aux charges de conception en service (M_{els}) et à l'ultime (M_{elu}). De plus, l'ouverture maximale de fissure de flexion a été calculée grâce au système d'acquisition numérique par corrélation d'images SCI et est présentée à la Figure 4.19b. La fissure pré-existante identifiée à la section précédente a été traitée séparément, car elle n'est pas représentative du comportement de la poutre. La courbe « Fissure max flexion » représente ainsi l'ouverture maximale de toutes les fissures de flexion, sans prendre en compte la fissure pré-existante.

Le moment maximal créé dans la poutre est $M_{max} = 1380$ kNm. Il ne s'agit pas de la résistance maximale en flexion, la poutre n'ayant pas rompu en flexion. Cette valeur est proche du moment de conception pondéré $M_{elu} = 1439$ kNm. De plus, les barres d'armature de flexion n'étaient pas encore plastifiées lors de la rupture de la poutre. Il est donc possible de conclure avec certitude que

sans la rupture en cisaillement, le moment de conception pondéré aurait été atteint. Ainsi, malgré le fait que les résultats de la Poutre 1 aient été perdus en raison d'un défaut de remplissage, les résultats de la Poutre 2 démontrent que la capacité flexionnelle visée peut être atteinte. Au moment de service expérimental $M_{els,exp} = 463$ kNm, l'ouverture maximale de fissure est de 0.088 mm en prenant en compte la fissure pré-existante, et de 0.033 mm sans la prendre en compte. Le critère de 0.15 mm du code CSA S6 (2019) est donc respecté, même en présence d'une fissure pré-existante.

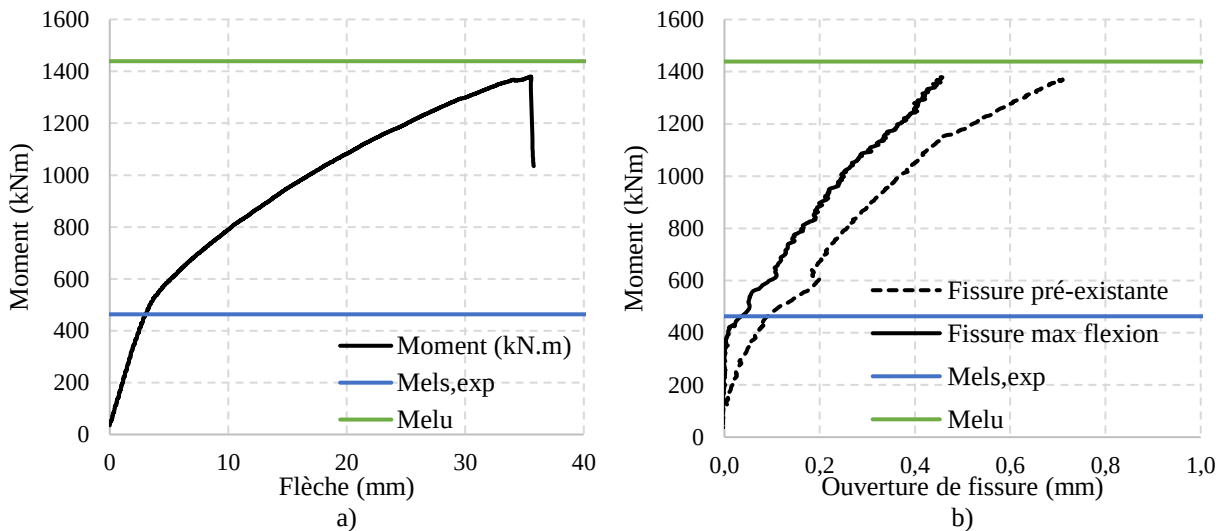


Figure 4.19 Comportement en flexion de la Poutre 2 expérimentale,
a) Courbe moment - flèche, b) Courbe moment - ouverture maximale de fissure de flexion

Le comportement en flexion et l'ouverture de fissure dans la partie dalle a également été mesurée à l'aide du système SCI. L'ouverture de fissure de flexion maximale dans la dalle en fonction du moment longitudinale de la poutre est présentée à la Figure 4.20. Elle a été analysée avec les charges de conception en flexion longitudinale. L'ouverture de fissure est nulle au moment de service $M_{els,exp} = 463$ kNm. La première fissure apparaît pour un moment de 700 kNm. L'ouverture de fissure augmente ensuite lentement; elle n'était que de 0.22 mm lorsque la rupture en cisaillement a eu lieu. Le BFHP permet ainsi de conserver une faible ouverture de fissure dans la partie dalle, alors qu'aucune armature n'est présente dans le sens longitudinal.

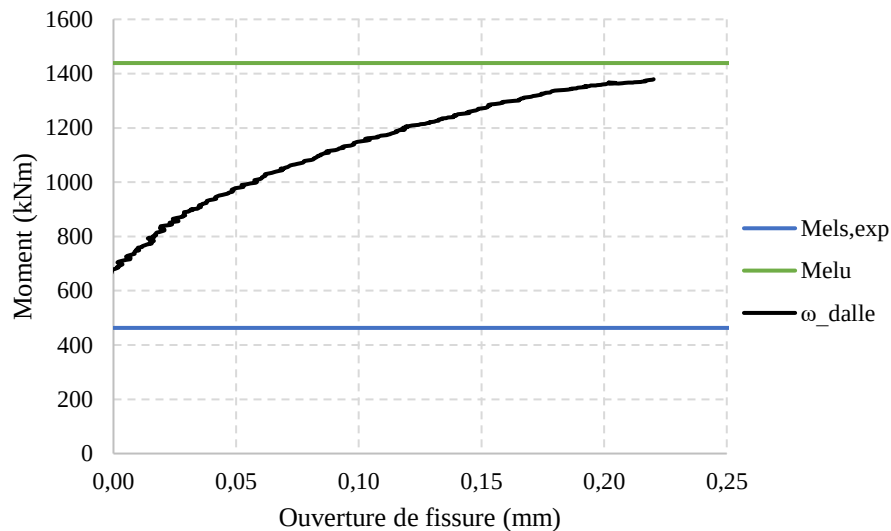


Figure 4.20 Courbe moment longitudinal - ouverture de fissure de flexion maximale dans la dalle de la Poutre 2

4.5.2.4 Comportement en cisaillement de la Poutre

L'effort tranchant supporté par la Poutre 2 en fonction de la flèche et de l'ouverture de fissure est présenté à la Figure 4.21. L'effort tranchant maximal créé par le poids propre de la poutre, d'une valeur $V_{pp} = 26$ kN, a été rajouté à l'effort tranchant appliqué par la presse. L'ouverture de fissure correspond à l'ouverture maximale de fissure de cisaillement dans la zone 2 du SCI. Cependant, il faut considérer que la zone de rupture de la poutre n'a pas été couverte par le SCI; la fissure de cisaillement ayant conduit à la rupture n'est donc pas prise en compte dans le calcul de l'ouverture maximale de fissure.

La Figure 4.21a démontre que la résistance maximale de la poutre en cisaillement est $V_r = 498$ kN qui est inférieure à la valeur de conception pondérée $V_{elu} = 579$ kN. Cependant, la poutre ne comportait pas d'étriers, qui permettent une grande augmentation de la résistance en cisaillement. Le respect de la valeurs de conception pondérée sera démontré à la Section 4.5.4.4, avec les Poutres 3 et 4 comportant des étriers. L'ouverture de fissure de cisaillement lors de l'effort tranchant de service $V_{els} = 271$ kN est de 0.061 mm. Bien que le code CSA S6 (2019) n'impose pas de critère à ce sujet, il serait préférable d'éviter les fissures de cisaillement en service. La largeur de l'âme pourrait ainsi être augmentée, afin d'augmenter la charge d'apparition des premières fissures de cisaillement.

La Figure 4.21b montre que la fissuration s'est produite pour un effort tranchant de 225 kN, qui est supérieur de 17% à la contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant calculée d'après le code, $V_c = 193$ kN. Le calcul de V_c à l'aide de l'équation du code est donc proche de la valeur réelle, tout en restant conservateur. La résistance à l'effort tranchant supplémentaire de $498 - 225 = 273$ kN provient ensuite uniquement de l'action des fibres, car il n'y a pas d'étriers dans la poutre. La résistance finale $V_r = 498$ kN est légèrement plus grande que celle calculée d'après le code $V_{r_code} = 487$ kN. Cependant, la contribution des fibres calculée d'après le code est $V_{fib_code} = 294$ kN qui est supérieure à la contribution réelle des fibres $V_{fib} = 273$ kN. La contribution apportée par les fibres est donc surestimée par le code. Cette surestimation de la résistance offerte par les fibres pourrait être reliée à une densité et orientation des fibres moins favorable que prévues lors de la conception. Un facteur d'efficacité de $\gamma = 0.5$ avait été sélectionné pour un élément fabriqué verticalement avec une répartition en deux dimensions des fibres. Après analyse, il semble maintenant qu'un coefficient de $\gamma = 0.4$ correspondant à une répartition en trois dimensions des fibres aurait été plus judicieux. En effet, avec $\gamma = 0.4$, le code donne une contribution des fibres $V_{fib_code} = 235$ kN qui est alors conservatrice par rapport à la contribution réelle $V_{fib} = 273$ kN. Ce coefficient plus faible se justifie par le fait que l'écoulement est assez perturbé dans l'âme et le bulbe de la poutre avec la présence des torons. Cela avait également été constaté avec la zone de faiblesse identifiée à la Section 4.5.2.1.

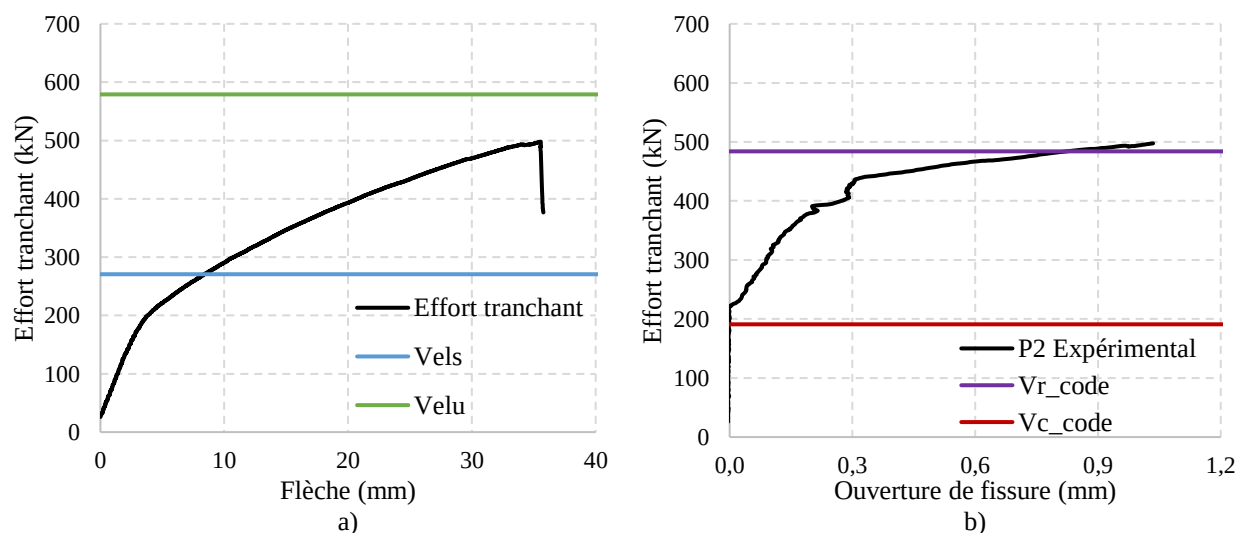


Figure 4.21 Comportement en cisaillement de la Poutre 2, a) Courbe effort tranchant - flèche, b) Courbe effort tranchant - ouverture maximale de fissure de cisaillement

4.5.3 Poutre 2 – Résistance en flexion de la dalle

L'extrémité non endommagée de la Poutre 2 a ensuite été chargée pour évaluer la résistance en flexion de la dalle en moment négatif avec le montage illustré à la Figure 4.9. Pour rappel, les armatures de flexion transversale de la dalle sont des barres 15M de nuance 400W espacées de 180 mm, et situées à 115 mm du haut de la poutre, comme illustré à la Figure 3.25.

4.5.3.1 Comportement mécanique

La force appliquée en fonction de la flèche et une image de la poutre après l'essai sont données à la Figure 4.22. La force ne prend pas en compte le poids propre de la dalle. La dalle de la Poutre 2 a montré un comportement linéaire élastique jusqu'à 400 kN, puis un comportement non linéaire jusqu'à 1000 kN. La courbe se stabilise, ce qui semble correspondre à une plastification des armatures de flexion transversale. Cela sera confirmé avec le modèle numérique analysé à la Section 5.2.3. Une rupture mixte en flexion - cisaillement est alors apparue et est visible à la Figure 4.22b. La fissure s'est ensuite ouverte progressivement avec la diminution de charge, qui correspond à la diminution de la contribution des fibres à la résistance en flexion. En effet, l'armature de flexion étant plastifiée, sa contribution reste constante. L'essai a été arrêté pour une flèche de 6 mm, mais la rupture complète n'avait pas été atteinte. Bien qu'une fissure mixte flexion - cisaillement avec un angle d'environ 50° se soit développée, aucune perte brutale de charge n'a été constatée. Cet essai prouve donc la bonne ductilité procurée par le BFHP.

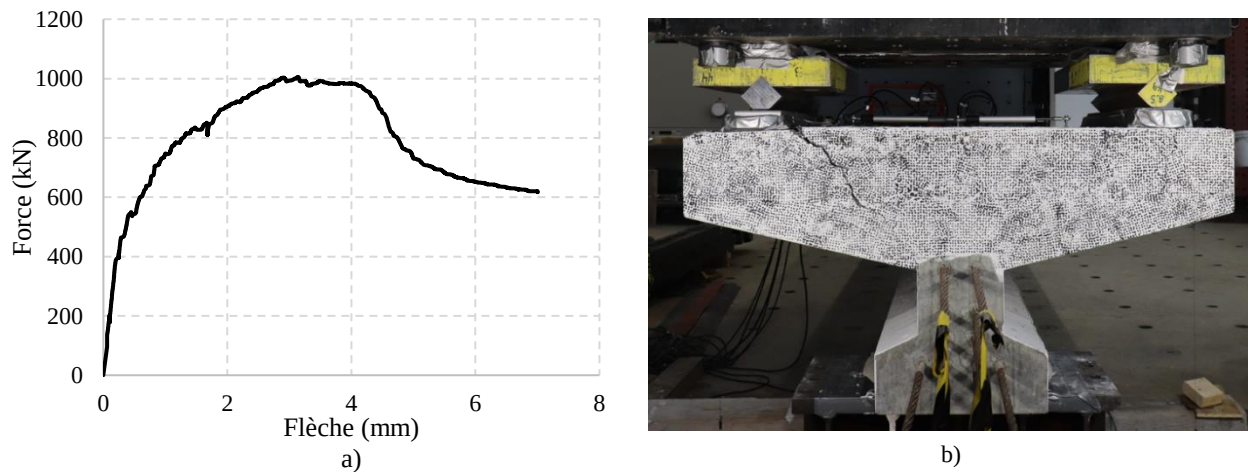


Figure 4.22 Comportement de la dalle de la Poutre 2,
a) Courbe force - flèche, b) Photos de la zone de rupture

4.5.3.2 Patron de fissuration

Les déformations principales, mesurées à l'aide du système SCI, sont présentées à la Figure 4.23. Les déformations sont représentées pour une charge de 675 kN et un déplacement de 0.66 mm à la Figure 4.23 a) et pour une charge de 983 kN et un déplacement de 2.53 mm à la Figure 4.23 b). Trois fissures de flexion sont d'abord apparues au centre de la dalle. D'autres fissures de flexion se sont ensuite développées jusqu'au pic. L'impact des fibres est clairement visible. Sans les fibres, les trois fissures initiales auraient continué de s'ouvrir, et l'ouverture de fissure n'aurait pas été redistribuée entre plusieurs petites fissures. Après le pic, la fissure mixte flexion / cisaillement apparue sur le côté gauche s'est ensuite développée. L'espacement moyen des fissures de flexion est de 51 mm. Ainsi, même lorsque les barres d'armature sont loin de la surface (107 mm dans cette situation), le BFHP permet de conserver un faible espacement de fissures.

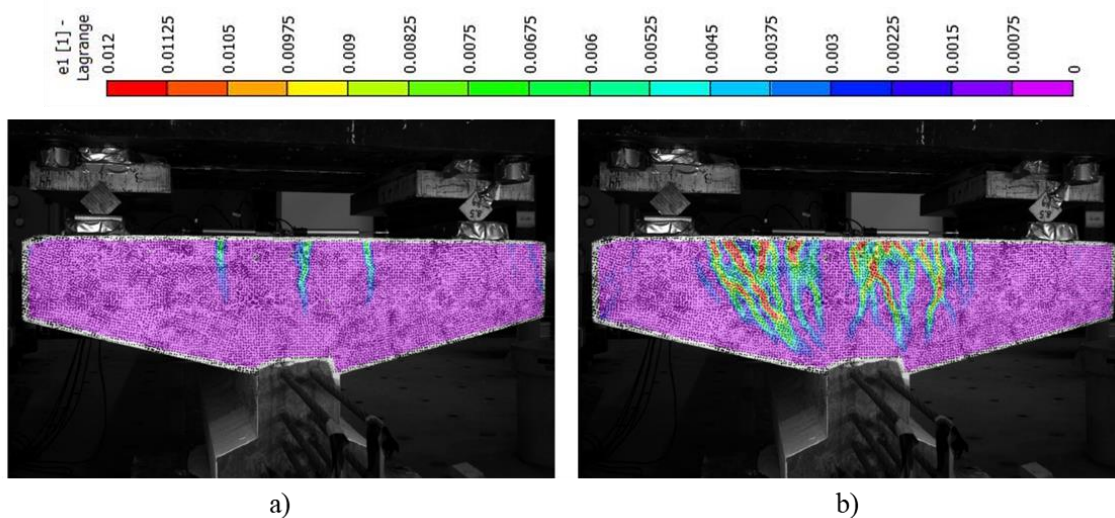


Figure 4.23 Déformations principales pour la dalle de la Poutre 2, a) Prép, b) Postpic

4.5.3.3 Comportement en flexion

Le moment de flexion a été calculé en considérant une flexion trois points. Il a ensuite été divisé par une longueur de 0.72 m. En effet, un trait de scie avait été effectué pour isoler une portion de la dalle de longueur 0.72 m. De cette façon, le moment est exprimé en kNm/m et peut être comparé aux valeurs de conception. Le moment en fonction de la flèche et de l'ouverture de fissure maximale sont présentés à la Figure 4.24. Le moment de flexion maximal $M_r = 300$ kNm/m est très supérieur au moment de conception pondéré $M_{elu} = 28.6$ kNm/m. De plus, l'ouverture de fissure est nulle jusqu'à un moment de 120 kNm/m, soit nettement supérieur au moment de service $M_{els} = 12.4$ kNm/m.

À plusieurs moments, l'ouverture de fissure maximale diminue alors que le moment augmente. Ce phénomène correspond à l'ouverture d'une nouvelle fissure de flexion. Lorsque la nouvelle fissure s'ouvre, les autres fissures se referment légèrement, ce qui provoque une diminution de l'ouverture maximale de fissure. Cette redistribution des contraintes est permise grâce aux fibres présentes dans le BFHP. Les critères de conception sont donc vérifiés.

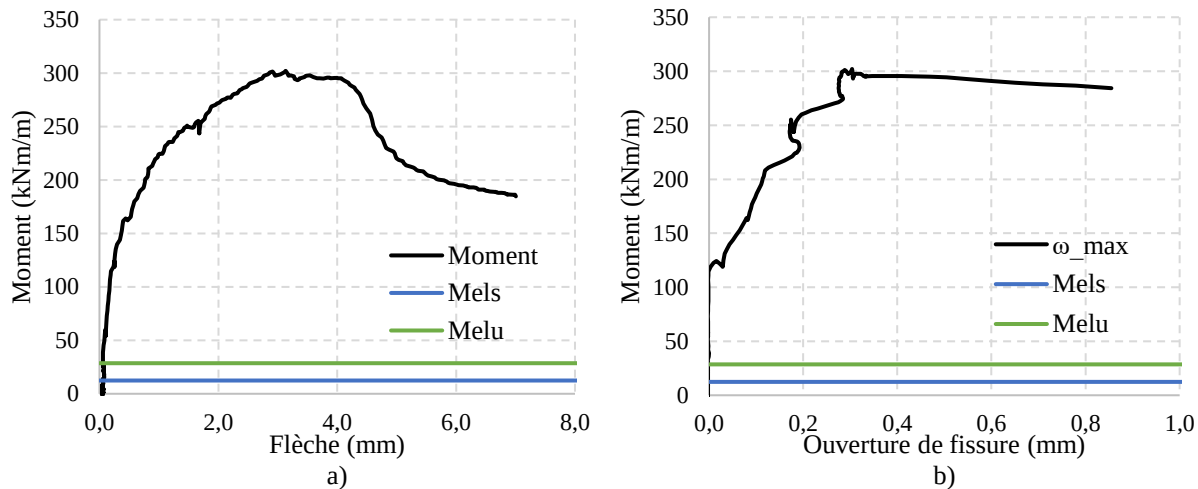


Figure 4.24 Comportement en flexion de la dalle de la Poutre 2,
a) Courbe moment - flèche, b) Courbe moment - ouverture maximale de fissure de flexion

4.5.4 Poutres 3 et 4 – Résistance en flexion et en cisaillement de la poutre

Poutre rappel, les Poutres 3 et 4 sont non précontraintes avec étriers, font 3 m de longueur, et ont des barres d'armature de flexion 15M de nuance 400W à la place des torons et des barres haute résistance (Tableau 4.2). Les Poutres ont été testées avec les montages illustrés à la Figure 4.10.

4.5.4.1 Comportement mécanique

Les courbes force - flèche et une image des poutres après la rupture sont données à la Figure 4.25. La force ne prend pas en compte le poids propre de la Poutre. Les Poutres 3 et 4 ont eu un comportement linéaire élastique jusqu'à une charge de 300 kN environ, puis un comportement linéaire jusqu'à une charge de 1300 kN pour la Poutre 3 et 1500 kN pour la Poutre 4, correspondant à la plastification des barres d'armature de flexion. À flèche égale, la force est plus grande pour l'essai de la Poutre 4, car la portée était plus faible d'un côté. Plusieurs fissures de flexion se sont d'abord développées dans les poutres. Lorsque la plastification des armatures a été atteinte, deux ou trois fissures principales de flexion se sont davantage ouvertes. Le BFHP a également commencé à s'endommager en compression à la fibre supérieure. La rupture des armatures de flexion de la poutre n'a pas été atteinte malgré une très grande valeur de flèche. Pour la Poutre 3, la flèche maximale est de 83 mm pour une portée de 2.6 m, soit un rapport de 1/31. Pour la Poutre 4, la flèche maximale est de 57 mm pour une portée de 2.3 m, soit un rapport de 1/40. Ces essais montrent ainsi la ductilité exceptionnelle permise par les armatures en combinaison avec le BFHP.

En effet, les fibres permettent une multi-fissuration en partie inférieure de la poutre, ce qui limite la contrainte dans les barres d'armature et retarde leur rupture. Aussi, les fibres procurent une grande ductilité au BFHP en compression, ce qui retarde son endommagement à la fibre supérieure.

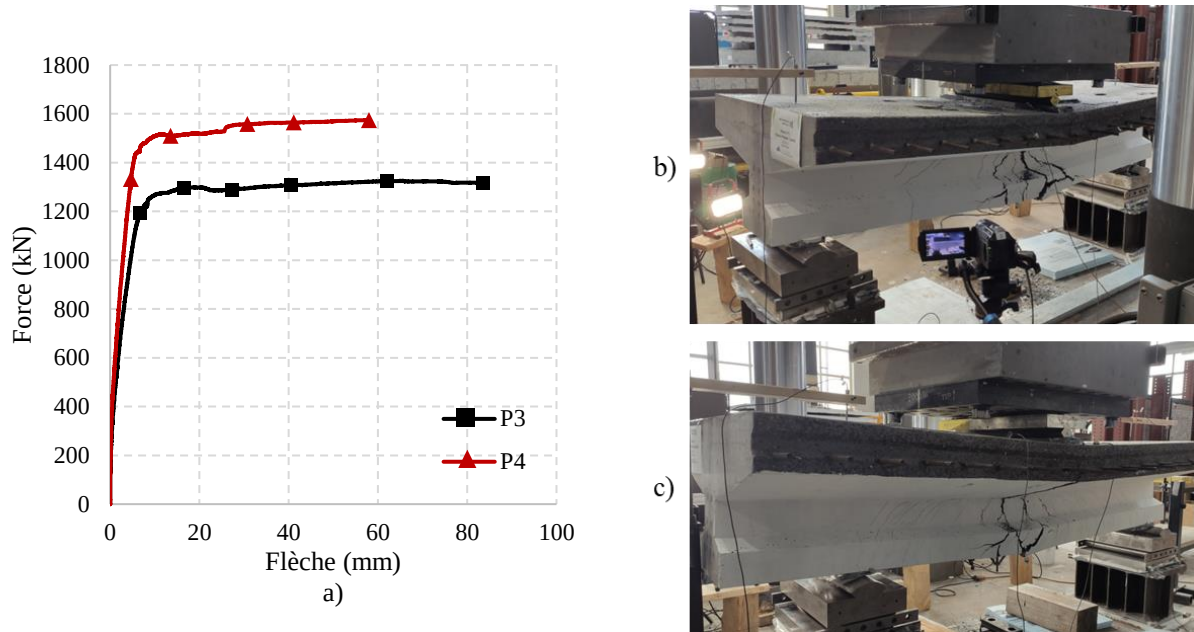


Figure 4.25 Comportement en flexion des Poutres 3 et 4,
a) Courbe force - flèche, b) Photo de la poutre 3, c) Photo de la Poutre 4

4.5.4.2 Patron de fissuration

Les déformations ont été mesurées sur toute la longueur des poutres grâce au SCI. Les zones de mesure sont présentées à la Figure 4.26.

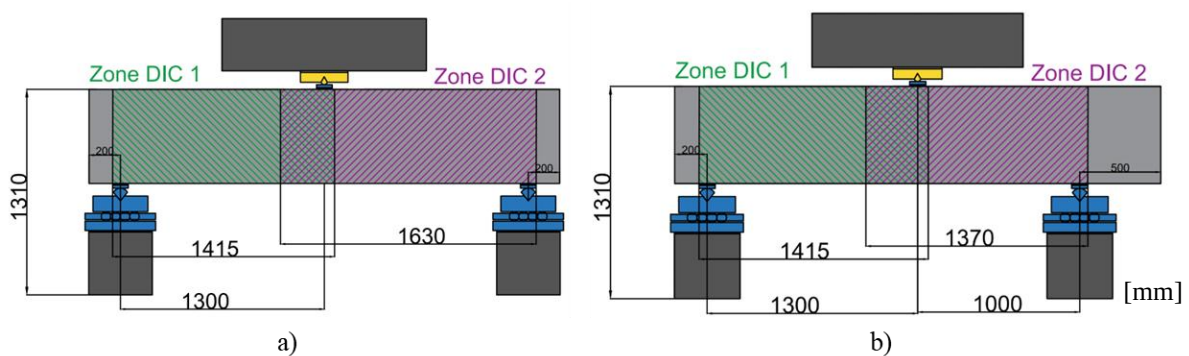


Figure 4.26 Emplacement des zones de mesure du SCI, a) Poutre 3, b) Poutre 4

Les déformations principales mesurées grâce au système SCI sont présentées à la Figure 4.27. Les déformations sont illustrées avant la plastification des armatures de flexion pour une charge de 1107 kN et une flèche de 5.46 mm pour la Poutre 3, et une force de 1420 kN et une flèche de 5.47 mm pour la Poutre 4. Les deux zones SCI ont été combinées pour représenter toute la poutre. Le point de chargement est représenté par un trait rouge.

Pour les deux essais, une fissure principale de flexion s'est développée au centre de la poutre. L'espacement moyen des fissures de flexion est de 70 mm pour la Poutre 3, et 64 mm pour la Poutre 4. Les valeurs sont donc similaires à l'espacement mesuré de 64 mm pour la Poutre 2 qui était précontrainte. La présence d'armature standard à la place d'armature haute résistance et de torons de précontrainte ne semble donc pas impacter l'espacement moyen des fissures. L'espacement moyen des fissures de cisaillement est de 103 mm pour la Poutre 3 et 102 mm pour la Poutre 4, contre 120 mm pour la Poutre 2 qui n'avait pas d'étriers. La présence d'étriers permet donc de diminuer l'espacement moyen des fissures de cisaillement.

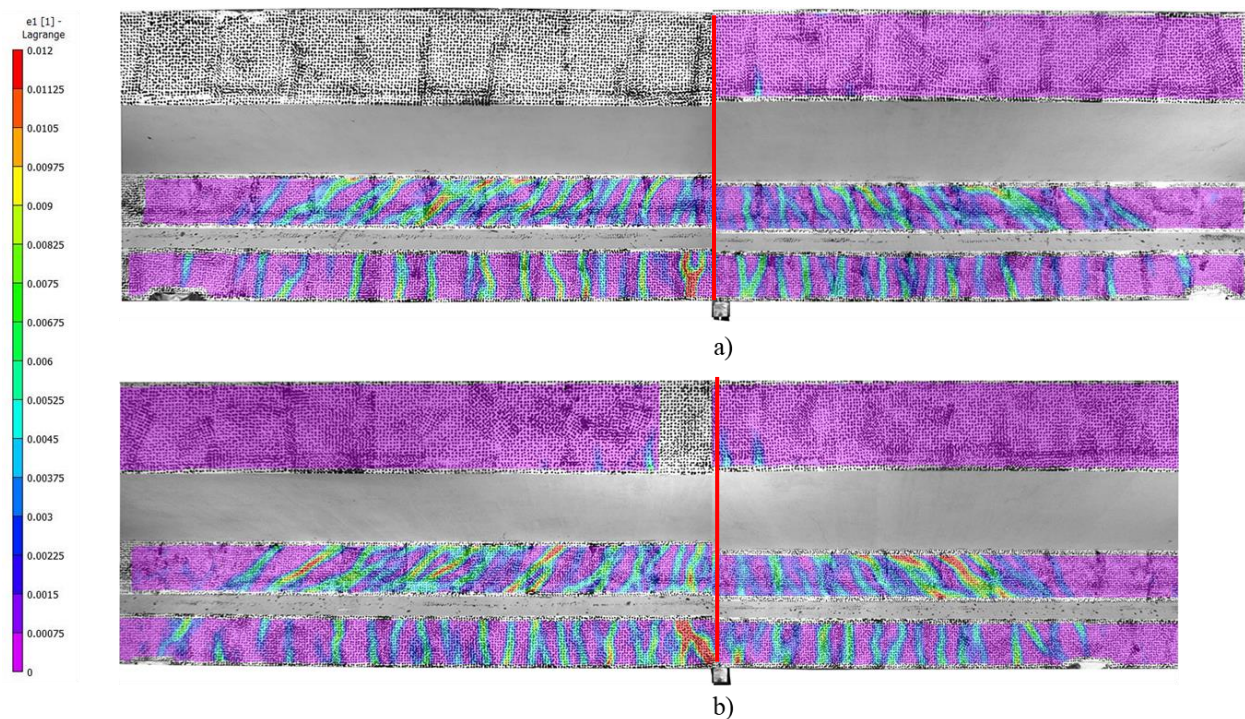


Figure 4.27 Déformations principales des zones SCI 1 et 2, a) Poutre 3, b) Poutre 4

Comme pour la Poutre 2, l'angle des fissures de cisaillement a été mesuré et est présenté à la Figure 4.28. L'angle des fissures de cisaillement varie de 27.4° à 49.3° pour la Poutre 3 et de 33.3° à 46.2°

pour la Poutre 4. L'angle moyen d'orientation des fissures de cisaillement est de 37.3° pour la Poutre 3 et de 41.8° pour la Poutre 4. La valeur théorique de 31.4° calculée à l'Annexe A.2 est sous-estimée. Les angles des fissures sont en moyenne plus grands sur les Poutres 3 et 4 que sur la Poutre 2. Cela est logique, car ces poutres n'ont pas de précontrainte, et celle-ci a tendance à diminuer l'angle des fissures. Enfin, une grande variabilité est présente sur l'angle des fissures et est probablement attribuable à l'hétérogénéité des propriétés du BFHP.

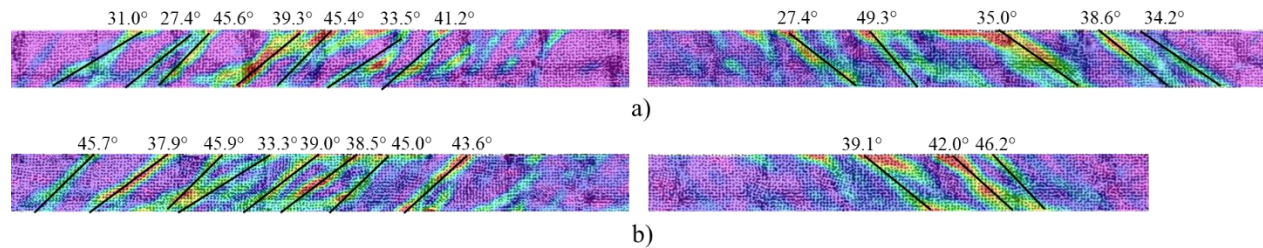


Figure 4.28 Détails des fissures de cisaillement, a) Poutre 3, b) Poutre 4

4.5.4.3 Comportement en flexion

Les courbes moment - flèche et moment - ouverture de fissure des Poutres 3 et 4 sont présentées à la Figure 4.29. Le moment créé par le poids propre de la poutre, d'une valeur $M_{pp} = 8.6$ kNm pour la Poutre 3 et $M_{pp} = 5.5$ kNm pour la Poutre 4, a été rajouté au moment créé par le chargement de la presse. Le moment créé par le poids propre n'est pas le même pour les Poutres 3 et 4 en raison de la portée différente entre les deux montages expérimentaux. Les deux poutres présentent un comportement linéaire élastique jusqu'à environ 150 kNm. Des fissures de flexion commencent ensuite à se développer, les efforts de traction sont donc repris conjointement par le BFHP et par les barres d'armature. Enfin, la plastification des barres survient pour un moment d'environ 850 kNm. La résistance maximale vaut $M_r = 869$ kNm pour la Poutre 3 et $M_r = 895$ kNm pour la Poutre 4. Elle est très proche de la résistance maximale calculée avec le logiciel AIS de $M_{r_AIS} = 886$ kNm. (La résistance maximale est atteinte pour une flèche élevée, mais seules les faibles valeurs de flèche sont représentées pour mieux voir la partie linéaire).

À moment équivalent, la Poutre 4 présente une flèche et une ouverture de fissure plus faibles, car la portée de chargement est plus faible que pour la Poutre 3. La configuration d'armatures longitudinales des Poutres 3 et 4 n'étant pas la même que celle de la Poutre 2 avec torons de précontrainte, les résultats ne seront pas comparés avec les moments de conception.

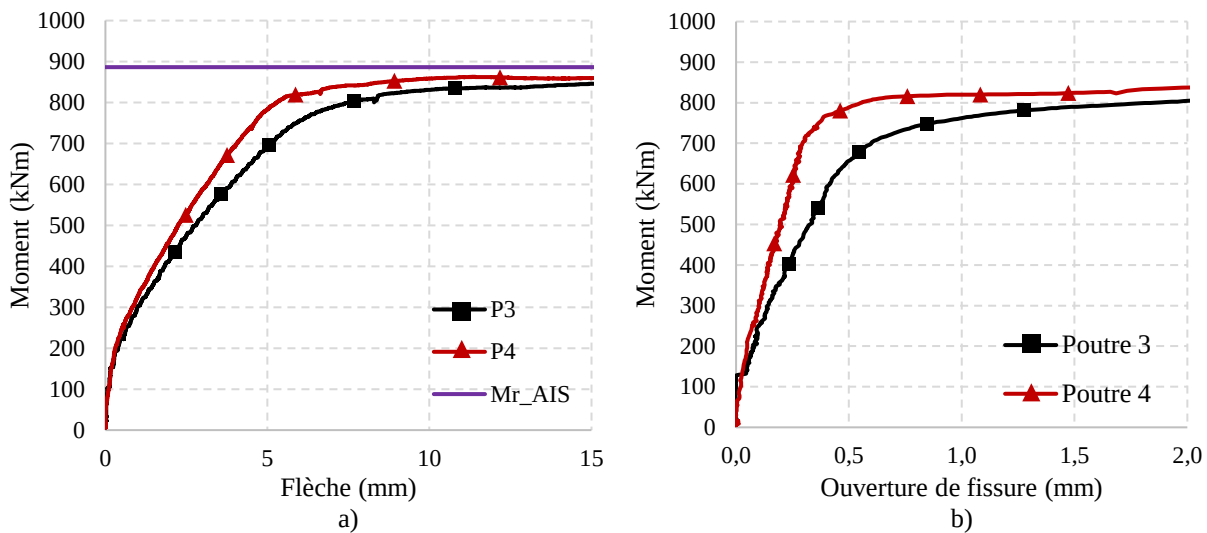


Figure 4.29 Comportement en flexion des Poutres 3 et 4,
a) Courbe moment - flèche, b) Courbe moment - ouverture maximale de fissure de flexion

4.5.4.4 Comportement en cisaillement

Les courbes effort tranchant - flèche et effort tranchant - ouverture de fissure des Poutres 3 et 4 sont présentées à la Figure 4.30. Le montage de la Poutre 3 étant symétrique, l'effort tranchant de la Poutre 3 correspond à la charge totale divisée par deux. L'effort tranchant de la Poutre 4 correspond à l'effort tranchant dans la petite portée avec un ratio $a/d = 2.1$. L'effort tranchant maximal créé par le poids propre de la poutre, d'une valeur $V_{pp} = 12.8$ kN pour la Poutre 3 et $V_{pp} = 14.7$ kN pour la Poutre 4, a été rajouté à l'effort tranchant créé par la presse. Les valeurs sont différentes car le montage est centré pour la Poutre 3, et décentré pour la Poutre 4. L'ouverture de fissure de la Poutre 3 correspond à l'ouverture de fissure de cisaillement maximale mesurée sur toute la poutre. L'ouverture de fissure de la Poutre 4 correspond à l'ouverture de fissure de cisaillement maximale mesurée dans la petite portée.

La configuration d'étriers étant la même que dans la poutre de pont, les résultats peuvent être comparés aux valeurs de conception. L'effort tranchant de conception pondéré V_{elu} à reprendre est largement respecté. En effet, la résistance minimale à l'effort tranchant dans la Poutre 4 est de 910 kN, puisque la rupture n'ayant pas eu lieu en cisaillement, il ne s'agit ainsi pas de la résistance maximale à l'effort tranchant. De plus, l'ouverture de fissure maximale de cisaillement à la charge

de service $V_{els} = 271$ kN est de 0.037 mm pour la Poutre 3, et 0.027 mm pour la Poutre 4. Ainsi, l'ajout d'une faible quantité d'étriers augmente considérablement la résistance à l'effort tranchant, et permet d'exploiter pleinement le potentiel des fibres et de surpasser les exigences de conception en cisaillement.

Par ailleurs, la contribution du béton à la résistance en cisaillement calculée d'après l'équation du code CSA S6 (2019) $V_{c_code} = 168$ kN est proche de la charge de fissuration du béton d'environ 180 kN. Cependant, la résistance en cisaillement donnée par le code CSA-S6 $V_{r_code} = 561$ kN est grandement sous-estimée par rapport à la résistance réelle $V_r = 910$ kN. Ainsi, la présence d'étriers permet d'augmenter considérablement la résistance de la poutre en cisaillement. Cela est logique, car les étriers vont agir en synergie avec les fibres, ce qui augmente la contribution des étriers et des fibres à la résistance en cisaillement par rapport à une poutre sans BFHP ou sans étriers.

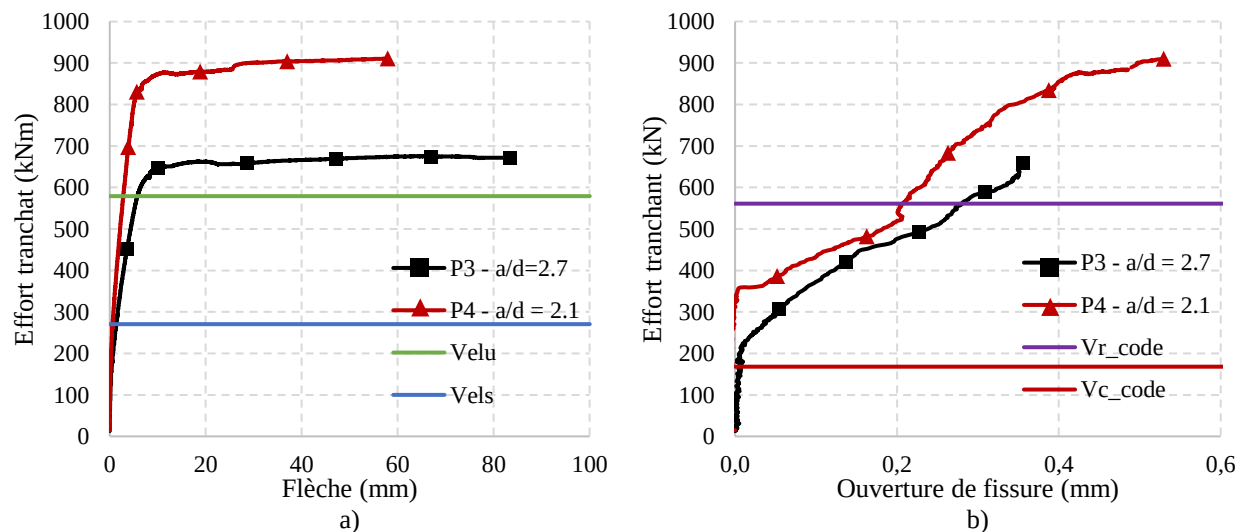


Figure 4.30 Comportement en cisaillement des Poutres 3 et 4, a) Courbe effort tranchant - flèche, b) Courbe effort tranchant - ouverture maximale de fissure de cisaillement

4.5.5 Comparaison de la fissuration entre les Poutre 2, et 3 et 4

Les ouvertures de fissure de flexion et de cisaillement seront comparées entre les Poutres 2, 3 et 4 dans cette section. Il est important de noter que la comparaison peut être faite pour un niveau de charge inférieur à 600 kNm (hors plastification des armatures) pour la comparaison des fissures de flexion, et en considérant que la portée du chargement varie pour chacune des poutres. Évidemment, la capacité maximale de la Poutre 2 en flexion sera nettement supérieure à celles des

Poutres 3 et 4 étant donné la précontrainte présente. Le moment en fonction de l'ouverture de fissure maximale de flexion et l'effort tranchant en fonction de l'ouverture maximale de fissure cisaillement sont présentés à la Figure 4.31. L'ouverture de fissure de flexion de la Poutre 2 à la Figure 4.31a correspond à l'ouverture maximale de fissure de flexion sans prendre en compte la fissure pré-existante.

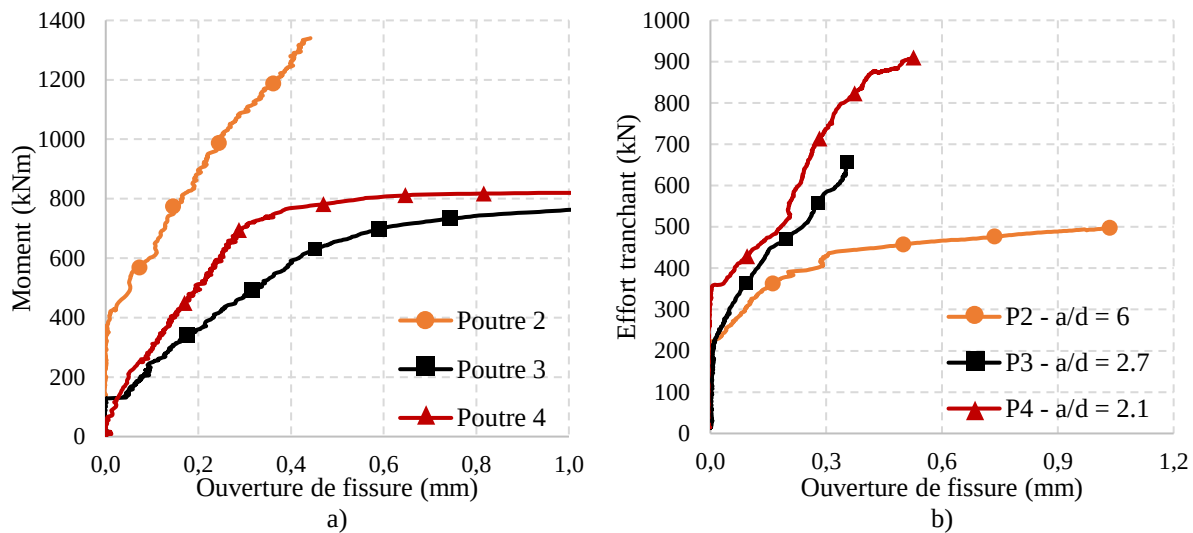


Figure 4.31 Comparaison de la fissuration pour les Poutres 2, 3 et 4,
 a) Courbe moment – ouverture maximale de fissure de flexion,
 b) Courbe effort tranchant – ouverture maximale de fissure de cisaillement

L'ouverture de fissure de flexion (Figure 4.31a) est plus faible dans la Poutre 2 que dans les Poutres 3 et 4. Cet effet provient de la précontrainte présente dans la Poutre 2, elle réduit les ouvertures de fissures et donc prolonge la durabilité. Même si l'espacement des fissures est similaire entre les Poutres 2, 3 et 4, l'ouverture totale de fissure (non illustrée ici) est également plus faible en présence de précontrainte.

Au contraire, l'ouverture de fissure de cisaillement (Figure 4.31b) est plus élevée dans la Poutre 2 par rapport aux Poutres 3 et 4. La Poutre 2 ne possède pas d'étriers, alors qu'ils sont présents dans les Poutres 3 et 4. À partir d'un effort tranchant de 400 kN, l'ouverture de fissure de cisaillement augmente rapidement dans la Poutre 2 jusqu'à la rupture, alors qu'aucun changement de comportement n'est observé pour les Poutres 3 et 4 jusqu'à l'effort tranchant maximal mesuré. De plus, la précontrainte qui est présente dans la Poutre 2 mais pas dans les Poutres 3 et 4 est censée augmenter la résistance en cisaillement de la Poutre 2 (Cuenca & Serna, 2013; Metje & Leutbecher,

2021). Ainsi, une faible quantité d'étriers permet d'augmenter considérablement la résistance à l'effort tranchant et est donc nécessaire pour exploiter au maximum le potentiel du BFHP. En outre, la présence d'étriers semble diminuer l'ouverture des fissures de cisaillement à chargement équivalent. Cependant, cette différence pourrait également provenir d'une action de la précontrainte, ou de la portée de chargement différente entre les différents essais.

4.5.6 Résumé des résultats

Les principaux résultats expérimentaux sont résumés au Tableau 4.8. Ils seront ensuite détaillés pour chaque poutre. La Poutre 2 sans étriers a rompu en cisaillement. Sa résistance à l'effort tranchant longitudinal est $V_r = 498 \text{ kN} < V_{elu} = 579 \text{ kN}$. Cependant, la poutre ne comportait pas d'étriers, et la résistance était proche de celle prévue par les équations du code CSA S6 (2019). Le moment dans la poutre au moment de la rupture était $M_{max} = 1380 \text{ kNm}$ qui est proche de $M_{elu} = 1439 \text{ kNm}$. Les armatures de flexion n'étant pas plastifiées lors de la rupture en cisaillement, il est possible de considérer que le moment de conception pondéré aurait été atteint. Enfin, au moment de service $M_{els,exp} = 463 \text{ kNm}$, l'ouverture de fissure de flexion en considérant la fissure pré-existante était $w_{max} = 0.088 \text{ mm} < 0.15 \text{ mm}$, et 0.033 mm sans considérer la fissure pré-existante. Les critères de conception de flexion longitudinale sont donc vérifiés pour la poutre.

La dalle de la Poutre 2 a montré une résistance en flexion négative transversale $M_r = 300 \text{ kNm/m} > M_{els} = 28.6 \text{ kNm/m}$. Au moment de service $M_{els} = 12.4 \text{ kNm/m}$, l'ouverture de fissure était nulle. Les critères de conception en flexion négative de la dalle sont donc vérifiés.

Enfin, les Poutres 3 et 4 avec étriers ont rompu en flexion longitudinale. L'effort tranchant maximal était $V_{max} = 910 \text{ kN} > V_{elu} = 579 \text{ kN}$. Les critères de conception de résistance à l'effort tranchant sont donc vérifiés. L'utilisation d'une faible quantité d'étriers dans les Poutres 3 et 4 par rapport à la Poutre 2 qui n'en a pas a donc considérablement augmenté la résistance à l'effort tranchant, et a permis de réduire l'ouverture des fissures de cisaillement par rapport à la Poutre 2.

Tableau 4.8 Résumé des résultats d'essais sur poutres

Poutre	Critère à vérifier	Valeur obtenue
P2 - poutre	Ouverture de fissure à $M_{els,exp} = 463 \text{ kNm} < 0.15 \text{ mm}$	$w_{max} = 0.08 \text{ mm} < 0.15 \text{ mm}$
P2 - poutre	Résistance en flexion $> M_{elu}$	$M_{max} = 1380 \text{ kNm} \sim 1439 \text{ kNm} = M_{elu}$
P2 - poutre	Résistance à l'effort tranchant $> V_{elu}$	$V_r = 498 \text{ kN} < 579 \text{ kN} = V_{elu}$
P2 - dalle	Ouverture de fissure à $M_{els} = 12.4 \text{ kNm/m} < 0.15 \text{ mm}$	$w_{max} = 0 \text{ mm} < 0.15 \text{ mm}$
P2 - dalle	Résistance en flexion $> M_{elu}$	$M_r = 300 \text{ kNm/m} > 28.6 \text{ kNm/m} = M_{elu}$
P3 - P4	Résistance à l'effort tranchant $> V_{elu}$	$V_{max} = 910 \text{ kN} > V_{elu} = 579 \text{ kN}$

CHAPITRE 5 ÉTUDE NUMÉRIQUE

Une étude numérique a été menée sur le comportement mécanique des poutres précontraintes en BFHP afin de compléter l'étude expérimentale et d'élargir la portée des résultats. Un modèle numérique a été développé sur le logiciel Abaqus, version 6.14 (Dassault Systèmes, 2014) en utilisant la loi de béton EPM3D (Massicotte & Ben Ftima, 2017) et calibré de façon à reproduire fidèlement les résultats expérimentaux des Poutres 2 et 3. Le modèle a ensuite été utilisé pour simuler un essai en flexion de la Poutre 1, et deux essais en flexion et en cisaillement de la poutre de pont. Les caractéristiques des modèles numériques seront d'abord présentées, puis les résultats seront analysés.

5.1 CARACTÉRISTIQUES DES MODÈLES

De nombreuses itérations des modèles numériques ont été faites, en faisant varier notamment les matériaux utilisés et leur répartition dans la poutre. Seules les versions finales des modèles donnant les résultats les plus concluants seront présentés dans ce chapitre.

5.1.1 Géométrie des modèles

Les dimensions des modèles du maillage des poutres sont données à la Figure 5.1. Les Poutres 1, 2 et 3 et la poutre de pont ont été testées numériquement dans un montage en flexion 3 points centré dans le sens longitudinal. Le montage étant symétrique dans le sens longitudinal et dans le sens transversal, seulement un quart de la poutre a été modélisé par symétrie. La poutre de pont a également été testée dans un montage en flexion 3 points décentré pour vérifier sa capacité à l'effort tranchant. Le montage étant symétrique dans le sens transversal mais pas dans le sens longitudinal, une moitié de la poutre a été modélisée par symétrie. Les dimensions exactes de la section des poutres expérimentales ont été utilisées pour modéliser toutes les poutres. L'intrados de la poutre de pont a donc été simplifié par une ligne droite. Pour chaque poutre, les armatures ont été modélisées selon la disposition réelle, qui avait été donnée à la Figure 4.1 pour les Poutres 1, 2 et 3 et à la Figure 3.25 pour la poutre de pont. De plus, la zone de faiblesse sur la poutre testée au laboratoire constatée à la Section 4.5.2 a été modélisée par une bande de 27 mm d'épaisseur en haut de l'âme de la poutre pour les Poutres 1, 2 et 3, et de 19 mm pour la poutre de pont, la différence d'épaisseur provient de la finesse du maillage utilisé pour chacun des modèles. La bande de faiblesse est représentée en rouge pour les poutres concernées.

Un trait de scie avait été effectué pour isoler la partie dalle à une extrémité de la Poutre 2. sur une longueur de 0.72 m. Une longueur de poutre de 0.72 m a été considérée pour la modélisation numérique. En considérant uniquement cette portion, le montage était symétrique dans le sens longitudinal et transversal. Un quart du montage a ainsi été modélisé par symétrie. La bande de faiblesse n'a pas été considérée pour ce montage car elle ne modifie pas le comportement de la dalle.

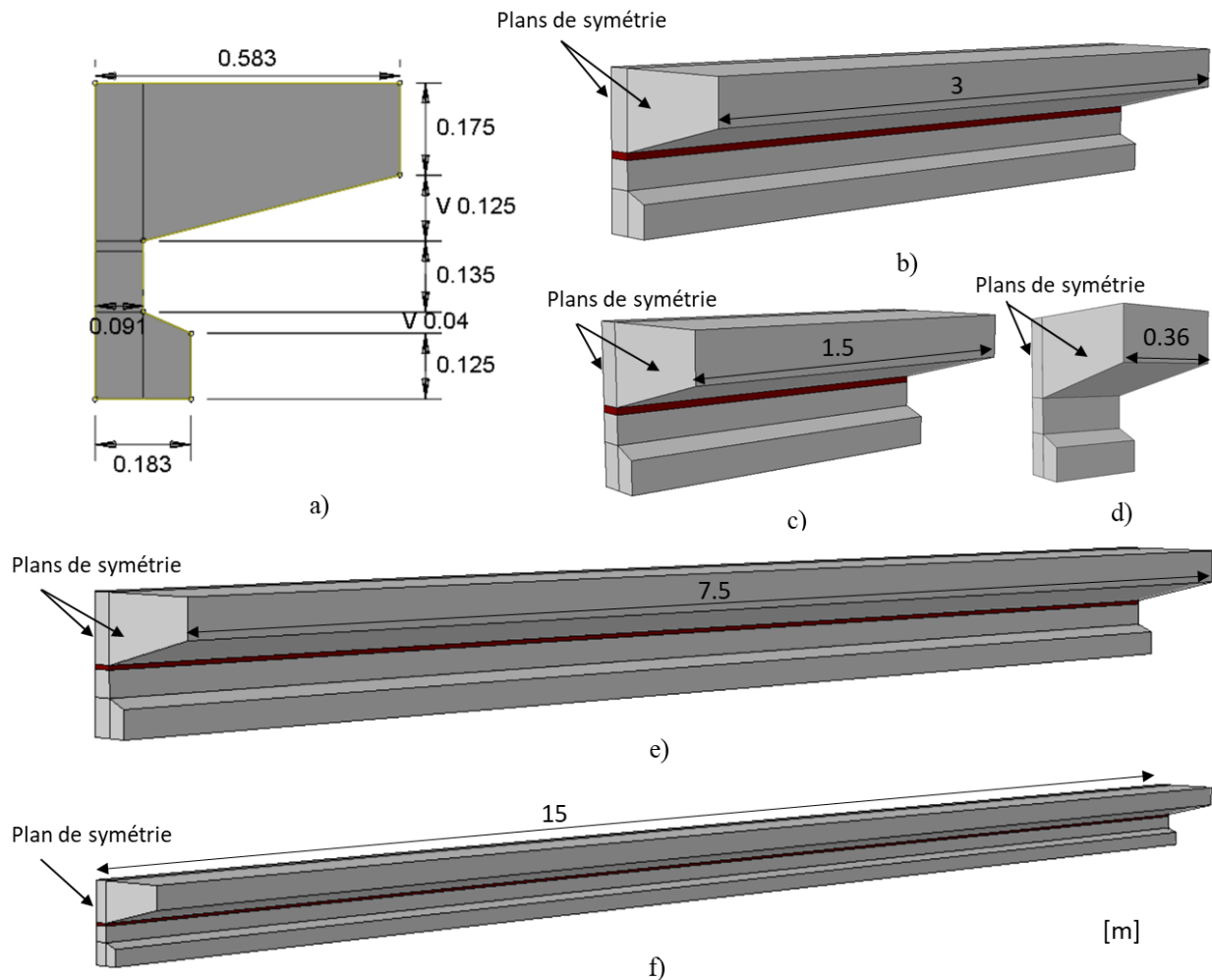


Figure 5.1 Dimensions des poutres des modèles numériques,
a) Demi-section, b) Poutre 2 – flexion longitudinale, c) Poutre 3, d) Poutre 2 – flexion dalle,
e) Poutre de pont – flexion longitudinale, f) Poutre de pont – cisaillement

5.1.2 Maillage

Des éléments cubiques linéaires à 8 nœuds avec intégration réduite et contrôle de l'hourglass (C3D8R) ont été utilisés pour modéliser la poutre ainsi que les plaques d'appui et de chargement. La taille des éléments a été choisie de façon à obtenir une précision suffisante, tout en conservant un temps de calcul raisonnable. Elle a été fixée à 14 mm pour les Poutres 1, 2 et 3 de 6 m ou moins et à 20 mm pour la poutre de pont de 15 m. Les plaques d'appui et de chargement ont été modélisées avec des éléments de 10 mm. Des éléments de treillis linéaires à deux nœuds (T3D2) ont été utilisés pour modéliser les barres d'armature et les torons. Des éléments de 10 mm de longueur ont été utilisés pour modéliser toutes les armatures, et un contact parfait a été imposé entre les armatures et le béton de la poutre. Les maillages des poutres sont illustrés à la Figure 5.2.

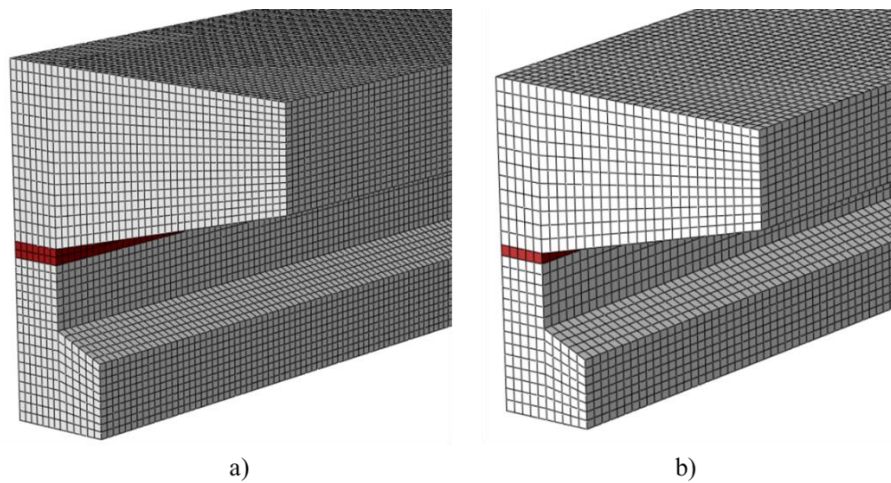


Figure 5.2 Maillage des poutres, a) Poutres 1 à 3, b) Poutre de pont

5.1.3 Conditions d'appuis et de chargement

Pour les essais en flexion longitudinale, le chargement a été effectué à l'aide d'une plaque en acier de 1 m de longueur, 100 mm de largeur et 20 mm d'épaisseur positionnée au centre de la poutre et dont un quart a été modélisé par symétrie. Un déplacement vertical a ensuite été imposé sur une ligne au centre de la plaque lors de l'étape de chargement. La plaque de chargement est représentée en bleu à la Figure 5.3a, et la ligne de contrôle de déplacement est représentée en rouge.

Les appuis ont été modélisés à l'aide de plaques de 365 mm de longueur, 100 mm de largeur et 20 mm d'épaisseur et dont la moitié a été modélisée par symétrie. Le centre de la plaque d'appui

était situé à 150 mm de l'extrémité de la poutre pour les Poutres 1, 2 et la poutre de 15 m, et à 200 mm pour la Poutre 3. Les distances ont été choisies pour reproduire au mieux les conditions expérimentales ou celle du pont de référence. Le déplacement vertical de l'appui a été bloqué le long d'une ligne au centre de la plaque, afin de permettre la rotation et le déplacement longitudinal. La plaque d'appui est présentée en bleu à la Figure 5.3b, et la ligne de blocage du déplacement vertical est représentée en rouge.

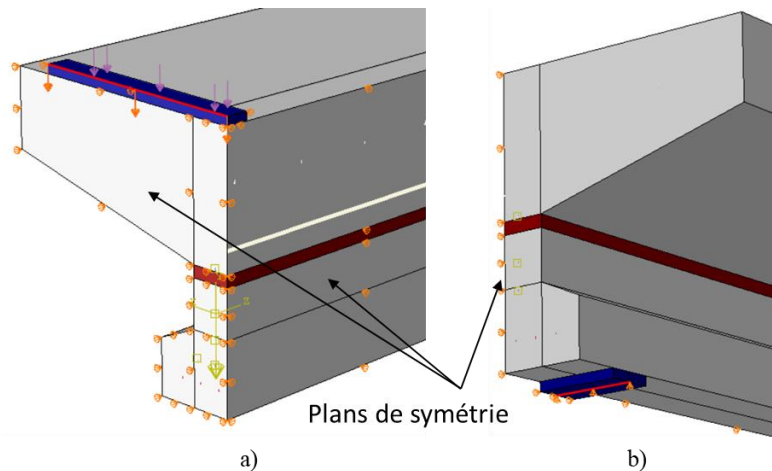


Figure 5.3 Modèle numérique des essais de flexion longitudinale,
a) Plaque de chargement, b) Plaque d'appui

Pour l'essai en flexion de la partie dalle, le chargement a été effectué à l'aide de deux plaques de 640 mm de longueur, de 100 mm de largeur et de 20 mm d'épaisseur positionnées à 100 mm du bord de la poutre et où seule la moitié d'une plaque a été modélisée par symétrie. Un déplacement vertical a été imposé sur une ligne au centre de la plaque lors de l'étape de chargement. La plaque de chargement est représentée à la Figure 5.4a, et la ligne de contrôle de déplacement est représentée en rouge. L'appui a été modélisé à l'aide d'une plaque de 365 mm de largeur, de 450 mm de longueur et de 20 mm d'épaisseur, situé au centre de la poutre, avec un quart de l'appui modélisé par symétrie. Le déplacement vertical a été bloqué sur toute la surface inférieure de l'appui, comme pour l'essai réel. La plaque d'appui est représentée à la Figure 5.4b, et la surface de blocage du déplacement vertical est représentée en rouge. Pour tous les modèles, un contact parfait (liaison « Tie ») a été imposé entre les plaques et la poutre.

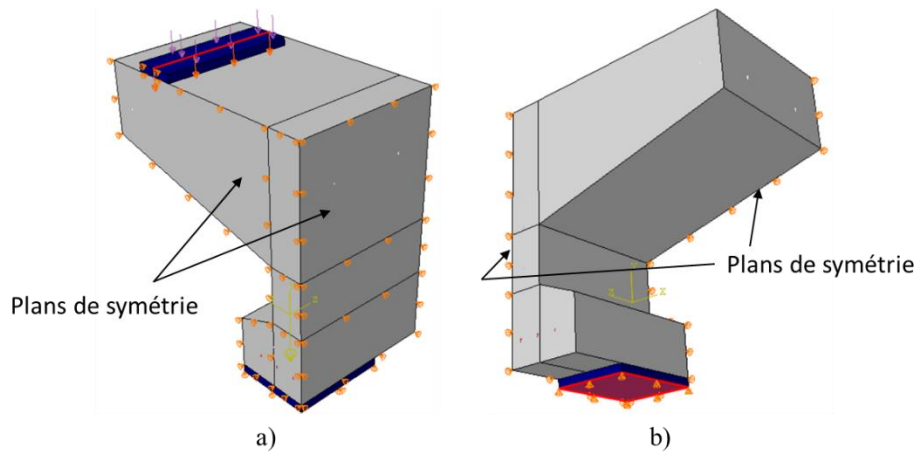


Figure 5.4 Modèle numérique de l'essai de flexion dalle,
a) Plaque de chargement, b) Plaque d'appui

5.1.4 Matériaux

5.1.4.1 Béton

La loi de comportement du BFHP considéré dans les modèles a été déterminée d'après les essais de caractérisation matériaux présentés à la Section 4.4.2. Les lois de béton des Poutres 2 et 3 ont été utilisées pour modéliser les essais correspondants, afin de reproduire au mieux les résultats expérimentaux. La loi de béton de la Poutre 2 a également été utilisée pour modéliser l'essai de la Poutre 1 et de la poutre de pont, car ces deux modélisations ne seront pas comparées avec des résultats expérimentaux.

Le modèle constitutif EPM3D, développé à Polytechnique par Massicotte et Ben Ftima (2017), a été utilisé pour modéliser le BFHP utilisé dans les différentes poutres. Le comportement en compression est défini d'après la résistance en compression f'_c , le module d'élasticité E_c , le coefficient de Poisson ν , et la déformation du béton au pic ε_c . Tous les paramètres ont été choisis d'après les résultats des essais de compression présentés au Tableau 4.6. La valeur de ε_c a dû être augmentée à 0.004 pour que le béton puisse atteindre la résistance f'_c spécifiée.

Le comportement en traction du BFHP est défini par une courbe contrainte – déformation à trois points de mesure avant le pic de résistance, et d'après une courbe contrainte – ouverture de fissure à cinq points de mesure après le pic de résistance. Les courbes ont été déterminées d'après les résultats de caractérisation présentés à la Figure 4.13. Pour la partie prépic, un comportement

linéaire élastique jusqu'à la contrainte de fissuration a été retenu. Pour la partie postpic, la loi de comportement mesurée a d'abord été discrétisée en cinq points de mesure. Les valeurs de contrainte ont ensuite été multipliées par un facteur d'efficacité des fibres pour représenter la différence d'orientation des fibres dans les spécimens de caractérisation (orientation préférentielle) et celle présente dans les poutres (orientation moyenne ou défavorable). La loi du BFHP de la Poutre 2 a été calculée avec un facteur d'efficacité de 0.4 (réduction de 60 %) pour le modèle de l'essai de flexion longitudinale dans lequel un problème d'écoulement du BFHP a été observé dans l'âme et potentiellement le bulbe. Ce facteur avait été déterminé comme sécuritaire lors de l'analyse des résultats expérimentaux de la Poutre 2 à la Section 4.5.2.4. Il s'agit également du coefficient suggéré dans le code CSA S6 (2019) pour une répartition en 3 dimensions des fibres, comme expliqué à la Section 3.1.3. Enfin, d'autres versions de BFHP avaient été modélisées avec d'autres facteurs de réduction, mais la valeur de 0.4 est celle ayant donné les résultats les plus proches des résultats expérimentaux. Un facteur de 0.8 (réduction de 20 %) a été utilisé pour la modélisation de l'essai en flexion transversale de la dalle pour lequel l'écoulement du béton lors de la fabrication des spécimens s'est fait sans restriction. Cette valeur pour le coefficient d'efficacité est celle suggérée dans le code CSA S6 (2019) pour une répartition horizontale en deux dimensions des fibres. Il s'agit également du coefficient ayant donné les résultats numériques les plus proches des résultats expérimentaux. De manière similaire, la loi du BFHP de la Poutre 3 a été calculée avec un facteur d'efficacité de 0.4 pour le modèle de l'essai en flexion longitudinale. Les lois des poutres 2 et 3, nommées BFHP P2 0.4, BFHP P2 0.8 et BFHP P3 0.4, sont présentées à la Figure 5.5.

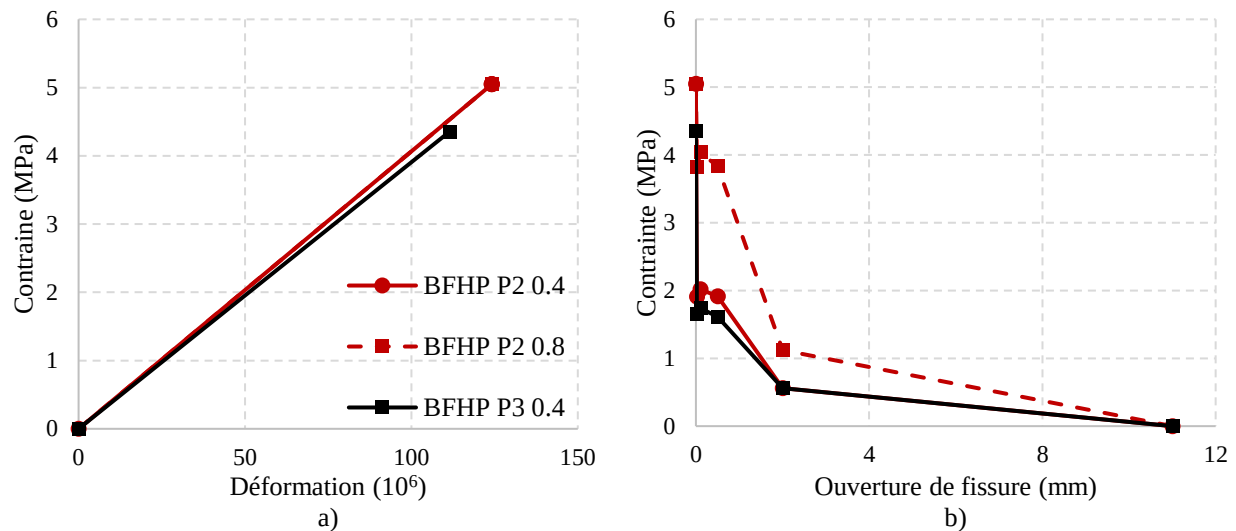


Figure 5.5 Lois de comportement en traction des BFHP choisies pour les modèle numériques, a) Prépic, b) Postpic

Une autre loi a également été choisie pour modéliser la zone de faiblesse à la jonction des sections dalle et âme des poutres. Le comportement en compression et en traction prépic a été pris identique à celui des lois précédentes. Le comportement en traction postpic a été choisi de façon à reproduire le comportement d'un BHP (BFHP non fibré). Pour ce faire, une loi de béton non fibré utilisant l'énergie de fissuration pour définir le comportement postpic a d'abord été modélisée, puis le comportement post-pic de cette loi a été reproduit avec une courbe contrainte - ouverture de fissure dans une loi de béton fibré (qui simule donc un béton non fibré). Cette méthode a été choisie pour ajuster précisément la loi post-pic et conserver une cohérence entre les lois de BFHP et BHP, la chute de résistance initiale en postpic étant la même dans les deux lois. Les lois de comportement des BHP des zones de faiblesse des Poutres 2 et 3, nommées BHP P2 et BHP P3, sont présentées à la Figure 5.6.

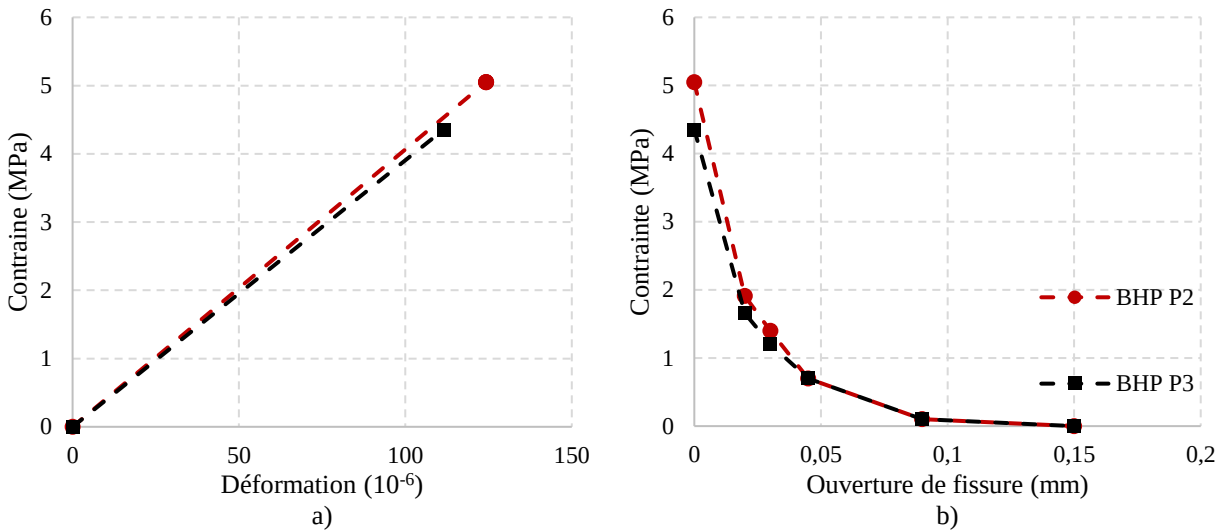


Figure 5.6 Loi de comportement en traction du BHP pour la zone de faiblesse des poutres, a) Prépic, b) Postpic

5.1.4.2 Aciers d'armature

Les lois de comportement des aciers d'armature présentées à la Figure 4.11 ont été modélisées à l'aide d'une loi de comportement élastoplastique sans écrouissage.

5.1.5 Étapes de chargement

Le chargement des poutres a été séparé en deux étapes pour reproduire les conditions expérimentales. Dans une première étape de chargement, la force de gravité a été appliquée à l'ensemble du modèle, et une précharge de 5 kN a été appliquée à la plaque de chargement. La précontrainte a également été appliquée lors de cette étape pour les poutres concernées. Un coefficient de dilatation thermique a d'abord été défini pour les torons. Une variation de température a ensuite été appliquée aux torons, afin que la contrainte induite corresponde à la force de précontrainte. Des contraintes de traction de 385 MPa pour le lit 1 et de 1100 MPa pour les lits 2, 3 et 4 des Poutres 1 et 2 ont été choisies afin de tenir compte des pertes de précontrainte. Pour rappel, les contraintes de traction initiales étaient de respectivement de 490 MPa et 1395 MPa. Une contrainte de traction de 1100 MPa a été appliquée à tous les torons de la poutre de pont, celle-ci ayant une précontrainte complète.

Dans une seconde étape, la poutre a été chargée jusqu'à la rupture avec un contrôle en déplacement via la plaque de chargement. Le temps de chargement a été choisi suffisamment grand afin que

l'analyse puisse être considérée comme quasi-statique. À ce titre, il a toujours été vérifié que le rapport E_c/E_i reste inférieur à 2% lors de la phase de chargement, avec E_c l'énergie cinétique du modèle et E_i l'énergie interne de déformation.

5.2 CALIBRATION DU MODÈLE AVEC LES POUTRES 2 ET 3

5.2.1 Poutre 2 – Essai en flexion longitudinale

Pour la calibration visant à reproduire numériquement l'essai en flexion longitudinale de la Poutre 2, le modèle considère la loi de BFHP de la Poutre 2 avec un facteur d'efficacité de 0.4 et une zone de faiblesse en BHP à la jonction entre l'âme et la dalle.

5.2.1.1 Comportement mécanique

Le courbe force – flèche numérique est comparée avec les résultats expérimentaux à la Figure 5.7. Pour les deux courbes, la force ne prend pas en compte le poids propre de la Poutre. La corrélation du modèle numérique avec les résultats expérimentaux est satisfaisante. La partie linéaire initiale est parfaitement reproduite. Les deux courbes restent ensuite très proches jusqu'à la rupture du modèle numérique à 807 kN. La rupture a eu lieu en cisaillement, avec une fissure qui s'est principalement propagée horizontalement dans la bande de faiblesse, depuis le centre de la poutre vers l'extrémité. Les oscillations visibles à partir d'une charge de 500 kN correspondent à la propagation de la fissure dans la zone de faiblesse. Pour une charge de 807 kN, la fissure s'est ensuite brusquement propagée jusqu'à l'extrémité de la poutre. Cette propagation a été accompagnée d'un pic d'énergie cinétique qui a été considérée comme la rupture de la poutre. La poutre avait rompu expérimentalement pour une charge de 943 kN. Le ratio de la capacité obtenue expérimentalement sur celle obtenue numériquement vaut donc 1.17.

Différentes configurations de zones de faiblesse ont été testées, mais c'est uniquement en considérant une loi de BHP qu'il a été possible d'obtenir le même mode de rupture observé en laboratoire.

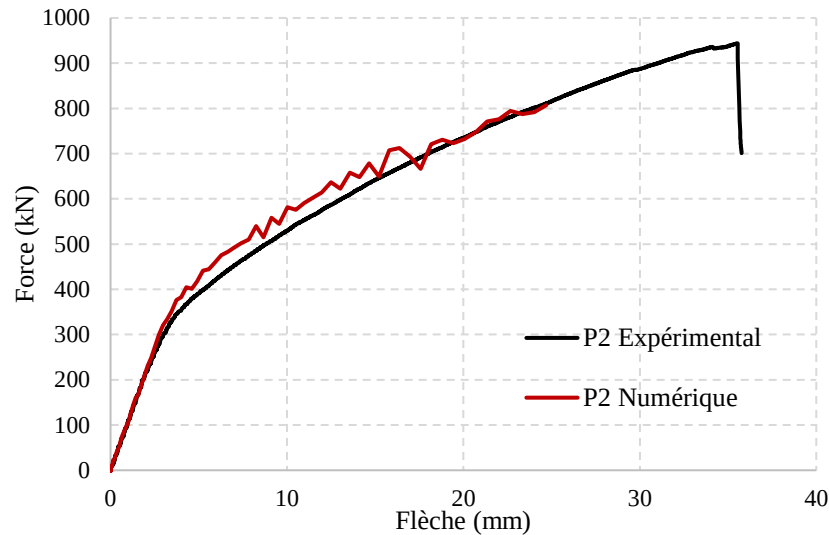


Figure 5.7 Courbes force - flèche expérimentale et numérique de la Poutre 2

5.2.1.2 Patron de fissuration

L'ouverture de fissure du modèle numérique est présentée juste avant la rupture pour une flèche de 24.7 mm et une force de 807 kN à la Figure 5.8a. L'ouverture de fissure dans le modèle numérique a été mesurée avec la variable SDV 52 renvoyée par la loi de comportement EPM3D (Massicotte & Ben Ftima, 2017). L'ouverture maximale de fissure dans la zone de faiblesse était de 1.9 mm juste avant la rupture, et 4.0 mm juste après. Un filtre d'ouverture maximale de 0.5 mm a été utilisé dans le modèle, afin de mieux distinguer les autres fissures de la poutre. Les déformations principales mesurées expérimentalement juste avant la rupture pour une flèche de 35.5 mm et une force de 943 kN sont présentées à la Figure 5.8b. Le trait rouge correspond au point d'application de la charge. Les deux images ont été redimensionnées et décalées pour que la position horizontale le long de la poutre soit la même pour les résultats numériques et expérimentaux.

Le patron de fissuration est similaire entre les résultats numériques et expérimentaux. Les fissures de cisaillement sont plus éloignées du centre de la poutre sur les résultats numériques. Cependant, les déformations expérimentales ayant été mesurées sur la moitié de la poutre qui n'a pas rompu en cisaillement, les fissures de cisaillement pourraient être réparties différemment sur l'autre moitié de la poutre. La fissuration dans la bande de faiblesse semble plus importante sur le modèle numérique qu'expérimentalement. Cependant, le SCI n'a pas permis de mesurer les déformations proche de la jonction âme/dalle (surface inclinée), ce qui peut expliquer ce résultat.

L'espacement moyen entre les fissures de flexion est de 80 mm numériquement, contre 64 mm expérimentalement. L'espacement horizontal moyen entre les fissures de cisaillement est de 144 mm numériquement, contre 120 mm expérimentalement. L'espacement des fissures est donc légèrement plus grand sur le modèle numérique.

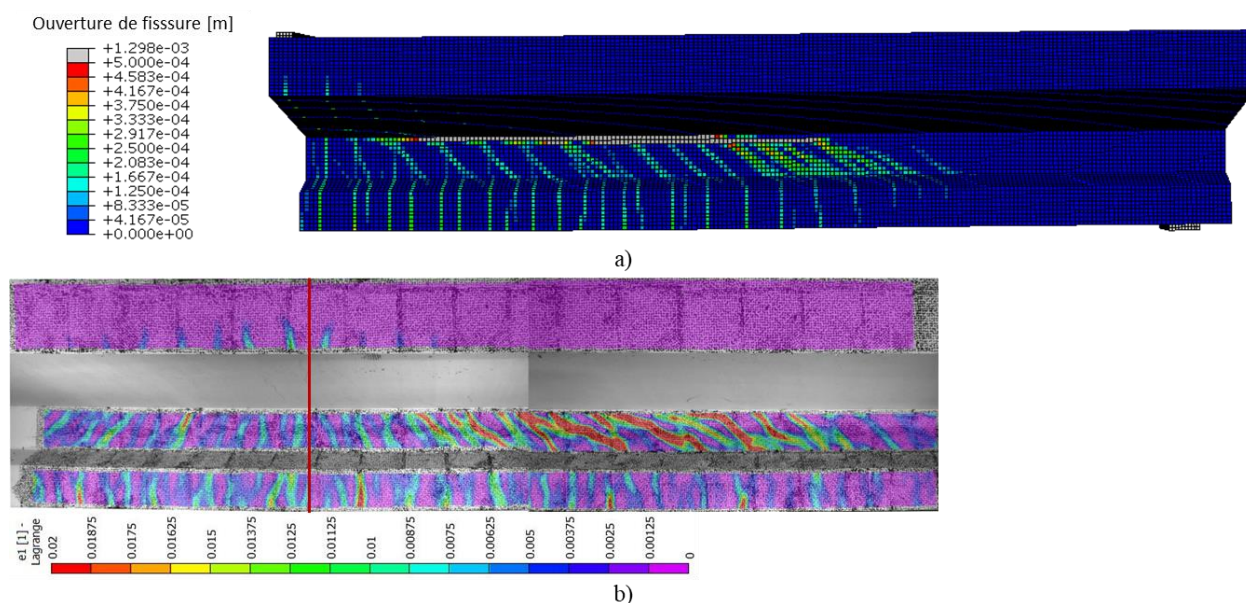


Figure 5.8 Patron de fissuration de la Poutre 2 juste avant la rupture,
a) Modèle numérique, b) Résultats expérimentaux

L'ouverture de fissure du modèle numérique juste après la rupture, correspondant à la propagation d'une fissure dans la zone de faiblesse le long de la Poutre, et une photo de la Poutre 2 après le test sont présentées à la Figure 5.9. La fissure de rupture est similaire à celle observée expérimentalement. Elle s'est d'abord propagée au niveau de la jonction entre l'âme et la partie dalle, puis s'est propagée dans l'âme jusqu'à l'appui. Cette propagation dans l'âme jusqu'à l'appui est visible dans le modèle numérique. Le modèle numérique parvient ainsi à reproduire fidèlement le mode de rupture de la Poutre 2.

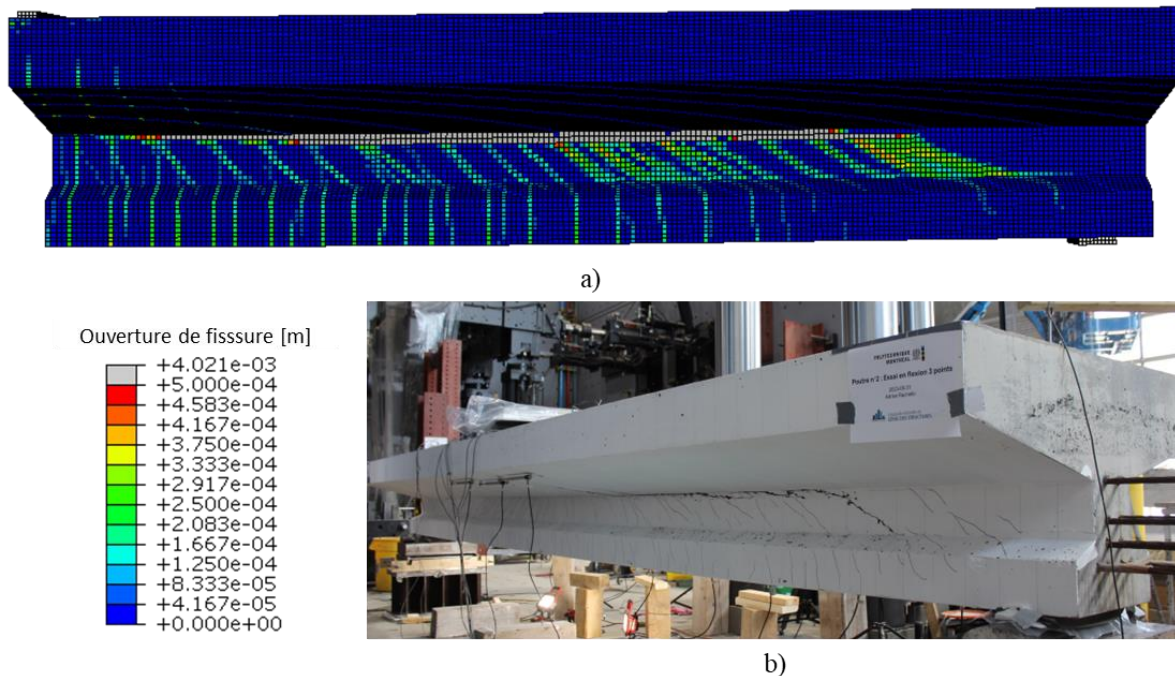


Figure 5.9 Patron de fissuration de la Poutre 2 juste après la rupture,
a) Modèle numérique, b) Photo de la poutre après l'essai

5.2.1.3 Mesure de l'ouverture de fissure

L'ouverture maximale de fissure de flexion en fonction du moment est présentée à la Figure 5.10a pour le modèle numérique et les résultats expérimentaux. Le moment correspondant au poids propre de la Poutre d'une valeur $M_{pp} = 35$ kNm a été rajouté au moment créé par le chargement. La fissure préexistante dans la Poutre 2 n'étant pas modélisée, la comparaison sera faite avec l'ouverture de fissure expérimentale ne tenant pas compte de la fissure préexistante. La corrélation entre le modèle numérique et les résultats expérimentaux est très bonne. Le moment de première fissuration est légèrement surestimé avec le modèle. L'ouverture de fissure au moment de service expérimental $M_{els,exp} = 463$ kNm est de 0 mm numériquement contre 0.033 mm expérimentalement. La corrélation entre les deux courbes est ensuite excellente. Le facteur d'efficacité des fibres de 0.4 semble donc approprié pour la modélisation du BFHP en postpic.

L'ouverture maximale de fissure de cisaillement en fonction de l'effort tranchant est présentée à la Figure 5.10b. L'effort tranchant maximal créé par le poids propre d'une valeur $V_{pp} = 26$ kN a été rajouté à l'effort tranchant causé par le chargement. Jusqu'à un effort tranchant de 380 kN, la corrélation entre les deux courbes est excellente. L'ouverture de fissure de cisaillement pour

$V_{els} = 271 \text{ kN}$ est de 0.025 mm numériquement, contre 0.061 mm expérimentalement. Ensuite, l'ouverture de fissure augmente brusquement jusqu'à la rupture, pour une charge plus faible que celle observée expérimentalement. Cependant, l'ouverture de fissure avait également augmenté brusquement avant la rupture lors de l'essai. Le même mode de rupture semble ainsi avoir été reproduit sur le modèle numérique. De plus, la mesure d'ouverture de fissure expérimentale n'a pas couvert la fissure de rupture, ni l'entière de la zone de faiblesse à la jonction de l'âme et de la dalle. Or, sur le modèle numérique, la fissure de rupture s'est principalement développée dans la zone de faiblesse. La valeur expérimentale d'ouverture de fissure peu avant la rupture est donc probablement sous-estimée, ce qui est cohérent avec les résultats du modèle numérique.

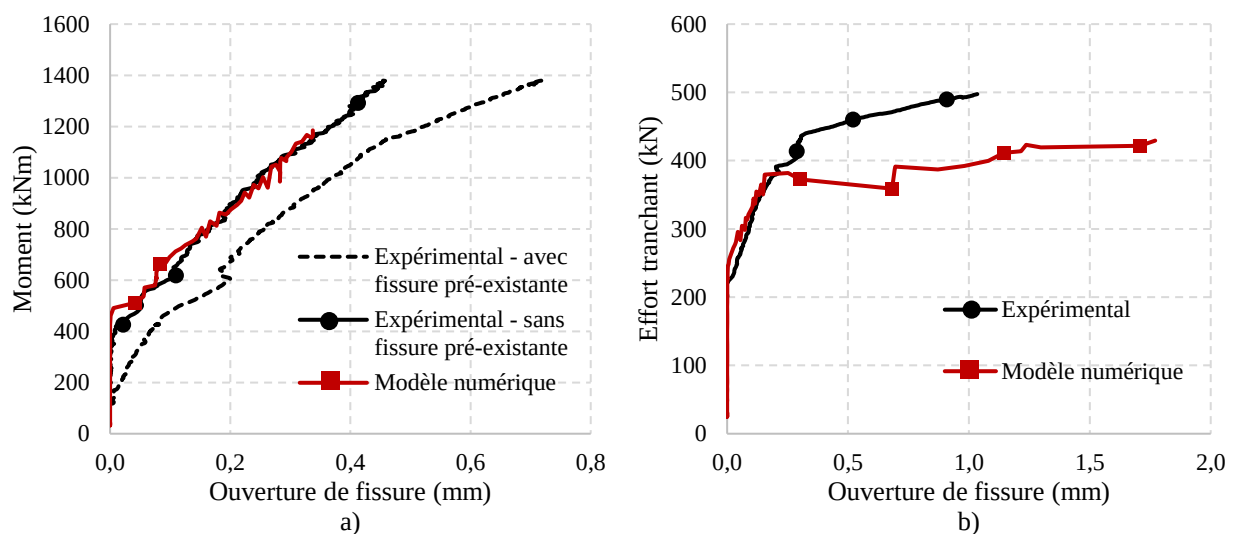


Figure 5.10 Ouverture de fissure expérimentale et numérique de la Poutre 2,
a) Courbe moment - ouverture maximale de fissure de flexion,
b) Courbe effort tranchant - ouverture maximale de fissure de cisaillement

5.2.1.4 Jauges de déformation

Des jauges ont été installées sur la Poutre 2 pour mesurer la déformation à différents endroits lors de l'essai (Figure 4.7). Ces données vont être comparées aux résultats numériques afin de confirmer la validité du modèle. Dans cette section, une déformation positive signifie un allongement (traction), et une déformation négative une contraction (compression).

La déformation des barres d'armature de flexion haute résistance a été mesurée au centre de la poutre, là où le moment était maximal durant l'essai. La même mesure a été effectuée sur le modèle numérique. Les courbes moment - déformation obtenues sont présentées à la Figure 5.11a. La

valeur de déformation initiale a été déterminée d'après les résultats du modèle numérique. En effet, les jauges installées sur la poutre permettent d'obtenir une variation des déformations, mais pas une valeur absolue de celles-ci. La corrélation entre les deux courbes est excellente. La déformation mesurée expérimentalement est légèrement plus élevée à moment équivalent, ce qui est logique car la fissuration est apparue pour un moment légèrement plus faible lors de l'essai par rapport au modèle numérique.

La déformation du béton a été mesurée à la fibre supérieure de la poutre, juste à côté de la plaque de chargement. Les courbes moment - déformation obtenues sont présentées à la Figure 5.11b. Là aussi, la valeur initiale a été déterminée d'après le modèle numérique. La déformation initiale est presque nulle. Cela est cohérent car le dimensionnement de la précontrainte prévoit une contrainte de traction très faible à la fibre supérieure lorsque la poutre est soumise à son poids propre. Le comportement des deux courbes est ensuite similaire. À moment équivalent, la déformation est plus grande dans le modèle numérique qu'expérimentalement. Cela peut être expliqué par la modélisation du BFHP avec EPM3D. Comme expliqué à la Section 5.1.4.1, la capacité de déformation en compression ε_c a été augmentée afin d'obtenir une résistance maximale en compression suffisante. Il est donc logique que dans le modèle numérique, le béton se déforme plus en compression à contrainte équivalente.

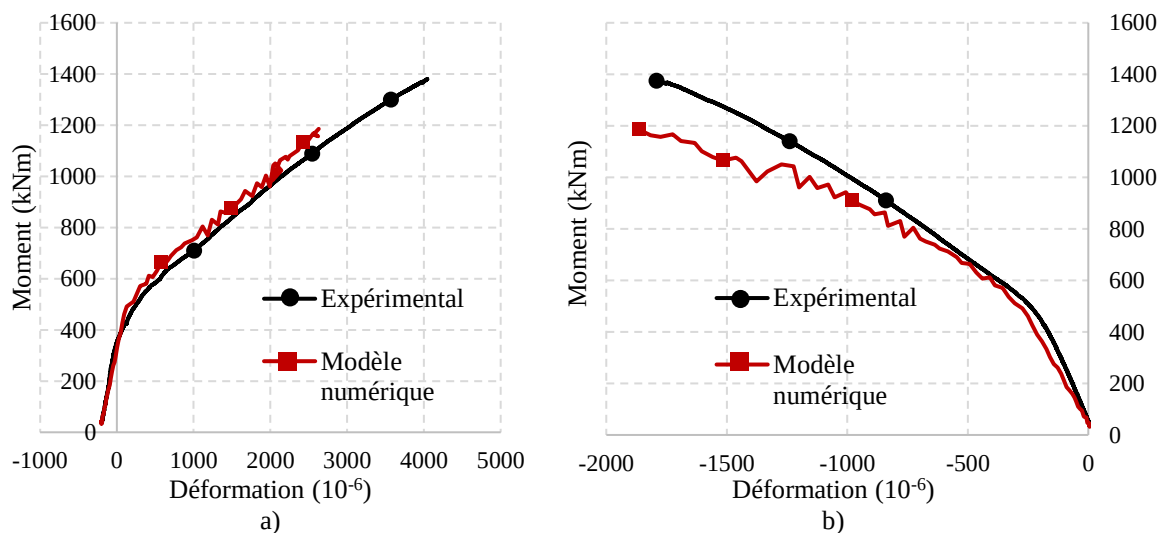


Figure 5.11 Mesure numérique et expérimentale des déformations de la Poutre 2,
a) Courbe moment - déformation des barres d'armature haute résistance,
b) Courbe moment - déformation du béton à la fibre supérieure

5.2.2 Poutre 3 – Essai en flexion longitudinale

Pour la calibration visant à reproduire numériquement l'essai en flexion longitudinale de la Poutre 3, le modèle considère la loi de BFHP de la Poutre 3 avec un facteur d'efficacité de 0.4 et une zone de faiblesse en BHP à la jonction entre l'âme et la dalle.

5.2.2.1 Comportement mécanique

Les courbes force - flèche expérimentale et numérique de l'essai de la Poutre 3 sont présentées à la Figure 5.12. Pour les deux courbes, la force ne prend pas en compte le poids propre de la poutre. Jusqu'à une charge de 1200 kN, la corrélation entre le modèle numérique et les résultats expérimentaux est excellente. La plastification des armatures (il n'y a aucun toron dans cette poutre) a ensuite lieu pour une charge légèrement plus faible dans le modèle numérique par rapport aux résultats expérimentaux, respectivement 1200 kN contre 1300 kN. Pour une grande valeur de flèche, la résistance expérimentale est la même que celle du modèle numérique. Enfin, la rupture dans le modèle numérique a eu lieu pour une flèche de 98 mm et une charge de 1337 kN. Lors de l'essai, la flèche maximale était de 83 mm et la rupture n'avait pas été atteinte. Le mode de rupture en flexion obtenu avec le modèle numérique reproduit très bien le comportement observé en laboratoire. Le facteur de réduction de la performance en traction postpic du BFHP semble donc être adéquat.

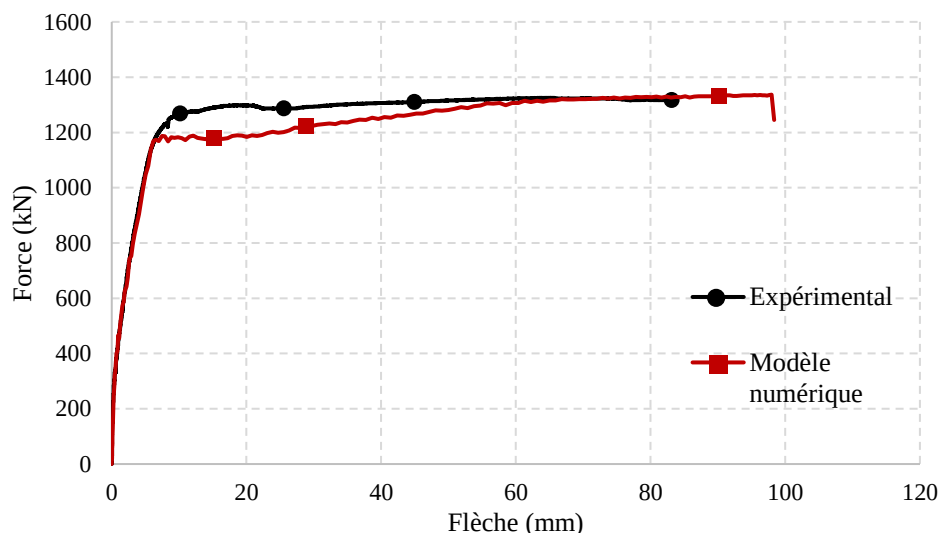


Figure 5.12 Courbes force - flèche expérimentale et numérique de la Poutre 3

5.2.2.2 Patron de fissuration

L'ouverture de fissure du modèle numérique est illustré à la Figure 5.13a au moment de la plastification des armatures pour une charge de 1079 kN et une flèche de 5.4 mm. Les déformations principales mesurées expérimentalement pour une charge et une flèche équivalentes sont présentées à la Figure 5.13b. Le trait rouge correspond au point d'application de la charge, et les proportions horizontales sont respectées entre les deux figures. Le modèle numérique parvient à reproduire correctement la répartition des fissures. L'espacement moyen des fissures de flexion est de 91 mm pour le modèle numérique, contre 70 mm pour la Poutre 3. L'espacement moyen des fissures de cisaillement est de 117 mm, contre 103 mm expérimentalement. Le modèle numérique surestime donc légèrement les valeurs d'ouverture de fissure.

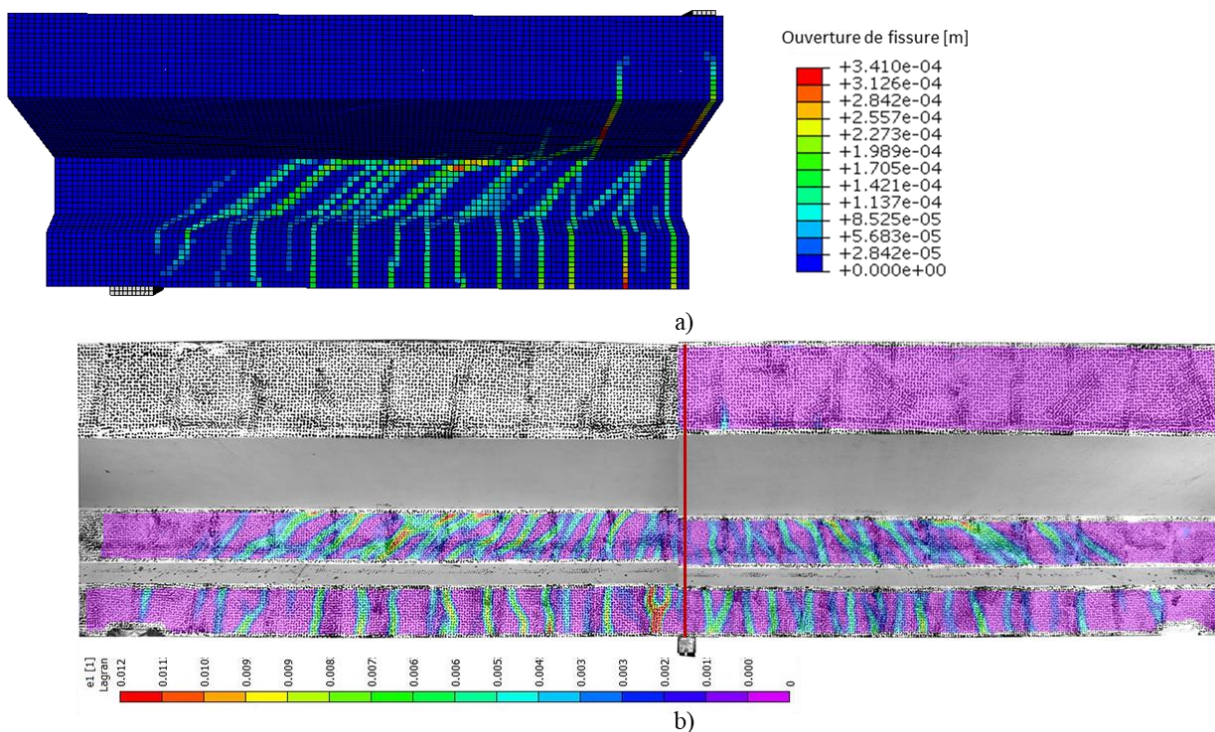


Figure 5.13 Patron de fissuration de la Poutre 3,
a) Modèle numérique, b) Résultats expérimentaux

L'ouverture de fissure du modèle numérique pour une charge de 1326 kN et une flèche de 83 mm est présentée à la Figure 5.14a. Un filtre d'ouverture maximale de 1.5 mm a été utilisé dans le modèle. Le patron de fissuration expérimental pour une charge et une flèche équivalentes est présenté à la Figure 5.14b. Pour une grande valeur de flèche, la répartition des fissures est

correctement reproduite par le modèle numérique. Quelques fissures de flexion s'ouvrent en bas de la poutre, et une seule fissure de flexion s'ouvre dans la dalle. Ces résultats confirment donc que le modèle numérique peut reproduire avec précision le mode de rupture en flexion de la Poutre 3.

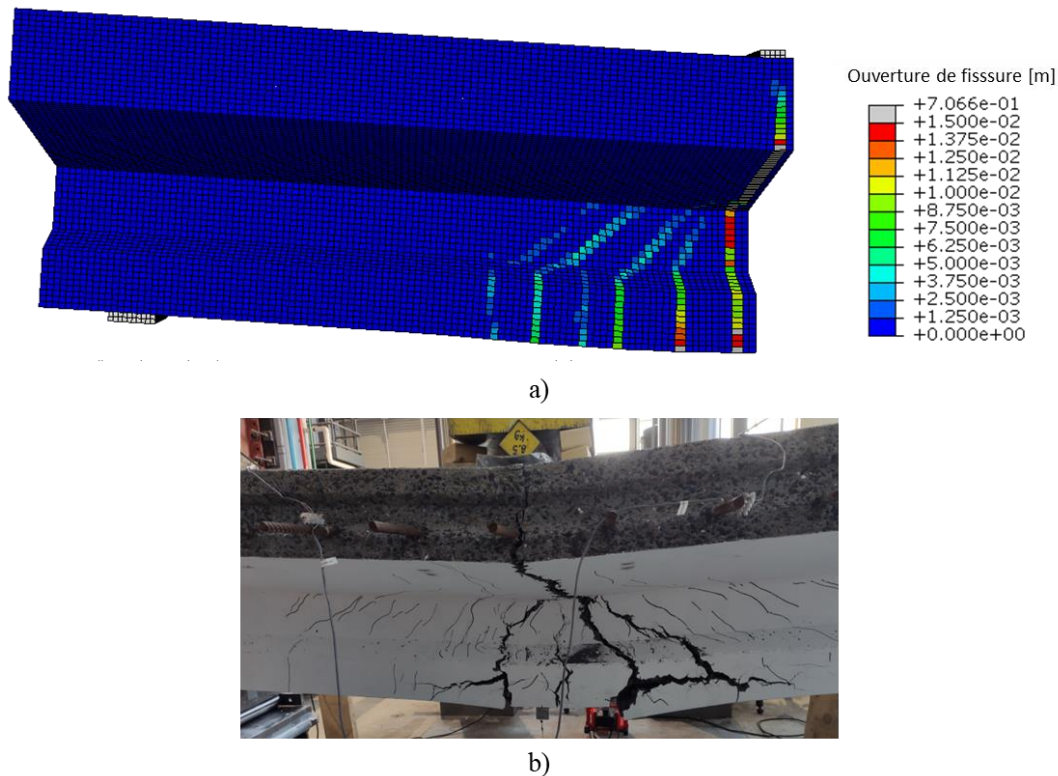


Figure 5.14 Patron de fissuration de la Poutre 3 pour une flèche de 83 mm,
a) Modèle numérique, b) Photo de la Poutre après l'essai

5.2.2.3 Mesure de l'ouverture de fissure

La courbe moment - ouverture maximale de fissure de flexion est présentée à la Figure 5.15a. Le moment créé par le poids propre de la poutre d'une valeur $M_{pp} = 7.2$ kNm a été rajouté au moment créé par le chargement. Le moment de première fissuration de 130 kNm est correctement reproduit par le modèle. L'ouverture de fissure est ensuite sous-estimée par le modèle numérique, alors que l'espacement des fissures était légèrement surestimé. Cela signifie que la contribution en traction du BFHP est légèrement surestimée dans le modèle numérique.

La courbe effort tranchant - ouverture maximale de fissure de cisaillement est illustrée à la Figure 5.15b. L'effort tranchant maximal créé par le poids propre de la poutre d'une valeur $V_{pp} = 13$ kN a été rajouté à l'effort tranchant créé par le chargement. La corrélation entre les résultats numériques

et expérimentaux est excellente. L'ouverture de fissure de cisaillement pour $V_{els} = 271$ kN est de 0.034 mm numériquement, contre 0.037 mm expérimentalement. L'ajout d'une zone de faiblesse à la jonction de l'âme et de la dalle permet donc de bien reproduire le comportement de la Poutre 3.

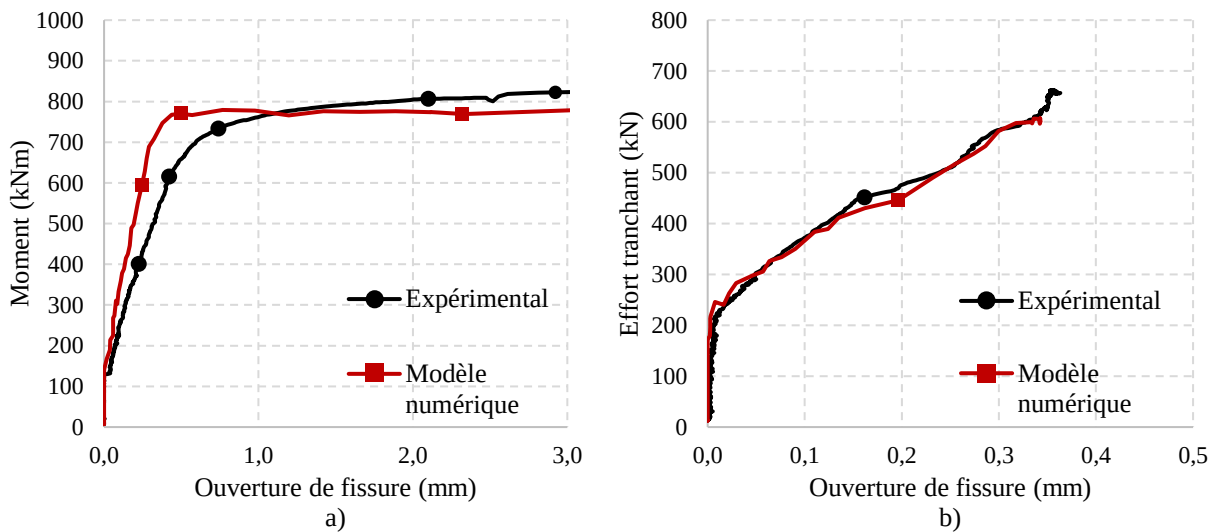


Figure 5.15 Ouverture de fissure expérimentale et numérique de la Poutre 3,
a) Courbe moment - ouverture maximale de fissure de flexion,
b) Courbe effort tranchant - ouverture maximale de fissure de cisaillement

5.2.2.4 Jauges de déformation

La déformation du béton à la fibre supérieure de la Poutre 3 a été mesurée en laboratoire juste à côté de la plaque de chargement. Les courbes moment - déformation expérimentales et numériques sont présentées à la Figure 5.16. À moment équivalent, la déformation est légèrement surestimée par le modèle numérique. Ce résultat est cohérent, car de la même façon que pour le modèle de la Poutre 2, la capacité de déformation en compression de ε_c a été augmentée pour la modélisation du BFHP de la Poutre 3, ce qui a conduit à un béton moins rigide pour des contraintes de compression élevées.

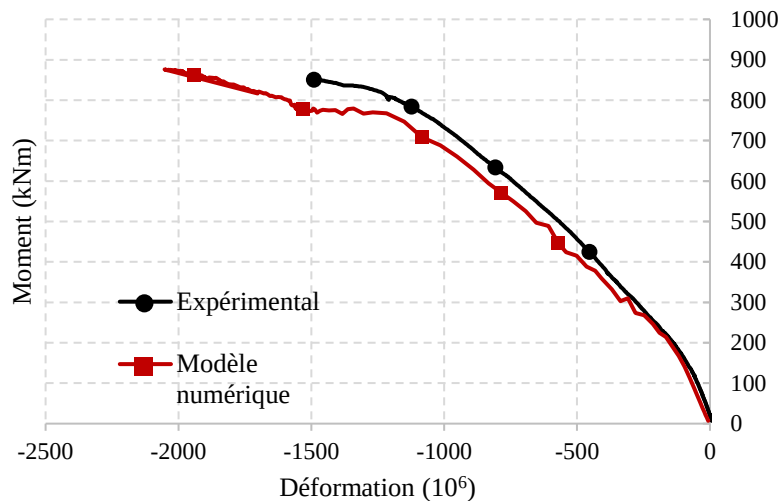


Figure 5.16 Courbe moment - déformation du béton de la Poutre 3 à la fibre supérieure

5.2.3 Poutre 2 – Essai de la dalle en flexion transversale

Pour la calibration visant à reproduire numériquement l'essai en flexion transversale de la dalle de la Poutre 2, le modèle considère la loi de BFHP de la Poutre 2 avec un facteur d'efficacité de 0.4 ou de 0.8, sans zone de faiblesse à la jonction entre l'âme et la dalle.

5.2.3.1 Comportement en flexion

Les courbes force - flèche des résultats numériques et expérimentaux sont présentées à la Figure 5.17. La force ne prend pas en compte le poids propre de la dalle. La corrélation est bien meilleure avec le facteur de réduction de 0.8. Le comportement linéaire élastique est parfaitement reproduit. La perte progressive de linéarité est également bien reproduite. La charge maximale est de 973 kN numériquement, contre 1006 kN expérimentalement. La plastification des armatures de flexion transversale a eu lieu au pic pour une flèche de 2.36 mm dans le modèle numérique, ce qui confirme l'hypothèse faite à la Section 4.5.3.1. Le comportement postpic de la dalle est ensuite similaire, mais avec une perte de résistance plus tardive pour les résultats expérimentaux. Le modèle numérique avec un facteur de réduction de la performance des fibres de 0.8 sera considéré pour la suite de l'analyse. Cela suggère que la répartition des fibres est meilleure dans la dalle dans le sens transversal que dans la partie inférieure de la poutre (âme et bulbe) où un écoulement plus difficile du BFHP a été observé. Cela semble logique, car très peu d'armatures sont présentes dans la dalle et l'écoulement du béton est donc moins perturbé que dans la partie inférieure de la poutre.

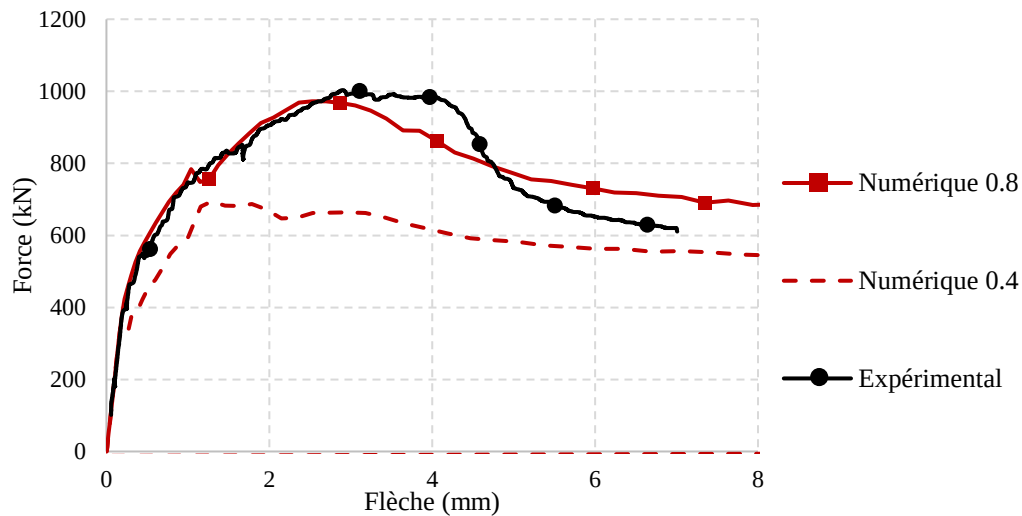


Figure 5.17 Comportement en flexion de la dalle de la poutre P2, modèles numériques et résultats expérimentaux

5.2.3.2 Patron de fissuration

L'ouverture de fissure du modèle numérique de la dalle au pic est présenté à la Figure 5.18a. Elle a été mesurée à la résistance maximale pour une flèche de 2.5 mm et une charge de 973 kN. Les déformations principales mesurées lors de l'essai sont présentées à la Figure 5.18b. Elles ont été mesurées pour une flèche de 2.6 mm et une charge de 971 kN. Les patrons de fissuration numérique et expérimental sont similaires. Quelques fissures principales de flexion se développent de chaque côté de l'âme. Cependant, il semble y avoir moins de fissures de flexion dans le modèle numérique par rapport aux résultats expérimentaux. De plus, la fissure mixte flexion - cisaillement apparue en postpic lors de l'essai expérimental n'a pas été reproduite par le modèle numérique, seules des fissures de flexion se sont développées en postpic dans le modèle numérique. Le modèle numérique parvient ainsi à reproduire correctement le mode de fissuration expérimental jusqu'au pic de résistance.

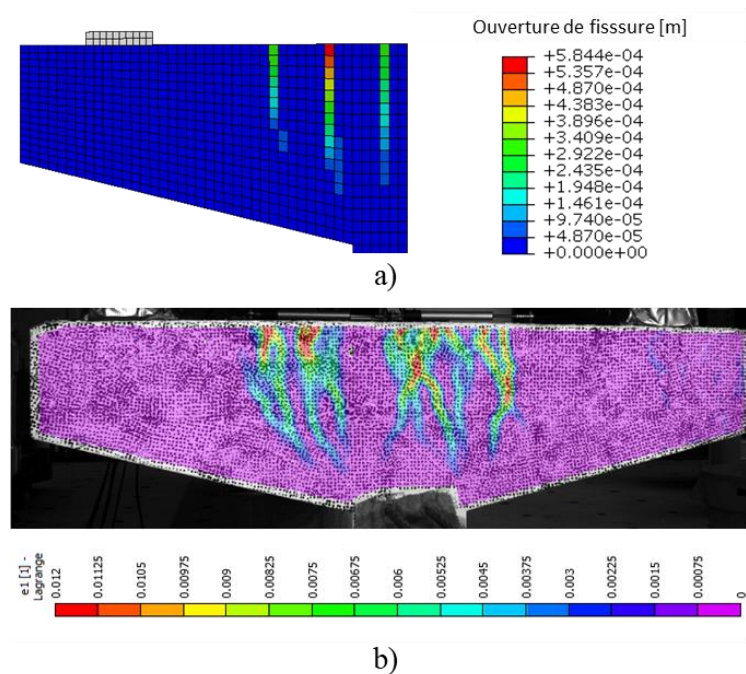


Figure 5.18 Patron de fissuration de la dalle, a) Modèle numérique, b) Données expérimentales

5.2.3.3 Mesure de l'ouverture de fissure

Les courbes moment - ouverture maximale de fissure de flexion des résultats expérimentaux et numériques sont illustrées à la Figure 5.19. Le moment de première fissuration de 115 kNm/m est très bien reproduit. La corrélation est ensuite très bonne jusqu'à un moment de 225 kNm/m. Ensuite, l'ouverture de fissure du modèle numérique est légèrement surestimée jusqu'au pic. Cela est cohérent avec la surestimation de l'espacement de fissure observée à la section précédente. L'ouverture de fissure est ensuite correctement reproduite en comportement postpic de la dalle. Ces résultats confirment donc qu'un facteur d'efficacité des fibres de 0.8 peut être utilisé de façon sécuritaire pour la conception de la dalle en flexion transversale.

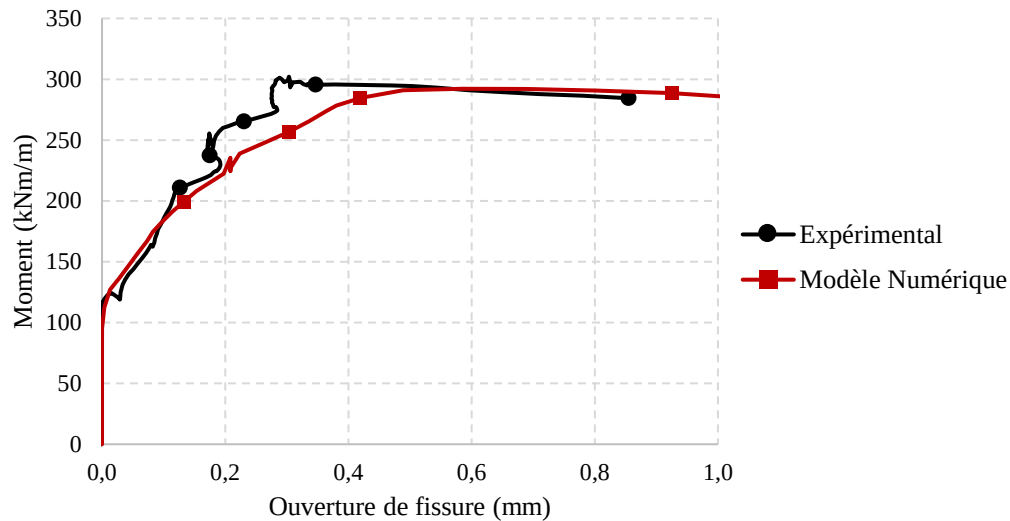


Figure 5.19 Ouverture maximale de fissure de flexion expérimentale et numérique de la dalle

5.3 PRÉDICTION DU COMPORTEMENT DE LA POUTRE 1 ET DE LA POUTRE DE PONT

Le modèle numérique développé parvient à reproduire fidèlement le comportement en flexion longitudinale des Poutres 2 (précontrainte sans étriers) et 3 (non précontrainte avec étriers). Il va maintenant être utilisé pour simuler le comportement en flexion longitudinale de la Poutre 1 qui n'a pu être obtenu en laboratoire étant donné la présence d'un vide de remplissage, et de la poutre de pont de référence, pour laquelle la conception a été réalisée.

5.3.1 Poutre 1 – Essai en flexion longitudinale

Pour rappel, la Poutre 1 est une poutre de 6 m précontrainte avec étriers. Le même modèle que celui de la Poutre 2 a été utilisé, soit avec la loi de BFHP de la Poutre 2 et un facteur d'efficacité de 0.4, et avec une zone de faiblesse en BHP à la jonction entre l'âme et la dalle. Seuls des étriers ont été ajoutés. Les résultats numériques de la Poutre 1 avec étriers seront comparés avec les résultats numériques et expérimentaux de la Poutre 2 sans étriers.

5.3.1.1 Comportement mécanique

Les courbes force - flèche des Poutres 1 (numérique) et 2 (expérimental) sont représentées à la Figure 5.20. Pour les deux courbes, la force ne prend pas en compte le poids propre de la poutre. La Poutre 1 présente un comportement similaire à celui de la Poutre 2 jusqu'à une charge de 943 kN, qui correspond à la rupture en cisaillement de la Poutre 2. Ensuite, la charge continue

d'augmenter jusqu'à une valeur de 1079 kN, pour laquelle a lieu la rupture en flexion par l'atteinte de la déformation maximale en compression du BFHP au point de chargement. Cette valeur sera considérée comme la résistance maximale en flexion de la poutre. Deux raisons peuvent expliquer ce phénomène. D'une part, la conception a été faite pour une poutre de 1365 mm de large en prenant en compte le joint en BFUP, alors que les essais expérimentaux et numériques ont été faits sur une poutre de 1165 mm de large, sans joint en BFUP. La largeur de la partie supérieure de la poutre étant plus faible, la contrainte de compression dans le béton est plus grande dans le modèle que celle anticipée sur la poutre pleine largeur. D'autre part, la résistance à l'ultime des barres d'armature haute résistance a été fixée à 830 MPa par sécurité lors de la conception, ce qui a également conduit à sous-estimer les efforts de compression maximaux dans la poutre. Tout comme pour les torons de précontrainte, il serait intéressant d'utiliser une valeur réaliste qui prend en compte la compatibilité des déformations. Toutefois, il est préférable de considérer la limite élastique lorsque des équations simplifiées sont utilisées.

La charge a ensuite continué d'augmenter dans le modèle numérique, jusqu'à une valeur de 1265 kN pour laquelle la rupture finale a eu lieu par rupture totale en compression de la fibre supérieure de la poutre. Cette valeur sera considérée pour calculer l'effort tranchant maximal dans la Poutre lors de la rupture finale.

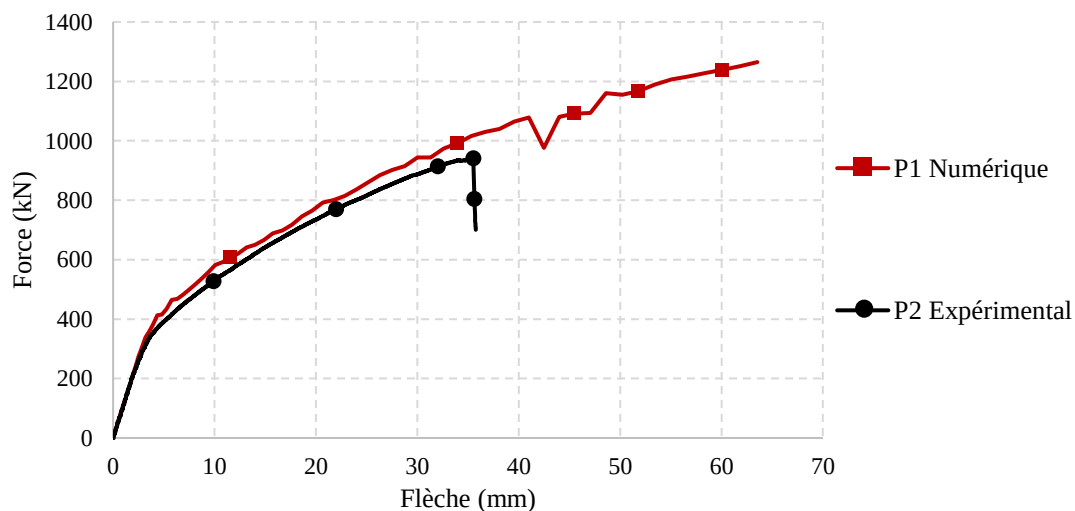


Figure 5.20 Comportement en flexion des Poutres 2 (expérimental) et 1 (modèle numérique)

5.3.1.2 Patron de fissuration

Le patron de fissuration du modèle numérique de la Poutre 1 est comparé avec celui du modèle numérique de la Poutre 2. Les patrons de fissuration des poutres 1 et 2 pour une charge de 807 kN, correspondante à la charge de rupture du modèle numérique de la Poutre 2, sont présentés à la Figure 5.21. La flèche était alors de 24.7 mm pour la Poutre 2 et de 21.8 mm pour la Poutre 1. Le patron de fissuration en flexion est similaire entre les deux poutres. Il y a un peu plus de fissures de flexion sur la Poutre 2, ce qui peut être expliqué par la plus grande flèche. En revanche, il y a beaucoup plus de fissures de cisaillement sur la Poutre 2. La bande de faiblesse de la Poutre 2 est entièrement fissurée sur une grande partie de la poutre, et de nombreuses fissures de cisaillement sont présentes dans l'âme. La Poutre 1 présente beaucoup moins de fissures de cisaillement dans l'âme, et la bande de faiblesse n'est fissurée qu'en partie. Ainsi, l'ajout d'étriers dans la Poutre 1 et tel que prévu dans la poutre de pont permet de diminuer considérablement la fissuration en cisaillement. Ces résultats sont cohérents avec les résultats expérimentaux présentés à la Section 4.5.5. Enfin, l'espacement moyen des fissures pour la Poutre 1 est de 74 mm en flexion et 108 mm en cisaillement, contre respectivement 80 mm et 144 mm pour le modèle numérique de la Poutre 2. L'espacement des fissures de flexion a peu évolué, mais l'espacement des fissures de cisaillement a diminué grâce à l'ajout d'étriers.

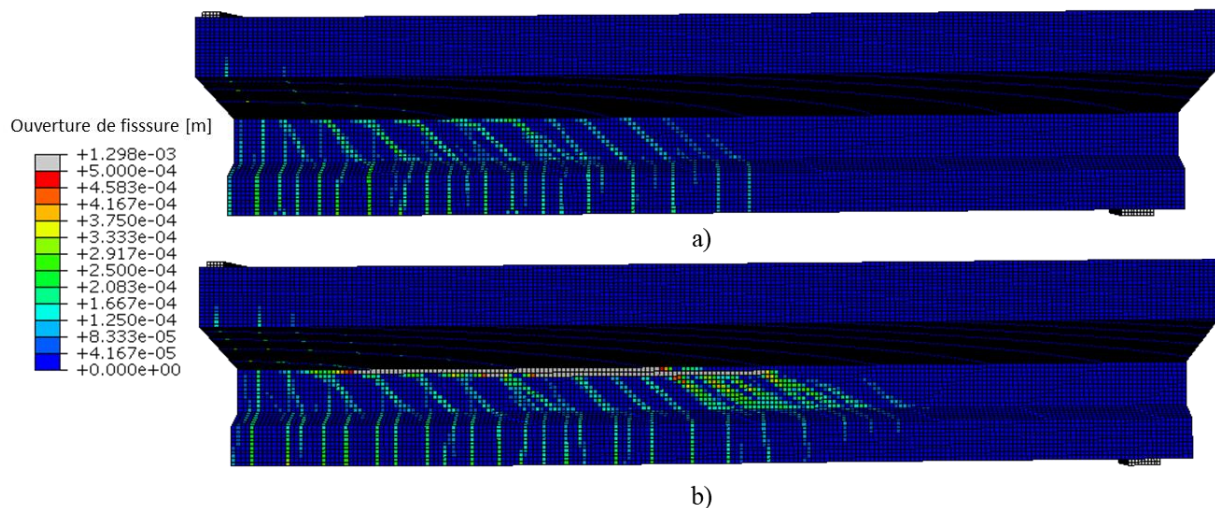


Figure 5.21 Patron de fissuration des modèles numériques, a) Poutre 1, b) Poutre 2

5.3.1.3 Comportement en flexion

Les courbes moment - flèche et moment - ouverture maximale de fissure de flexion des Poutres 1 (modèle numérique) et 2 (résultats expérimentaux) sont présentées à la Figure 5.22. Le moment créé par le poids propre de la poutre d'une valeur $M_{pp} = 35$ kNm a été rajouté au moment créé par le chargement. Pour rappel, le moment maximal du modèle numérique de la Poutre 1 correspond à la rupture initiale du béton en compression à la fibre supérieure. Le comportement du modèle numérique de la Poutre 1 est similaire aux résultats expérimentaux de la Poutre 2. L'ouverture de fissure au moment de service $M_{els,exp} = 463$ kNm est nulle pour le modèle numérique de la Poutre 1. De la même façon que le modèle numérique de la Poutre 2, le modèle numérique de la Poutre 1 sous-estime légèrement l'ouverture de fissure de flexion. La capacité ultime de la Poutre 1 est de 1572 kNm, qui est supérieure au moment de conception à l'ultime $M_{elu} = 1439$ kNm.

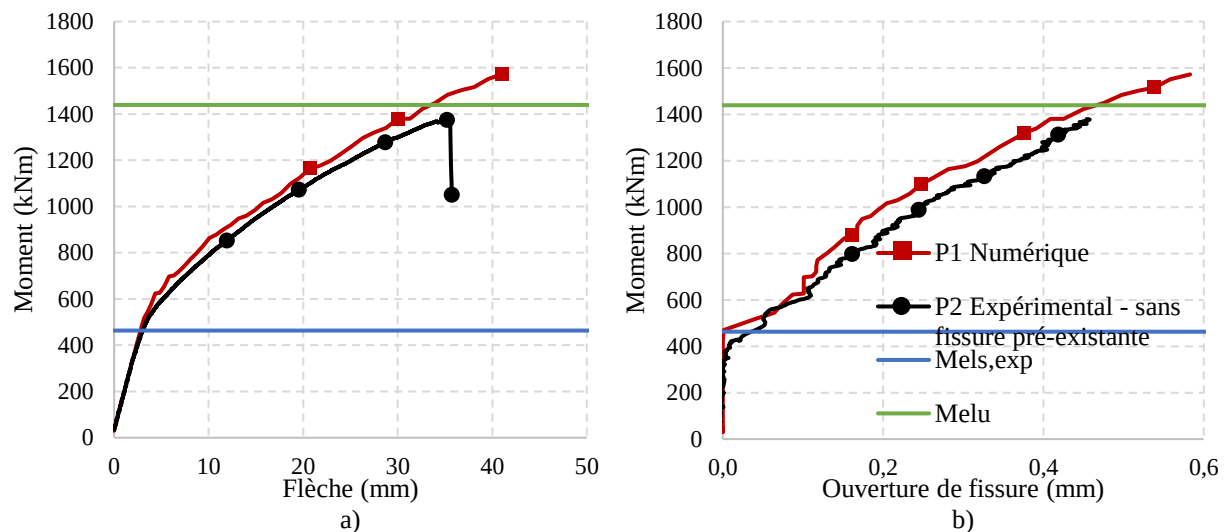


Figure 5.22 Comportement en flexion des Poutres 1 (Numérique) et 2 (Expérimentale),
a) Courbe moment - flèche, b) Courbe moment - ouverture maximale de fissure de flexion

5.3.1.4 Comportement à l'effort tranchant

Les courbes effort tranchant - flèche et effort tranchant - ouverture maximale de fissure de cisaillement des Poutres 1 (modèle numérique) et 2 (résultats expérimentaux) sont présentées à la Figure 5.23. L'effort tranchant créé par le poids propre de la poutre d'une valeur $V_{pp} = 26$ kN a été rajouté à l'effort tranchant créé par le chargement. Pour rappel, l'effort tranchant maximal dans la Poutre 1 a été mesuré lors de la rupture finale du béton en compression à la fibre supérieure. Il ne

s'agit donc pas de la résistance à l'effort tranchant de la Poutre 1, mais d'une valeur minimale de la résistance à l'effort tranchant. La Poutre 1 a le même comportement que la Poutre 2 jusqu'à un effort tranchant de 440 kN. L'ouverture de fissure de cisaillement est de 0.026 mm pour $V_{els} = 271$ kN, soit quasiment la même valeur que pour le modèle numérique de la Poutre 2. Ensuite, l'ouverture de fissure augmente rapidement dans la Poutre 2 jusqu'à la rupture. Les étriers dans la Poutre 1 permettent de conserver une augmentation stable de l'ouverture de fissure. La chute de résistance pour un effort tranchant de 540 kN correspond à la rupture initiale en compression du béton à la fibre supérieure, mais n'est pas liée au comportement en cisaillement. Finalement, l'effort tranchant maximal dans la Poutre lors de la rupture finale en compression du béton à la fibre supérieure est de 633 kN, qui est supérieur à l'effort de conception $V_{elu} = 579$ kN. Les critères de conception en cisaillement sont donc respectés.

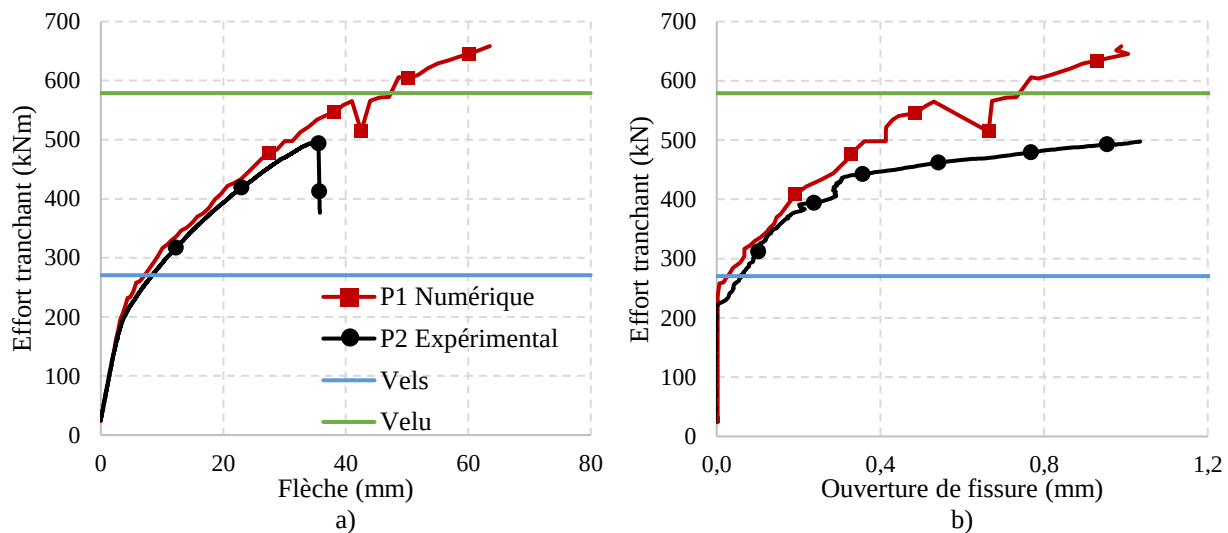


Figure 5.23 Comportement en cisaillement des Poutres 1 (Numérique) et 2 (Expérimentale),
a) Courbe effort tranchant - flèche,
b) Courbe effort tranchant - ouverture maximale de fissure de cisaillement

5.3.2 Poutre de Pont – Résistance en flexion et en cisaillement de la poutre

Enfin, la poutre de pont de référence pour laquelle la conception a été réalisée a été modélisée. Dans un premier temps, une demi-portée de 7.5 m a été modélisée avec un chargement 3 points centré, pour évaluer le comportement en flexion de la poutre. Dans un second temps, une portée entière de 15 m a été modélisée avec un chargement 3 points décentré et un rapport $a/d = 2.7$ dans la petite portée pour évaluer la résistance en cisaillement de la poutre. Dans les deux modèles, la

loi de BFHP de la Poutre 2 avec un facteur de réduction de 0.4 a été utilisé, avec une zone de faiblesse à la jonction âme / dalle.

5.3.2.1 Comportement mécanique

La courbe force - flèche de la poutre de pont avec le chargement 3 points centré est présentée à la Figure 5.24a. La force ne prend pas en compte le poids propre de la poutre. Le comportement est d'abord linéaire élastique jusqu'à une charge de 125 kN. Le comportement non linéaire apparaît ensuite alors que la charge augmente. La perte de charge à 376 kN correspond à un début de rupture en compression de la fibre supérieure de la poutre au niveau de la zone de chargement. La charge continue ensuite d'augmenter jusqu'à une valeur de 467 kN. La rupture finale correspond ensuite à une rupture totale en compression de la fibre supérieure de la poutre. Par sécurité, la résistance maximale de la poutre de pont sera considérée égale à 376 kN.

La courbe force - flèche de la poutre de pont avec le chargement 3 points décentré est présentée à la Figure 5.24b. La force ne prend pas en compte le poids propre de la poutre. Le comportement est d'abord linéaire élastique jusqu'à une charge de 300 kN, puis le comportement non linéaire apparaît. La rupture pour une charge de 748 kN correspond à une rupture en compression de la fibre supérieure de la poutre. La capacité en cisaillement n'a donc pas été obtenue avec le modèle numérique. Cependant, l'effort tranchant dans la poutre au moment de la rupture était important, et sera suffisant pour valider les différents critères de conception.

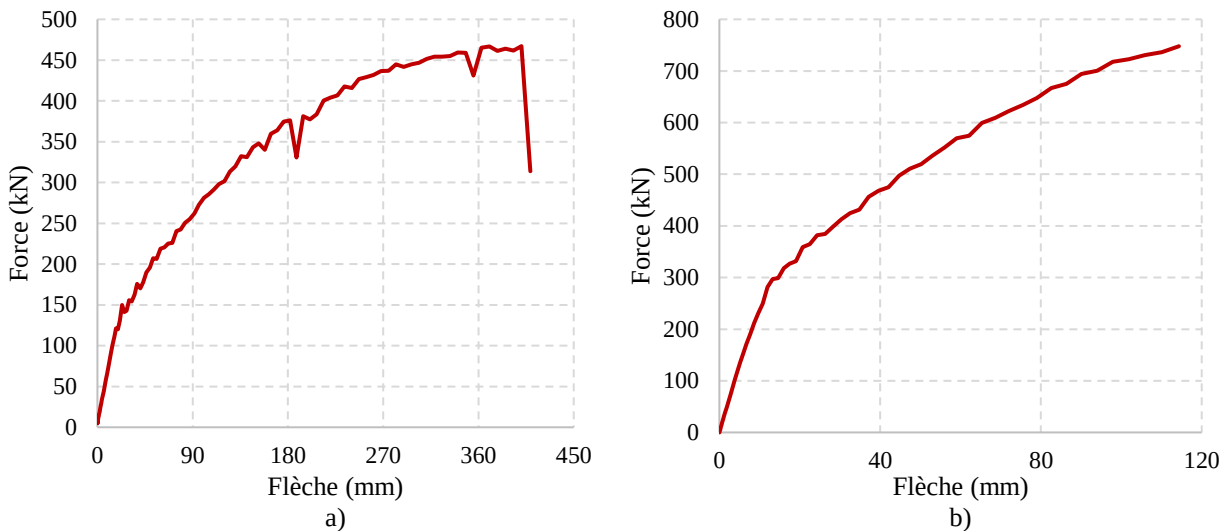


Figure 5.24 Comportement en flexion de la poutre de pont,
a) Essai pour évaluer la résistance en flexion, b) Essai pour évaluer la résistance en cisaillement

5.3.2.2 Patron de fissuration

Le patron de fissuration de la poutre de pont avec le montage centré pour la charge maximale de 376 kN et une flèche de 182 mm est illustré à la Figure 5.25. L'espacement moyen des fissures de flexion est de 85 mm, et l'espacement moyen des fissures de cisaillement est de 118 mm. Les valeurs sont similaires à celles obtenues sur les Poutres 1, 2 et 3. De plus, une fissure isolée est localisée proche de l'appui de la poutre. Elle est située à 2 m de l'appui, à l'endroit où les torons de précontrainte du lit inférieur deviennent adhérents. Cependant, l'ouverture de fissure à 2 m de l'appui reste toujours inférieure à l'ouverture de fissure dans la partie centrale de la poutre, malgré la présence de la bande de faiblesse dans l'âme. Cette zone de faiblesse créée par la mise en adhérence des torons du lit inférieur ne semble donc pas un enjeu de sécurité, grâce à l'excellent contrôle de la fissuration procuré par le BFHP.

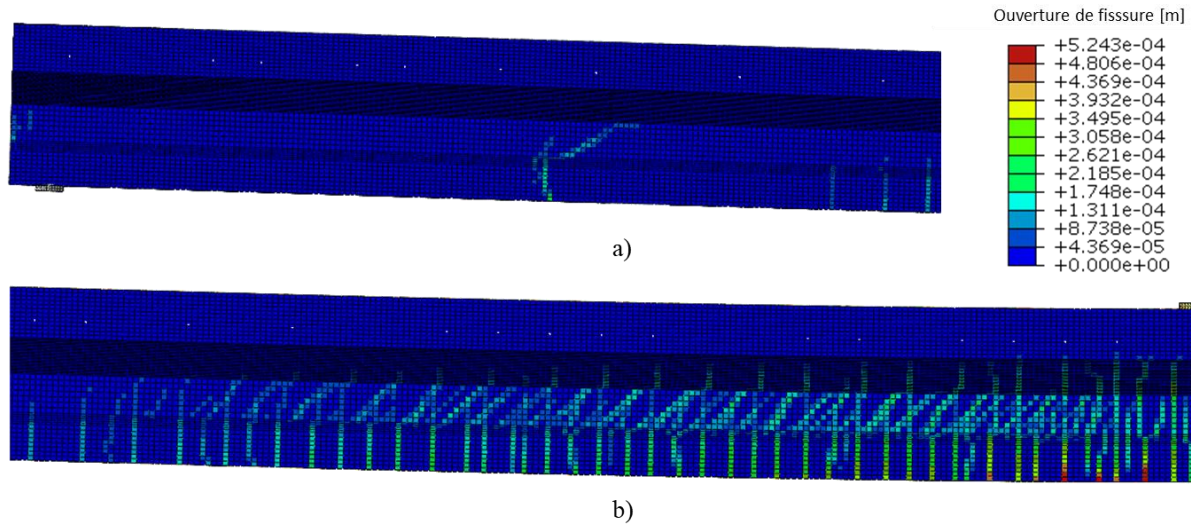


Figure 5.25 Patron de fissuration de la poutre de pont à la force maximale de 376 kN, montage centré, a) Extrémité de la poutre, b) Centre de la poutre

Le patron de fissuration de la poutre de pont avec le montage décentré pour la charge maximale de 748 kN et une flèche de 114 mm est présenté à la Figure 5.26. Un filtre d'ouverture maximale 1.5 mm a été utilisé. L'espacement moyen des fissures de cisaillement est de 116 mm, soit une valeur similaire à celles obtenues pendant les différents essais expérimentaux. La zone de faiblesse à la jonction âme/dalle est en grande partie fissurée.

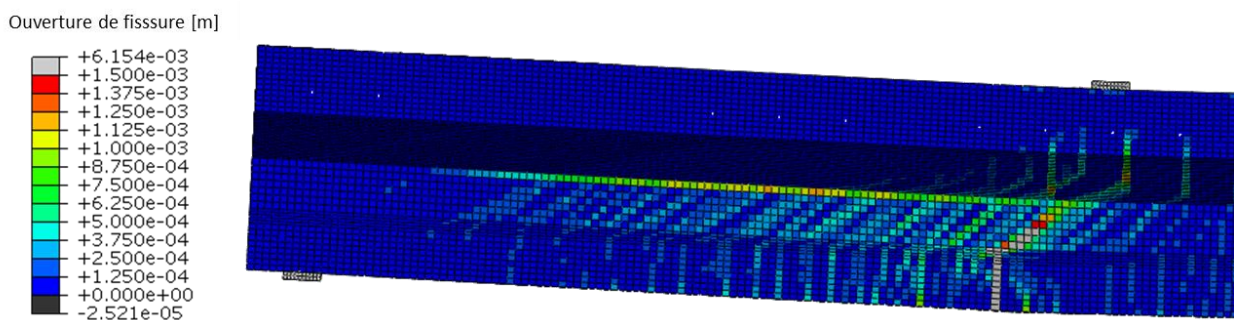


Figure 5.26 Patron de fissuration de la poutre de pont, montage décentré

5.3.2.3 Comportement en flexion

Le courbe moment - flèche de l'essai numérique de la poutre de pont avec le montage centré est présentée à la Figure 5.27a. Le moment créé par le poids propre de la poutre d'une valeur $M_{pp} = 233$ kNm a été rajouté au moment créé par le chargement. La résistance en flexion est

$M_r = 1615$ kNm qui est supérieure au moment de conception pondéré $M_{elu} = 1439$ kNm. La courbe moment - ouverture maximale de fissure de flexion est présentée à la Figure 5.27b. Pour le moment de service $M_{els} = 799$ kNm, l'ouverture de fissure est 0.09 mm qui est inférieure au critère du Code des Ponts (CSA S6, 2014) de 0.15 mm. Cependant, le modèle numérique avait tendance à sous-estimer l'ouverture de flexion en service pour les Poutres 1, 2 et 3. L'ouverture de fissure en service pourrait être légèrement plus grande en réalité. Il pourrait ainsi être intéressant d'augmenter la quantité de torons de précontrainte, ou bien d'abaisser leur position dans la poutre pour diminuer la fissuration en service.

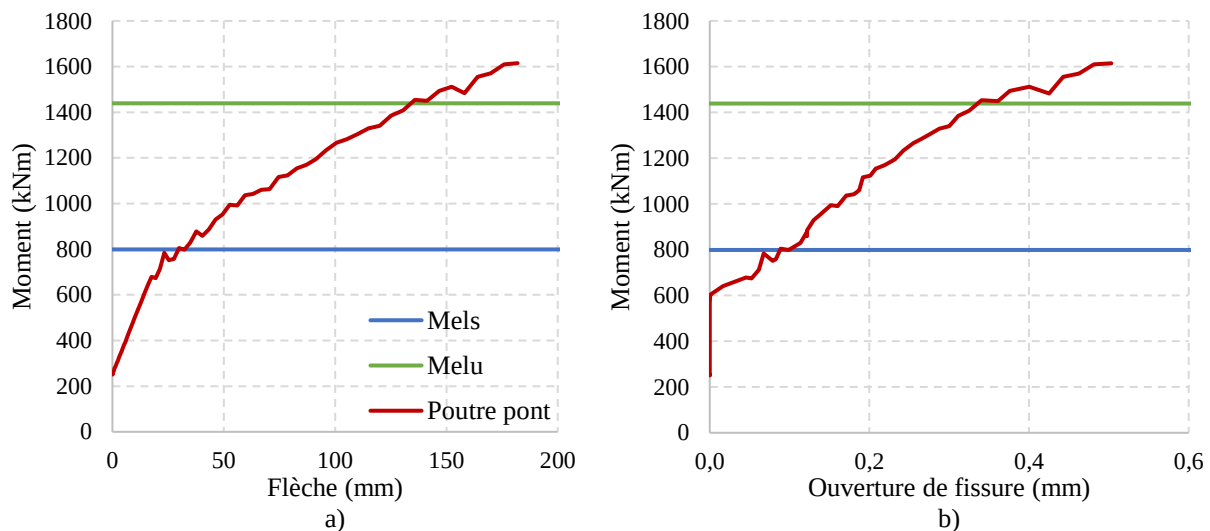


Figure 5.27 Comportement en flexion de la poutre de pont,
a) Courbe moment - flèche, b) Courbe moment - ouverture maximale de fissure de flexion

5.3.2.4 Comportement en cisaillement

La courbe effort tranchant - flèche de la poutre de pont avec le montage décentré est présentée à la Figure 5.28a. L'effort tranchant maximal créé par le poids propre de la poutre d'une valeur $V_{pp} = 72$ kN a été rajouté à l'effort tranchant créé par le chargement. L'effort tranchant maximal mesuré dans la poutre est 709 kN, qui respecte l'effort tranchant de conception pondéré de 579 kN. La rupture ayant eu lieu par compression du béton à la fibre supérieure, il ne s'agit pas de la résistance maximale à l'effort tranchant mais d'une valeur minimale de la résistance à l'effort tranchant. La courbe effort tranchant - ouverture maximale de fissure de cisaillement est présentée à la Figure 5.28b. Les premières fissures de cisaillement apparaissent pour un effort tranchant de 200 kN environ. L'ouverture de fissure de cisaillement à l'effort tranchant de service $V_{els} = 271$ kN

est de 0.087 mm. Ce résultat confirme qu'il pourrait être intéressant d'augmenter la largeur de l'âme de la poutre pour éviter les fissures de cisaillement en conditions de service. Enfin, l'augmentation rapide de l'ouverture de fissure à partir d'un effort de 660 kN correspond à l'ouverture d'une fissure mixte flexion / cisaillement à proximité du point de chargement. L'ouverture de cette fissure pourrait être favorisée par une zone de faiblesse créée à 2 m de l'appui par la mise en adhérence des torons de précontrainte du lit inférieur. Néanmoins, tous les critères de conception en cisaillement étant respectée, cette zone de faiblesse ne semble pas être un enjeu de sécurité.

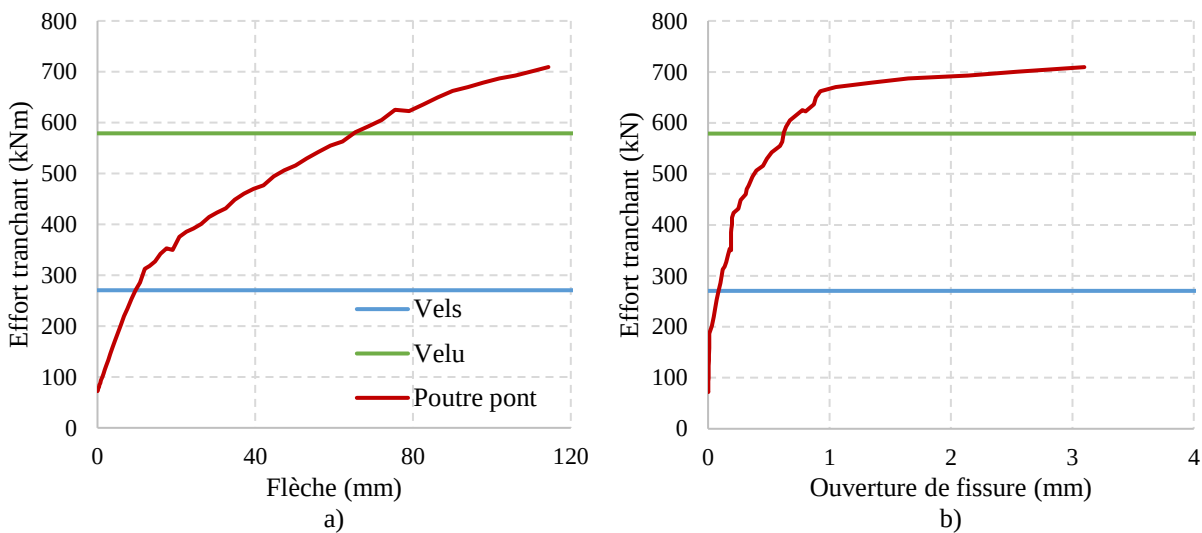


Figure 5.28 Comportement en cisaillement de la poutre de pont, a) Coubre effort tranchant - flèche, b) Courbe effort tranchant - ouverture maximale de fissure de cisaillement

5.4 CONCLUSION

Le modèle numérique a permis de reproduire fidèlement les résultats expérimentaux obtenus sur les Poutres 2 et 3, et de prédire le comportement en flexion de la Poutre 1 et de la poutre de pont. Les principaux résultats obtenus sont résumés au Tableau 5.1.

Le mode de rupture en flexion de la Poutre 3 a été reproduit. La capacité ultime en flexion de la Poutre 3 a été estimée avec une différence de moins de 1%. L'ouverture des fissure de flexion au moment de service $M_{els,exp}$ est légèrement sous-estimée dans le modèle de la Poutre 2. Cependant, l'ouverture, l'espacement et la répartition des fissures de flexion sont ensuite correctement reproduits pour les modèles Poutres 2 et 3. Les déformations mesurées par les jauges sont

également correctement reproduites. Le modèle a ainsi pu être utilisé avec confiance pour prédire le comportement en flexion de la Poutre 1 et de la poutre de pont. La capacité en flexion à l'ultime de 1572 kNm pour la Poutre 1 et 1615 kNm pour la poutre de pont respecte le moment de conception pondéré $M_{elu} = 1439$ kNm. L'ouverture de fissure au moment de service $M_{els} = 799$ kNm est de 0 mm pour la Poutre 1 et 0.09 mm pour la poutre de pont, et respecte le critère de 0.15 mm. Tous les critères de conception en flexion longitudinale sont ainsi vérifiés. Par ailleurs, le modèle ayant tendance à sous-estimer l'ouverture de fissure de flexion en état de service, il pourrait être intéressant d'augmenter la force de précontrainte de façon à diminuer l'ouverture de fissure de flexion à M_{els} pour la poutre de pont.

Le mode de rupture en cisaillement de la Poutre 2 a été reproduit. La capacité ultime en cisaillement estimée est de 404 kN, contre 498 kN expérimentalement. L'ouverture des fissures de cisaillement à l'effort tranchant de service V_{els} est très légèrement sous-estimée dans les modèles des Poutres 2 et 3. L'ouverture, l'espacement et la répartition des fissures de cisaillement sont correctement reproduits pour les Poutres 2 et 3 jusqu'à la rupture. Le modèle a ainsi pu être utilisé avec confiance pour prédire le comportement en cisaillement de la Poutre 1 et de la poutre de pont. La capacité ultime en cisaillement est d'au moins 633 kN pour la Poutre 1 et d'au moins 709 kN pour la poutre de pont, et respecte l'effort tranchant de conception pondéré $V_{elu} = 579$ kN. L'ouverture de fissure à l'effort tranchant de service $V_{els} = 271$ kN est de 0.026 mm pour la Poutre 1 et 0.087 mm pour la poutre de pont. Tous les critères de conception en cisaillement sont ainsi vérifiés. Il pourrait être intéressant d'augmenter la largeur de l'âme, afin de retarder l'apparition de fissures de cisaillement.

Tous les modèles cités précédemment ont utilisé un BFHP avec un facteur d'efficacité des fibres de 0.4 pour la partie postpic, en cohérence avec la valeur suggérée par le code CSA S6 (2019) pour une répartition en 3 dimensions des fibres. Ce projet confirme donc la pertinence de ce facteur pour la conception en flexion et en cisaillement de la poutre de pont considérée. De plus, une zone de faiblesse en BHP a dû être modélisée pour parvenir à reproduire les résultats expérimentaux. Le modèle numérique confirme donc que l'écoulement du BFHP ne s'est pas fait adéquatement dans l'âme de la poutre.

Enfin, le modèle a permis de reproduire précisément l'essai en flexion transversale de la dalle de la poutre. Le mode de rupture en flexion a pu être reproduit. La résistance à l'ultime de 1006 kN (expérimentale) a été estimée avec une différence de 3%. L'ouverture de fissure de flexion et le

patron de fissuration ont été correctement reproduits. Les résultats numériques suggèrent donc qu'un facteur d'efficacité des fibres de 0.8 peut être utilisé pour reproduire le comportement en flexion transversale de la partie dalle. Cependant, la dalle en BFHP a une surcapacité en flexion transversale négative importante, et la contribution des fibres n'a pas été prise en compte pour la conception en flexion transversale positive de la dalle (ce qui revient à prendre un facteur d'efficacité égal à 0). Ainsi, l'utilisation d'un facteur d'orientation de 0.4 ou 0.8 ne modifierait donc pas la conception de la dalle en flexion transversale. La conception de la dalle en flexion longitudinale devrait être vérifiée de nouveau si un facteur d'efficacité de 0.4 était utilisé, et il serait peut-être nécessaire de prendre en compte la contribution du BFUP au niveau du joint pour atteindre une résistance suffisante (seul du BFHP a été considéré pour la conception de la dalle en flexion longitudinale à la Section 3.6). Ainsi, un concepteur pourrait utiliser un coefficient d'efficacité global du BFHP de 0.4 pour toutes les sections de la poutre.

Tableau 5.1 Résumés des résultats numériques et expérimentaux des essais en flexion

	Nom	Poutre 2		Poutre 3		Poutre 1	Poutre de Pont
	Longueur	6 m		3 m		6 m	15 m
	Présence d'étriers	Non		Non		Oui	Oui
	Présence de précontrainte	Oui		Non		Oui	Oui
	Résultats	Expérimental	Numérique	Expérimental	Numérique	Numérique	Numérique
	Mode de rupture	Cisaillement	Cisaillement	Flexion	Flexion	Flexion	Flexion
Flexion	Ouverture de fissure à M_{els}	0.033 mm	0 mm	#	#	0	0.09 mm
	M_r	* > 1380 kNm	* > 1185 kNm	869 kNm	876 kNm	1572 kNm	1615 kNm
	Espacement des fissures de flexion	64 mm	80 mm	70 mm	91 mm	74 mm	85 mm
Cisaillement	Ouverture de fissure à V_{els}	0.061 mm	0.025 mm	0.037 mm	0.034 mm	0.026 mm	0.087 mm
	V_r	498 kN	404 kN	* > 658 kN	* > 668 kN	* > 632.5 kN	* > 709 kN
	Espacement des fissures de cisaillement	120 mm	144 mm	103 mm	117 mm	108 mm	118 mm

* Non mesuré, valeur supérieure à

Non pertinent car poutre courte

CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Le projet de recherche a été consacré au développement d'une poutre de pont précontrainte en BFHP de hauteur réduite avec dalle intégrée et joint de connexion longitudinal en BFUP. La conception de la poutre a été effectuée et a ensuite été validée expérimentalement. Un modèle numérique a également permis de reproduire les résultats expérimentaux et d'élargir leur portée. Ce chapitre rappellera tout d'abord les objectifs du projet et résumera ensuite les principales conclusions. Enfin, des recommandations seront faites pour de futurs travaux de recherche, avec notamment la suggestion de petites modifications à apporter à la section de la poutre de pont développée.

6.1 RAPPEL DES OBJECTIFS

Le principal objectif du projet était de fournir à la ville de Montréal un système de construction de tablier plus compact pour augmenter le dégagement sous les ponts, durable et très rapide d'installation. La solution proposée est une poutre précontrainte en BFHP avec dalle intégrée et joint de connexion longitudinal en BFUP. Les objectifs spécifiques étaient les suivants.

- Optimiser la conception d'une poutre d'une hauteur maximale de 700 mm dalle comprise;
- Obtenir des performances en service et une résistance structurale répondant aux exigences du code des ponts;
- Tester en laboratoire des poutres de différentes tailles pour valider les différents aspects de conception;
- Développer un modèle numérique par éléments finis et le valider avec les résultats expérimentaux.

6.2 CONCLUSIONS

6.2.1 Conception de la poutre

- La poutre de pont développée présente une hauteur de 600 mm dalle comprise. L'utilisation de précontrainte partielle avec des barres d'armature à haute résistance permet d'obtenir une résistance suffisante en flexion longitudinale, tout en limitant le risque de fissuration à la fibre supérieure ainsi que le risque de corrosion des torons. La disposition des étriers est simplifiée, avec une seule branche d'étriers au centre de l'âme au lieu des 2 branches dans les systèmes de poutres usuels. La quantité d'armatures dans la dalle est considérablement

réduite, avec un seul lit d'armatures dans la direction transversale, et aucune armature dans la direction longitudinale en comparaison avec les 2 lits d'armatures dans les 2 directions habituellement utilisés. Enfin, la durabilité de la poutre devrait être excellente grâce au bon contrôle de la fissuration procuré par le BFHP;

- Par rapport à un système NEXT-D existant de poutres précontraintes avec dalle intégrée, la poutre de pont développée présente une hauteur réduite de 16%, et la masse des armatures par mètre linéaire de poutre a été réduite de 70% pour les étriers et de 72% pour les armatures de la dalle. De plus, la quantité totale d'acier dans la poutre reste similaire même en prenant en compte les fibres du BFHP;
- Un aspect important de la conception concerne le facteur d'efficacité des fibres de 0.5 qui a été utilisé pour la conception à l'effort tranchant de la poutre, et de 0.6 pour tous les autres aspects de conception. Les analyses expérimentales et numériques suggèrent qu'il serait plus approprié de considérer un facteur d'efficacité de 0.4 pour tous les aspects de conception.

6.2.2 Fabrication des spécimens de test

- L'utilisation d'une forme plus simple pour le bulbe de la poutre permettrait de faciliter le décoffrage, les sections concaves dans l'âme rendant le retrait des coffrages en bois difficile;
- Il est recommandé de minimiser au minimum le délai entre les différentes gâchées de BFHP lors de la fabrication d'une poutre, afin d'éviter que le BFHP ne durcisse et forme un joint froid;
- L'espacement net entre les armatures de flexion était de 52 mm, qui correspond à $1.5 \cdot l_f$ avec l_f la longueur des fibres. Cependant, les armatures ont gêné l'écoulement du BFHP, particulièrement celles à la jonction entre l'âme et la dalle, ce qui a conduit à la création d'une zone de faiblesse identifiée lors de la campagne expérimentale. Il est recommandé d'augmenter l'espacement net entre les armatures et de limiter les changements de section afin de faciliter l'écoulement du BFHP dans la poutre et donc d'améliorer l'orientation et la répartition des fibres;
- Une vibration interne fut nécessaire afin d'assurer une bonne répartition du BFHP dans la poutre étudiée et d'éviter des vides de remplissage. Des modifications seront proposées

dans la suite pour éviter cette situation, mais une vibration qui facilite l'écoulement peut être nécessaire lorsque l'écoulement du BHFP ne se fait pas correctement;

- Une fissure pré-existante a été constatée sur la Poutre 2 à mi-portée à la fibre inférieure. Elle pourrait avoir été causée par le retrait restreint à court terme de la poutre, ou une erreur de manipulation lors de la manutention. Il est donc recommandé de procéder avec précaution lors de la manutention des poutres. L'utilisation d'un adjuvant réducteur de retrait pourrait également être considérée si une problématique de retrait était confirmée.

6.2.3 Résultats expérimentaux

- La Poutre 1, qui devait permettre de valider les critères de conception en flexion longitudinale, n'a pas fourni de résultats exploitables en raison d'un défaut de fabrication. La programme expérimental a été modifié en conséquence;
- La Poutre 2 a permis la vérification du critère d'ouverture de fissure de flexion longitudinale au moment de service $M_{els,exp}$, même en considérant la fissure pré-existante. L'ouverture s'est avérée de 0.088 mm (0.033 mm sans la fissure pré-existante), soit inférieure au critère du code de 0.15 mm. De même, la Poutre 2 a démontré un moment résistant de 1380 kNm, soit presque le moment de conception pondéré $M_{elu} = 1439$ kNm. La rupture de la Poutre 2 ayant eu lieu en cisaillement, les armatures de flexion n'étaient pas plastifiées lors de l'atteinte de la résistance maximale. Le respect du critère de résistance à l'ultime en flexion longitudinale presque confirmé dans cet essai a été validé avec le modèle numérique;
- Le critère de résistance à l'ultime en cisaillement a été validé grâce aux essais des Poutres 3 et 4. Une résistance à l'effort tranchant de 910 kN a été démontrée, qui valide l'effort tranchant de conception pondéré $V_{elu} = 579$ kN. Ces essais ont de plus démontré qu'il est indispensable de mettre des étriers dans la poutre, afin d'éviter une rupture fragile en cisaillement et pour exploiter au maximum le potentiel des fibres. Des fissures de cisaillement apparaissent pour un effort tranchant inférieur à l'effort tranchant de service V_{els} . Bien qu'elles soient très fines, il est recommandé d'augmenter la largeur de l'âme afin de retarder l'apparition de ces premières fissures de cisaillement;
- La Poutre 2 a également permis de vérifier les critères de conception de la dalle en flexion transversale en moment négatif. L'ouverture de fissure au moment de service M_{els} est nulle, et la capacité ultime de 300 kNm/m respecte le moment de conception pondéré de

28,6 kNm/m. La flexion transversale de la dalle en moment positif au niveau du joint n'a pas été étudiée suite à la modification du programme expérimental.

6.2.4 Résultats numériques

- Un modèle numérique permettant de reproduire fidèlement les résultats expérimentaux des Poutres 2 et 3 a été développé. Le patron de fissuration et l'ouverture des fissures de flexion des Poutres 2 et 3 ont été correctement reproduits, avec une ouverture de fissure de flexion légèrement sous-estimée. La capacité en flexion de la Poutre 3 $M_r = 869$ kNm obtenue expérimentalement a été estimée avec une différence de moins de 1% par le modèle numérique, et le même mode de rupture en flexion a été reproduit. Le modèle est donc validé pour le comportement en flexion;
- Le patron de fissuration et l'ouverture des fissures de cisaillement des Poutres 2 et 3 ont été correctement reproduits. La capacité en cisaillement de la Poutre 2 $V_r = 498$ kN a été estimée de façon sécuritaire à 404 kN par le modèle numérique. De plus, le même mode de rupture en cisaillement avec propagation d'une fissure à la jonction âme / dalle a été reproduit. Une bande de faiblesse en BHP (zone sans fibre) a notamment été modélisée à la jonction âme / dalle. Le modèle est donc validé pour le comportement en cisaillement.
- L'essai en flexion longitudinale de la Poutre 1 a été simulé avec le modèle numérique validé. Le modèle a démontré que la capacité ultime en flexion $M_r = 1572$ kNm respecte le moment de conception pondéré $M_{elu} = 1439$ kNm. La résistance à l'effort tranchant est supérieure à 632,5 kN et respecte donc l'effort tranchant de conception pondéré $V_{elu} = 579$ kN. Cependant, la quantité d'armatures de flexion à haute résistance dans la poutre pourrait être diminuée afin de limiter la compression du béton à la fibre supérieure;
- Un essai en flexion sur la poutre de pont de référence du projet a aussi été simulé avec le modèle numérique validé. L'ouverture de fissure de flexion au moment de service de 0,09 mm respecte le critère du code de 0,15 mm. Cependant, l'ouverture de fissure de flexion au moment de service était plus significative que lors des essais expérimentaux. Dans l'éventualité où l'on voudrait réduire la fissuration en service, il pourrait être intéressant d'augmenter la force et / ou l'excentricité de la précontrainte. La capacité ultime en flexion $M_r = 1615$ kNm respecte le moment de conception pondéré $M_{elu} = 1439$ kNm. Tout comme pour l'essai de la Poutre 1, les contraintes de compression à la fibre supérieure du béton étaient un peu trop importantes. Enfin, la résistance à l'effort tranchant est

supérieure à 709 kN et respecte donc l'effort tranchant de conception pondéré $V_{elu} = 579$ kN.

6.3 RECHERCHES COMPLÉMENTAIRES

Le projet de recherche a permis de développer une poutre de pont précontrainte en BFHP avec dalle intégrée et joint de connexion longitudinal en BFUP d'une hauteur de 600 mm. À l'exception de la flexion transversale en moment positif de la dalle, tous les critères de conception ont été validés expérimentalement et numériquement. Cependant, des problèmes d'écoulement du BFHP ont conduit à une répartition et à une orientation des fibres moins favorables que prévue, et à la création d'une zone de faiblesse dans les poutres étudiées. De plus, en raison d'un défaut de fabrication de la Poutre 1, le programme expérimental n'a pu être mené au complet. Il est donc recommandé d'effectuer des recherches complémentaires afin de valider expérimentalement de petites modifications apportées à la géométrie de la poutre permettant de supprimer la zone de faiblesse.

6.3.1 Suggestion de modifications à apporter à la poutre

La géométrie modifiée de la poutre de pont est basée sur les recommandations des sections précédentes et illustrée à la Figure 6.1. Les modifications apportées sont les suivantes :

- La largeur de l'âme a été augmentée à 365 mm pour augmenter l'espacement latéral des armatures de flexion et des torons et favoriser l'écoulement du BFHP;
- La disposition des torons de précontrainte et des armatures de flexion longitudinale a été modifiée. 12 torons sont répartis sur quatre lits, et trois barres d'armature 15M de nuance A1035 sont utilisées. Les 3 torons du lit inférieur sont non adhérents sur une longueur de 2 m à l'extrémité de la poutre;
- La disposition des étriers et des armatures de la dalle n'a pas été modifiée.

Le comportement en flexion de la nouvelle poutre de pont a été modélisée avec le logiciel AIS. L'espacement moyen des fissures L_f a été augmenté à 65 mm d'après les observations expérimentales. Avec ces modifications, l'ouverture de fissure en service est de 0.010 mm, ce qui est 15 fois inférieur à la limite du code de 0.15 mm. La résistance maximale est $M_r = 1582$ kNm, ce qui est supérieur au moment de conception pondéré $M_{elu} = 1439$ kNm. La disposition des étriers

et des armatures de flexion de la dalle n'ayant pas évolué, la conception de la poutre en cisaillement et de la dalle en flexion validées en laboratoire sont encore applicables.

Lors du transfert de la précontrainte, la traction à la fibre supérieure vaut 1.89 MPa à l'extrémité de la poutre. Elle est supérieure à la valeur maximale autorisée de 1.41 MPa. Cependant, le calcul des efforts n'a pas tenu compte de la longueur de développement de la précontrainte. Il faudrait tenir compte de cette longueur de développement à l'aide du modèle numérique par éléments finis pour s'assurer que la contrainte à la fibre supérieure est adéquate et ne causera pas de fissuration au transfert.

Les modifications apportées à la géométrie de la poutre illustrées à la Figure 6.1 procurent les avantages suivants :

- L'espace net horizontal entre les armatures de flexion vaut $76.3 \text{ mm} = 2.2 \cdot l_f$, contre $52 \text{ mm} = 1.5 \cdot l_f$ pour l'ancien dimensionnement. L'écoulement du BFHP sera meilleur, et la zone de faiblesse sera certainement évitée;
- La largeur de l'âme a été augmentée à 365 mm au lieu de 165 mm. Les premières fissures de cisaillement apparaîtront pour un effort tranchant plus élevé;
- La force de précontrainte a été augmentée, ce qui diminuera la fissuration en flexion en service;
- La forme de la partie inférieure de la poutre a été simplifiée, ce qui facilitera la coulée de la poutre et le décoffrage;
- La quantité d'armatures de flexion de la poutre a été diminuée, ce qui réduira la compression du béton à la fibre supérieure, tout en conservant une résistance à l'ultime suffisante;
- Le premier lit d'armatures haute résistance permettra toujours de protéger les torons de la corrosion.

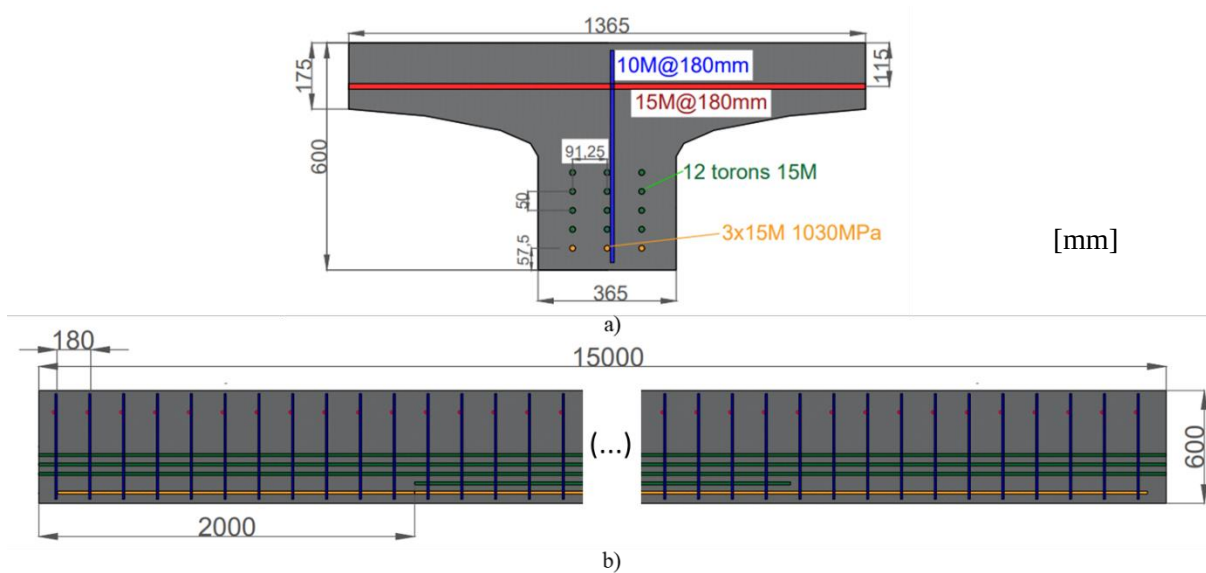


Figure 6.1 Géométrie modifiée de la poutre de pont,
a) Section de la poutre, b) Profil de la poutre

6.3.2 Suggestion de recherches complémentaires

Il est recommandé d'effectuer les recherches complémentaires suivantes pour valider les modifications apportées à la poutre :

- Effectuer la conception complète de la poutre de pont avec la géométrie inspirée de celle présentée à la section précédente;
- Réaliser une campagne expérimentale pour vérifier les aspects de conception. Il est suggéré de fabriquer les spécimens suivants :
 - Une poutre précontrainte avec étriers d'environ 6 m, permettant de vérifier la capacité de la poutre en flexion longitudinale. La poutre pourra être testée dans un montage en flexion 3 points centré;
 - Une poutre précontrainte avec étriers d'environ 6 m, permettant de vérifier la capacité de la poutre à l'effort tranchant. La poutre pourra être testée dans un montage en flexion 3 points décentré. Même si la rupture en cisaillement n'est pas atteinte, l'essai permettra de vérifier que la capacité de la poutre à l'effort tranchant est suffisante. Il n'est pas recommandé de supprimer les étriers pour obtenir une rupture en cisaillement;

- Deux poutres qui seront reliées par un joint en BFUP, pour obtenir la capacité de la dalle en flexion positive. Elles pourront être testées dans un montage en flexion 3 points centré.
- Enfin, il est recommandé de quantifier le retrait à court terme sur des spécimens en BFHP, afin de déterminer s'il peut être à l'origine d'une fissuration de la poutre dans le coffrage.

RÉFÉRENCES

- ArcelorMittal. (2020). Brochure Produits longs.
- Baby, F. (2012). *Contribution à l'identification et la prise en compte du comportement en traction des BFUP à l'échelle de la structure*, Université Paris-Est].
- Bah, A. S., Sanchez, T., Zhang, Y., Sasai, K., Conciatori, D., Chouinard, L., . . . Zufferey, N. (2022). Assessing the condition state of a concrete bridge combining visual inspection and nonlinear deterioration model. *Structure and Infrastructure Engineering*, 1-16. <https://doi.org/10.1080/15732479.2022.2081987>
- Boulekbache, B., Hamrat, M., Chemrouk, M., & Amziane, S. (2009). Influence de la rhéologie des bétons renforcés de fibres métalliques sur leurs propriétés mécaniques. *European journal of environmental and civil engineering*, 13(4), 473-488.
- Braïke, S. (2007). Conception d'éléments préfabriqués de ponts avec des bétons fibrés à haute et ultra haute performance. *Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal*. <https://publications.polymtl.ca/7961/>
- Charron, J.-P. (2021). Technologies du béton. *Polytechnique Montréal*.
- Charron, J.-P., & Desmettre, C. (2013). Intérêt de l'utilisation des bétons renforcés de fibres pour la construction d'ouvrages d'art durables. *Polytechnique Montréal*.
- Cordoni, N. (2015). Design of precast and prestressed steel fibre reinforced concrete t-girders. *Mémoire de maîtrise, École Polytechnique Montréal*.
- CPCI. (2017). Canadian Precast/Prestressed Concrete Institute Design Manual.
- CSA A23.3. (2019). Design of concrete structures.
- CSA S6. (2014). Canadian Highway Bridge Design Code.
- CSA S6. (2019). Canadian Highway Bridge Design Code.
- CSI. (2023). *SAP2000*.
- Cuenca, E., & Serna, P. (2013). Shear behavior of prestressed precast beams made of self-compacting fiber reinforced concrete. *Construction and Building Materials*, 45, 145-156. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.03.096>
- Culmo, M. P., & Seraderian, R. L. (2010). Development of the northeast extreme tee (NEXT) beam for accelerated bridge construction. *PCI journal*, 55(3).
- Dassault Systèmes. (2014). *Abaqus* (Version 6.14).
- De Broucker, W. (2013). *Étude du comportement en flexion et à l'effort tranchant de poutres précontraintes en BRF*, École Polytechnique de Montréal]. <https://publications.polymtl.ca/1234/>
- Dhonde, H. B., Mo, Y., & Hsu, T. T. (2005). *Fiber reinforcement in prestressed concrete beams*.
- Doyon-Barbant, J., & Charron, J.-P. (2018). Impact of fibre orientation on tensile, bending and shear behaviors of a steel fibre reinforced concrete. *Materials and Structures*, 51, 1-16.

- 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(8), 859-869.
- Faggio, L. (2014). Conception des semelles de poutres précontraintes en T en BRF avec joints en BFUP. *Mémoire de maîtrise, Ecole Polytechnique Montréal*.
- Grace, N., Ushijima, K., Baah, P., & Bebawy, M. (2013). Flexural behavior of a carbon fiber-reinforced polymer prestressed decked bulb T-beam bridge system. *Journal of Composites for Construction*, 17(4), 497-506. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000345](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000345)
- Graybeal, B. (2010). *Field-cast UHPC connections for modular bridge deck elements*.
- Graybeal, B. A. (2011). Fatigue response in bridge deck connection composed of field-cast ultra-high-performance concrete. *Transportation Research Record*(2251), 93-100. <https://doi.org/10.3141/2251-10>
- Hannant, D. J. (2003). 6 - Fibre-reinforced concrete. Dans J. Newman & B. S. Choo (édit.), *Advanced Concrete Technology* (p. 1-17). Butterworth-Heinemann.
- Hess, S., Filosa, F., Ross, B. E., & Cousins, T. E. (2020). Live Load Testing of NEXT-D Bridges to Determine Distribution Factors for Moment. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 34(4), 04020063. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0001452](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001452)
- Kind-Barkauskas, F. (2006). *Construire en béton: conception des bâtiments en béton armé*. PPUR presses polytechniques.
- Le Journal de Montréal. (2021). <https://www.journaldemontreal.com/2021/06/03/plateau-mont-royal-un-camion-heurte-encore-le-viaduc-des-carrieres-1>
- Li, W., Ji, W., An, M., Zhu, L., & Wang, J. (2020). Flexural Performance of Composite Prestressed UHPC-NC T-Girders. *Journal of Bridge Engineering*, 25(9). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001600](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001600)
- Maguire, M., Morcous, G., & Tadros, M. K. (2013). Structural Performance of Precast/Prestressed Bridge Double-Tee Girders Made of High-Strength Concrete, Welded Wire Reinforcement, and 18-mm-Diameter Strands. *Journal of Bridge Engineering*, 18(10), 1053-1061. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0000458](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000458)
- Marcos-Meson, V., Michel, A., Solgaard, A., Fischer, G., Edvardsen, C., & Skovhus, T. L. (2018). Corrosion resistance of steel fibre reinforced concrete-A literature review. *Cement and Concrete Research*, 103, 1-20.
- Marleau, B. (2017). *Comportement à la fatigue de joints en béton fibré à ultra-hautes performances entre dalles préfabriquées de ponts* [M.A.Sc., Ecole Polytechnique, Montreal (Canada)]. Dissertations & Theses @ Ecole Polytechnique de Montreal.
- Massicotte, B. (2021). *Calcul des structures en béton armé : concepts de base* (Quatrième édition^e éd.). Éditions da Vinci.
- Massicotte, B. (2022). *Conception des Ponts*.
- Massicotte, B., Bédard, S., & Braike, S. (2011). Analyse Inélastique des Sections. *Ecole Polytechnique de Montréal*.

- Massicotte, B., & Ben Ftima, M. (2017). EPM3D—A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of concrete structures. *École Polytechnique de Montréal, Montréal, Que. Report SR17-06*.
- Massicotte, B., Forget, M., & Conciatori, D. (2012). Développement de ponts en béton entièrement préfabriqués – Conception d'un nouveau type de poutres. *Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal, Rapport SR12-02*.
- Massicotte, B., Willem, X., Androuet, C., Tordjman, F., De Broucker, W., & Conciatori, D. (2014). Développement d'un nouveau type de poutres de ponts préfabriquées en double T en béton renforcé de fibres. *Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal, SR12-06*.
- Metje, K., & Leutbecher, T. (2021). Experimental investigations on the shear bearing behavior of prestressed ultra-high performance fiber-reinforced concrete beams with compact cross-section. *Structural Concrete*, 22(6), 3746-3762.
- Ministère des transports et de la mobilité durable. (2020). Manuel de conception des structures.
- Ministère des transports et de la mobilité durable. (2022). Bilan de l'état des structures. <https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/projets-infrastructures/structures/Documents/bilan-structures.pdf>
- Moffatt, K. (2001). Analyse de dalles de pont avec armature réduite et béton de fibres métalliques. *Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal*.
- Mudadu, A., Tiberti, G., Germano, F., Plizzari, G. A., & Morbi, A. (2018). The effect of fiber orientation on the post-cracking behavior of steel fiber reinforced concrete under bending and uniaxial tensile tests. *Cement and Concrete Composites*, 93, 274-288.
- Naaman, A. E. (2018). *Fiber reinforced cement and concrete composites*. Techno Press 3000.
- Padmarajaiah, S. K., & Ramaswamy, A. (2004). Flexural strength predictions of steel fiber reinforced high-strength concrete in fully/partially prestressed beam specimens. *Cement and Concrete Composites*, 26(4), 275-290. [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0958-9465\(02\)00121-X](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/S0958-9465(02)00121-X)
- PCI. (2020). Northeast Extreme Tee (NEXT) beam guide details.
- PCI Committee on Prestress Losses. (1976). Recommendations for Estimating Prestress Losses. *PCI Journal*.
- Picard, A. (2001). *Béton précontraint* (2^e éd.). G. Morin.
- Rhodes, J. A., Carreira, D. J., Bazant, Z. P., Beaudoin, J. I., Branson, D. E., Gamble, B. R., . . . Keeton, J. R. (1982). *Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures: Reported by ACI committee 209*. 1978 Adrian Pauw Symposium on Designing for Creep and Shrinkage at the 1978 ACI Fall Convention (p. 193-300).
- Romualdi, J. P., & Batson, G. B. (1963). Mechanics of crack arrest in concrete. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 89(3), 147-168.
- Shah, B. N., Sennah, K., Kianoush, M. R., Tu, S., & Lam, C. (2007). Experimental Study on Prefabricated Concrete Bridge Girder-to-Girder Intermittent Bolted Connections System.

- Journal of Bridge Engineering*, 12(5), 570-584. [https://doi.org/doi:10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2007\)12:5\(570\)](https://doi.org/doi:10.1061/(ASCE)1084-0702(2007)12:5(570))
- Shah, B. N., Sennah, K. M., Kianoush, M. R., Lam, C., & Tu, S. (2006). Flange-to-flange moment connections for precast concrete deck bulb-tee bridge girders. *PCI Journal*, 51(6), 86-107. <https://doi.org/10.15554/pcij.11012006.86.107>
- Thomas, J., & Ramaswamy, A. (2006). Shear and Flexure Analysis of Prestressed Concrete T-Beams containing Steel Fibers over Partial or Full Depth. *Structural Engineering International*, 16(1), 66-73. <https://doi.org/10.2749/101686606777962756>
- Tordjman, F. (2012). *Caractérisation mécanique en traction des BRF*, Ecole Polytechnique de Montréal].
- Verger Leboeuf, S. (2016). *Développement de joints de connexion en BFUP pour des dalles de pont préfabriquées* [M.A.Sc., Ecole Polytechnique, Montreal (Canada)]. Dissertations & Theses @ Ecole Polytechnique de Montreal.

ANNEXE A DÉTAILS DES CALCULS DE CONCEPTION

A.1 PARAMÈTRES D'ENTRÉE DE SAP2000

Les détails concernant la configuration à 9 poutres de largeur sont donnés à la Figure A. 1; les autres configurations sont les mêmes, avec un nombre différent de poutres.

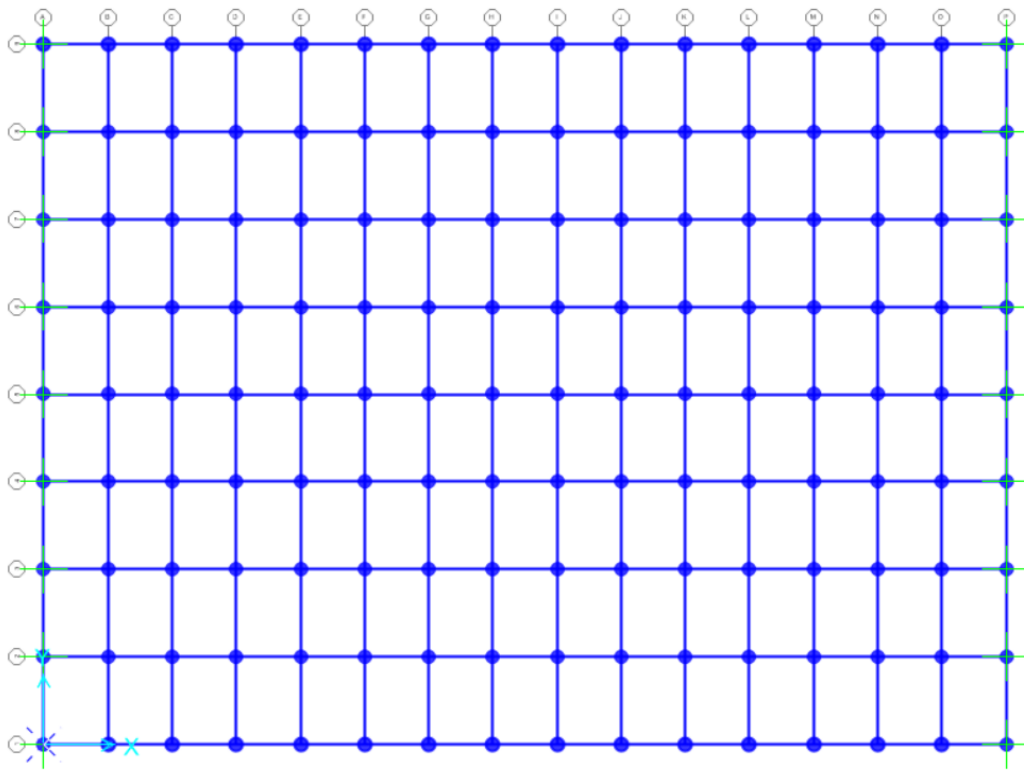


Figure A. 1 Modèle de grillage utilisé dans le logiciel SAP2000

Les 9 poutres espacées de 1.365 m sont visibles sur le schéma du grillage. Dans le sens longitudinal, le calcul a été discrétisé tous les 1 m. Les paramètres de la section utilisée sont présentés à la Figure A. 2. Une géométrie simplifiée de la section de la poutre a été utilisée pour le sens longitudinal du grillage. Pour le sens transversal, une section rectangulaire de 175 mm x 1000mm, correspondant à la section de l'âme au niveau du joint, a été utilisée.

Section Dimensions

B1: 1365.
B2: 365.
B3: 0.
B4: 0.
D1: 600.
D2: 175.
D3: 125.
D4: 0.
D5: 165.
D6: 0.
D7: 0.
T1: 165.
T2: 165.
C1: 0.

Section

Properties

BHP70

Section Properties...

Time Dependent Properties...

Set Modifiers...

Figure A. 2 Paramètres de la section utilisée dans SAP2000

Les paramètres du matériau utilisé pour la modélisation sont présentés à la Figure A. 3. Le béton utilisé dans la modélisation reprend les paramètres élastiques du BFHP70 (l'analyse est linéaire élastique).

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2.358E-05
Mass per Unit Volume: 2.403E-09

Units

N, mm, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 37900.
Poisson, U: 0.2
Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9.900E-06
Shear Modulus, G: 15791.667

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 70.
Expected Concrete Compressive Strength: 70.
☐ Lightweight Concrete
Shear Strength Reduction Factor:

Figure A. 3 Matériau utilisé dans SAP2000

A.2 PARAMÈTRES D'ENTRÉE DE AIS

A.2.1 Béton

La loi du béton utilisé dans le logiciel AIS est présentée à la Figure A. 4.

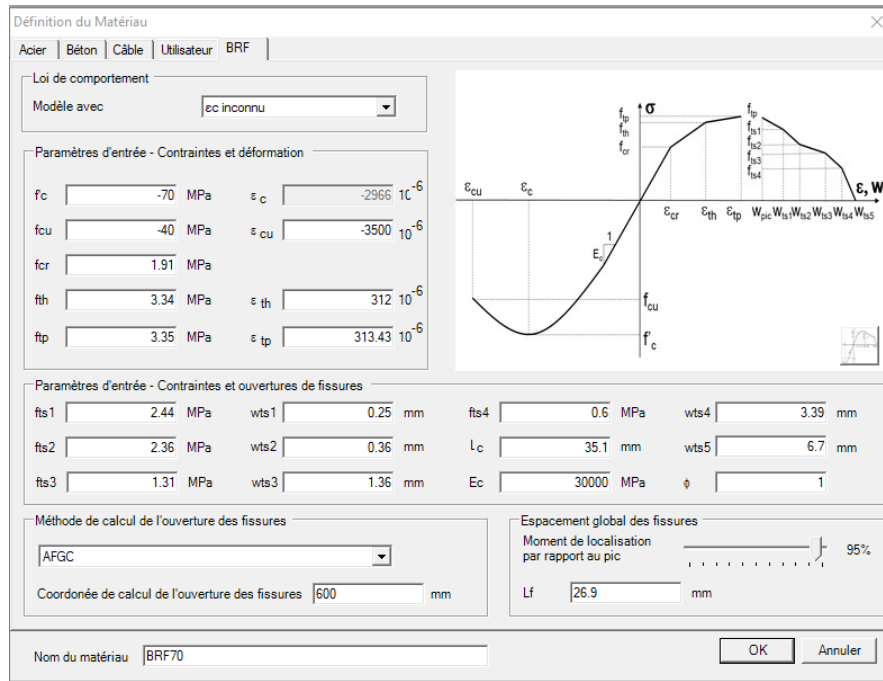


Figure A. 4 Loi de béton utilisée dans le logiciel AIS

AIS nécessite une longueur caractéristique d'espacement des fissures L_f . Cette valeur a été calculée d'après l'équation du modèle de l'Eurocode 2 1991, modifiée par Moffatt (2001) pour les bétons fibrés, comme expliqué par Braïke (2007).

$$L_f = s_m = \left[50 + \kappa_1 \cdot \kappa_2 \frac{d_b}{4 \cdot \rho_r} \right] \cdot \left(1 - \frac{f_{tf}}{f'_t} \right) = 26.9 \text{ mm}$$

Avec :

- $\kappa_1 = 0.8$ un facteur d'adhérence pour les barres crénelées;
- $\kappa_2 = 0.5$ un facteur pour le type de chargement, ici en flexion pure;
- $d_b = 15 \text{ mm}$ le diamètre des barres;
- $\rho_r = \frac{A_s}{A_{cef}} = 0.0333$ avec :
 - $A_s = 2600 \text{ mm}^2$ l'aire totale d'acier;

- $A_{cef} = 78055 \text{ mm}^2$ l'aire de béton influencée par la présence de l'armature. La hauteur de béton influencée par l'armature doit être le minimum entre :

- $2.5x_{cdg} = 315.6 \text{ mm}$ avec h la hauteur de la poutre et x_{cdg} le centre de gravité des armatures;
- $\frac{h-c_{cr}}{3} = 127.1 \text{ mm}$ avec c_{cr} la profondeur de la zone comprimée, qui a été déterminée d'après les résultats d'analyse AIS;

Cependant, 127.1 mm étant considéré comme trop faible, la valeur de 315.6 mm a été conservée par conservatisme.

- $f_{tf} = 2.4 \text{ MPa}$ la résistance du béton fibré en traction juste après la fissuration, déterminée d'après la loi de comportement en traction;
- $f'_t = 3.35 \text{ MPa}$ la résistance du béton fibré en traction.

A.2.2 Section

La section de la poutre a été définie de façon simplifiée par 7 blocs trapézoïdaux, donc les dimensions sont résumées au Figure A. 1.

Tableau A. 1 Paramètres d'entrée de la section sur AIS

Bloc	Largeur haut	Largeur bas	Hauteur
1	1365 mm	1365 mm	175 mm
2	1365 mm	765 mm	18 mm
3	765 mm	365 mm	38 mm
4	365 mm	205 mm	35 mm
5	205 mm	165 mm	34 mm
6	165 mm	165 mm	135 mm
7	365 mm	365 mm	165 mm

A.3 PERTES DE PRÉCONTRAINTE

A.3.1 Pertes élastiques

$$\Delta f_{p,elas} = n_0 * \left[\frac{P_0}{A_{tr}} + \left(\frac{P_0 \cdot e_{tr} - M_{sw}}{I_{tr}} \right) \cdot e_{tr} \right] = 54.8 \text{ MPa}$$

Avec :

- $n_0 = \frac{E_p}{E_{ci}} = 5.72$ le rapport entre les modules d'élasticité des torons et du béton au transfert
- $P_0 = 1904 \text{ kN}$ la force totale de précontrainte avant transfert
- $A_{tr} = 0.37 \text{ m}^2$ l'aire totale de la section de la poutre
- $e_{tr} = 0.40 - 0.17 = 0.23 \text{ m}$ l'excentricité entre la hauteur du toron et la hauteur du centre de gravité de la poutre. La hauteur moyenne d'un toron a été considérée.
- $M_{sw} = 251.9 \text{ kNm}$ le moment créé par le poids du béton dans la poutre
- $I_{tr} = 0.010 \text{ m}^4$ le moment d'inertie de la section de la poutre

Correctif dû aux charges mortes additionnelles :

$$\Delta' f_{p,elas} = n * \left[\left(\frac{M_{sd}}{I_{tr}} \right) \cdot e_{tr} \right] = 17.4 \text{ MPa}$$

Avec :

- $M_{sd} = 400.1 - 251.9 = 148.2 \text{ kNm}$ le moment créé par les charges mortes additionnelles

A.3.2 Pertes dues au retrait et au fluage

$$\Delta f_{p,rf} = \frac{n \cdot f_c \cdot C_t + \varepsilon_{sh} \cdot E_p}{1 + n(\rho_p + \rho_s)(1 + \frac{e_{tr}^2}{r^2})(1 + 0.8C_t)} = 124.2 \text{ MPa}$$

Avec :

- $n = \frac{E_p}{E_c} = 5.0$ le rapport entre les modules d'élasticité des torons et du béton à long terme
- $f_c = \frac{\Delta f_{po}}{n_0} = 9.57 \text{ MPa}$ la contrainte élastique dans le béton liée à la précontrainte (approximée avec les valeurs initiales de force dans les torons)
- $C_t = 2.35 * Q_{cp} = 1.33$ avec :
 - $Q_{cp} = Q_a \cdot Q_h \cdot Q_f \cdot Q_r \cdot Q_s \cdot Q_v = 1 * 0.73 * 1 * 0.78 * 1 * 1 = 0.57$ un coefficient dépendant de la composition du béton
- $\varepsilon_{sh} = 0.00078 * P_{sh} = 0.00036$ avec :
 - $P_{sh} = P_c \cdot P_h \cdot P_f \cdot P_r \cdot P_s \cdot P_v = 1 * 0.6 * 1 * 0.76 * 1 * 1 = 0.46$ un coefficient dépendant de la composition du béton

- $E_p = 190 \text{ GPa}$ le module d'élasticité d'un toron
- $\rho_p = \frac{A_p}{A_c} = 0.38\%$ le rapport entre l'aire totale des torons et l'aire de la section
- $\rho_s = \frac{A_s}{A_c} = 0.38\%$ le rapport entre l'aire totale des armatures de flexion et l'aire de la section
- $r = \sqrt{\frac{I_{tr}}{A_{tr}}} = 0.16 \text{ m}$

Correctif dû à la charge morte additionnelle :

$$\Delta'f_{p,rf} = \frac{\Delta'f_{p,elas} \cdot C_t}{1 + n(\rho_p + \rho_s)(1 + \frac{e_{tr}^2}{r^2})(1 + 0.8C_t)} = 16.8 \text{ MPa}$$

A.3.3 Pertes dues à la relaxation seule

$$\Delta f_{p,rel} = \frac{\alpha_r \cdot f_{re}}{1 + n(\rho_p + \rho_s)(1 + \frac{e_{tr}^2}{r^2})(1 + 0.8C_t)} = 16.7 \text{ MPa}$$

Avec :

- $\alpha_r = 0.5$ un coefficient déterminé d'après une abaque
- $f_{re} = 0.101 \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right) \cdot f_{pi} = 30.6 \text{ MPa}$ avec :
 - $f_{pi} = 1305 \text{ MPa}$ la force de précontrainte après le transfert
 - $f_{py} = 1675 \text{ MPa}$ le seuil de plastification des torons

A.4 CALCULS DE RÉSISTANCE EN CISAILLEMENT

A.4.1 Contribution du béton

$$V_c = 2,5 \cdot \beta \cdot \phi_c \cdot f_{cr} \cdot b_v \cdot d_v = 171.1 \text{ kN}$$

Avec :

- $\beta = \left[\frac{0.4}{1+1500 \cdot \varepsilon_x} \right] \cdot \left[\frac{1300}{1000+s_{ze}} \right] = 0.40$ avec
 - $s_{ze} = 300 \text{ mm}$ car $A_v = 100 \text{ mm}^2 > 0,15 \cdot f_{cr} \cdot b_v \cdot \frac{s}{f_y} = 37.3 \text{ mm}^2$
 - $\varepsilon_x = \frac{\frac{M_f}{d_v} + V_f - V_p + 0.5N_f - A_{ps} \cdot f_{po}}{2 \cdot (E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps})} = -0.0012$ la déformation longitudinale avec

- $M_f = 1223.4 \text{ kNm} > (V_f - V_p)d_v = 1005.9 \text{ kNm}$ le moment de conception à l'ELU (sans le facteur de sécurité matériau)
 - $V_f = 434.5 \text{ kN}$
 - $V_p = 0 \text{ kN}$ la résistance en cisaillement apportée par les torons de précontrainte (prise égale à zéro car les torons sont parfaitement horizontaux)
 - $N_f = 0 \text{ kN}$ l'effort axial dans la poutre, supposé égal à zéro. Si un effort axial était présent, ce serait de la compression par effet de confinement, ce qui augmenterait la résistance. Ce choix est donc conservateur.
 - $A_{ps} = 1400 \text{ mm}^2$ l'aire totale des torons de précontrainte
 - $f_{po} = 1217.8 \text{ MPa}$ la tension de précontrainte à long terme
 - $E_p = 190 \text{ GPa}$ le module d'élasticité des torons
 - $E_s = 200 \text{ GPa}$ le module d'élasticité des barres d'armature longitudinales
 - $A_s = 1200 \text{ mm}^2$ l'aire totale des barres d'armature longitudinales
 - Le premier calcul donne une valeur négative. D'après le code, ε_x sera pris égal à zéro.
- $\phi_c = 0.75$ le coefficient de sécurité du béton
 - $f_{cr} = 3.2 \text{ MPa}$ la résistance en traction du béton
 - $b_v = 165 \text{ mm}$ la largeur minimale de la poutre
 - $d_v = \max(0.9.d; 0.72.h) = 432 \text{ mm}$ avec
 - $d = 473.8 \text{ mm}$ la distance entre le haut de la poutre et le centre de gravité des armatures de flexion
 - $h = 600 \text{ mm}$ la hauteur totale de la poutre

A.4.2 Contribution des étriers

$$V_s = \phi_s \cdot f_y \cdot A_v \cdot d_v \cdot \frac{\cot(\theta)}{s} = 155.9 \text{ kN}$$

Avec :

- $\phi_s = 0.90$ le coefficient de sécurité matériaux
- $f_y = 400 \text{ MPa}$ la contrainte de plastification des étriers

- $A_v = 100 \text{ mm}^2$ l'aire des étriers (une seule branche 10M)
- $\theta = (29 + 7000 \cdot \varepsilon_x) = 29^\circ$ l'angle d'inclinaison des fissures de cisaillement
- $s = 180 \text{ mm}$ l'espace choisi des étriers

A.4.3 Contribution des fibres

$$V_{fib} = 0,8 \cdot \gamma_f \cdot \phi_f \cdot f_w \cdot b_v \cdot d_v \cdot \cot(\theta) = 154.3 \text{ kN}$$

Avec :

- $\gamma_f = 0.5$ le facteur d'efficacité des fibres
- $\phi_f = 0.75$ le facteur de sécurité matériau de l'acier des fibres
- $f_w = 4.0 \text{ MPa}$ la résistance du béton fibré pour une ouverture de fissure de
 - $w_v = (0.2 + 1000\varepsilon_x) \left(\frac{1000 + s_{ze}}{1300} \right) \cdot \frac{1}{\cos(\theta)} > 0.125 \text{ mm} = 0.23 \text{ mm}$

ANNEXE B DÉTAILS DES CALCULS POUR LE PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

B.1 AJUSTEMENT DE LA PRÉCONTRAINTÉ

Les nouvelles valeurs des différentes pertes de précontrainte, calculées pour la poutre de 6 m, sont données au Tableau B. 1. Il n'y a pas de charge morte additionnelle car les spécimens de test seront uniquement soumis à leur poids propre et à la charge de la presse. Pour les torons du lit inférieur, les pertes n'ont pas été recalculées. Un facteur de proportionnalité basé sur la tension initiale a été utilisé pour déterminer f_{pi} et f_{pe} .

Tableau B. 1 Pertes de précontrainte pour les spécimens de test

	Valeur (MPa)	
Tension initiale dans les torons	1395	490
Tension dans les torons avant le transfert f_{p0}	1360	
Pertes élastiques $\Delta f_{p,elas}$	48.3	
Tension après transfert f_{pi}	1311.7	460.7
Retrait et fluage $\Delta f_{p,rf}$	122.5	
Relaxation des torons $\Delta f_{p,rel}$	17.7	
Tension à long terme f_{pe}	1171.5	411.5

La contrainte à la fibre inférieure et supérieure de la poutre a ensuite été calculée. L'étape de transfert étant la plus critique, seule celle-ci est présentée à la Figure B. 1. Le critère déterminant a été la traction à la fibre supérieure; la compression à la fibre inférieure n'est pas représentée.

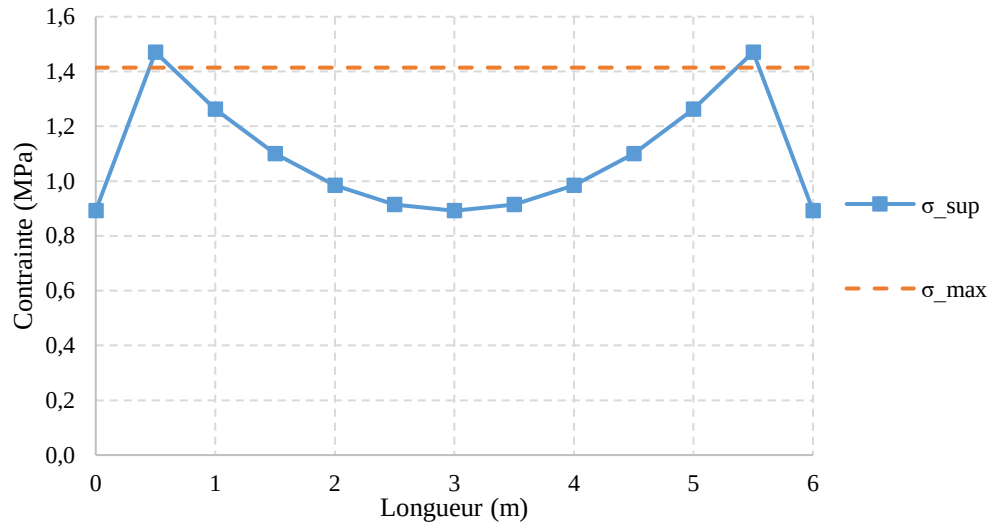


Figure B. 1 État de contrainte dans la poutre de test lors du transfert

B.2 CALCUL DE LA RÉSISTANCE THÉORIQUE EN CISAILLEMENT DES POUTRES À L'AIDE DE L'ÉQUATION DU CODE - POUTRE 2

B.2.1 Contribution du béton

$$V_c = 2,5 \cdot \beta \cdot \phi_c \cdot f_{cr} \cdot b_v \cdot d_v = 191.0 \text{ kN}$$

Avec :

- $\beta = \left[\frac{0.4}{1+1500 \cdot \varepsilon_x} \right] \cdot \left[\frac{1300}{1000+s_{ze}} \right] = 0.31$ avec
 - $s_{ze} = \frac{35 \cdot s_z}{15} = 1008 \text{ mm}$ avec
 - $s_z = d_v = 432 \text{ mm}$
 - $\varepsilon_x = \frac{\frac{M_f}{d_v} + V_f - V_p + 0.5N_f - A_{ps} \cdot f_{po}}{2 \cdot (E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps} + E_c \cdot A_{ct})} = -0.00010$ la déformation longitudinale avec
 - $M_f = 1223.4 \text{ kN.m} > (V_f - V_p)d_v = 1005.9 \text{ kNm}$ le moment de conception à l'ELU (sans le facteur de sécurité matériau)
 - $V_f = 434.5 \text{ kN}$
 - $V_p = 0 \text{ kN}$ la résistance en cisaillement apportée par les torons de précontrainte (prise égale à zéro car les torons sont parfaitement horizontaux)

- $N_f = 0 \text{ kN}$ l'effort axial dans la poutre, supposé égal à zéro. Si un effort axial était présent, ce serait de la compression par effet de confinement, ce qui augmenterait la résistance. Ce choix est donc conservateur.
- $A_{ps} = 1036 \text{ mm}^2$ l'aire totale des torons de précontrainte (l'aire réelle est 1400 mm^2 mais a été diminuée pour tenir compte de la précontrainte plus faible dans le 1^{er} lit)
- $f_{po} = 1217.8 \text{ MPa}$ la tension de précontrainte à long terme
- $E_p = 190 \text{ GPa}$ le module d'élasticité des torons
- $E_s = 200 \text{ GPa}$ le module d'élasticité des barres d'armature longitudinales
- $A_s = 1200 \text{ mm}^2$ l'aire totale des barres d'armature longitudinales
- $E_c = 39 \text{ GPa}$ le module d'élasticité du béton
- $A_{ct} = 93800 \text{ mm}^2$ l'aire du béton comprimée
- $\phi_c = 1$ le coefficient de sécurité du béton
- $f_{cr} = 3.2 \text{ MPa}$ la résistance en traction du béton
- $b_v = 183 \text{ mm}$ la largeur minimale de la poutre
- $d_v = \max(0.9 \cdot d; 0.72 \cdot h) = 432 \text{ mm}$ avec
 - $d = 473.8 \text{ mm}$ la distance entre le haut de la poutre et le centre de gravité des armatures de flexion
 - $h = 600 \text{ mm}$ la hauteur totale de la poutre
- $\theta = (29 + 7000 \cdot \varepsilon_x) = 28.3^\circ$ l'angle d'inclinaison des fissures de cisaillement (cette valeur ne sert pas au calcul de la résistance en cisaillement de la Poutre 2 car elle ne comporte pas d'étriers, mais est utilisée pour l'analyse du patron de fissuration)

A.4.3 Contribution des fibres

$$V_{fib} = 0.8 \cdot \gamma_f \cdot \phi_f \cdot f_w \cdot b_v \cdot d_v \cdot \cot(\theta) = 293.21 \text{ kN}$$

Avec :

- $\gamma_f = 0.5$ le facteur d'efficacité des fibres
- $\phi_f = 1$ le facteur de sécurité matériau de l'acier des fibres
- $f_w = 5.0 \text{ MPa}$ la résistance du béton fibré pour une ouverture de fissure de
 - $w_v = (0.2 + 1000 \varepsilon_x) \left(\frac{1000 + s_{ze}}{1300} \right) \cdot \frac{1}{\cos(\theta)} > 0.125 \text{ mm} = 0.18 \text{ mm}$

B.3 CALCUL DE LA RÉSISTANCE THÉORIQUE EN CISAILLEMENT DES POUTRES À L'AIDE DE L'ÉQUATION DU CODE - POUTRES 3 ET 4

A.4.1 Contribution du béton

$$V_c = 2,5 \cdot \beta \cdot \phi_c \cdot f_{cr} \cdot b_v \cdot d_v = 167.6 \text{ kN}$$

Avec :

- $\beta = \left[\frac{0.4}{1+1500 \cdot \varepsilon_x} \right] \cdot \left[\frac{1300}{1000+s_{ze}} \right] = 0.27$ avec
 - $s_{ze} = 300 \text{ mm}$ car $A_v = 100 \text{ mm}^2 > 0,15 \cdot f_{cr} \cdot b_v \cdot \frac{s}{f_y} = 37.3 \text{ mm}^2$
 - $\varepsilon_x = \frac{\frac{M_f}{d_v} + V_f - V_p + 0.5 N_f - A_{ps} \cdot f_{po}}{2 \cdot (E_s \cdot A_s + E_p \cdot A_{ps})} = 0.0003$ la déformation longitudinale avec
 - $M_f = 800 \text{ kNm} > (V_f - V_p) d_v = 1005.9 \text{ kNm}$ le moment de conception à l'ELU (sans le facteur de sécurité matériau)
 - $V_f = 434.5 \text{ kN}$
 - $V_p = 0 \text{ kN}$ la résistance en cisaillement apportée par les torons de précontrainte (prise égale à zéro car les torons sont parfaitement horizontaux)
 - $N_f = 0 \text{ kN}$ l'effort axial dans la poutre, supposé égal à zéro. Si un effort axial était présent, ce serait de la compression par effet de confinement, ce qui augmenterait la résistance. Ce choix est donc conservateur.
 - $A_{ps} = 0 \text{ mm}^2$ l'aire totale des torons de précontrainte
 - $E_s = 200 \text{ GPa}$ le module d'élasticité des barres d'armature longitudinales
 - $A_s = 3200 \text{ mm}^2$ l'aire totale des barres d'armature longitudinales
- $\phi_c = 1$ le coefficient de sécurité du béton
- $f_{cr} = 3.2 \text{ MPa}$ la résistance en traction du béton
- $b_v = 183 \text{ mm}$ la largeur minimale de la poutre
- $d_v = \max(0,9 \cdot d; 0,72 \cdot h) = 432 \text{ mm}$ avec

- $d = 473.8 \text{ mm}$ la distance entre le haut de la poutre et le centre de gravité des armatures de flexion
- $h = 600 \text{ mm}$ la hauteur totale de la poutre

A.4.2 Contribution des étriers

$$V_s = \phi_s \cdot f_y \cdot A_v \cdot d_v \cdot \frac{\cot(\theta)}{s} = 196.77 \text{ kN}$$

Avec :

- $\phi_s = 0.90$ le coefficient de sécurité matériaux
- $f_y = 500 \text{ MPa}$ la contrainte de plastification des étriers
- $A_v = 100 \text{ mm}^2$ l'aire des étriers (une seule branche 10M)
- $\theta = (29 + 7000 \cdot \varepsilon_x) = 31.4^\circ$ l'angle d'inclinaison des fissures de cisaillement
- $s = 180 \text{ mm}$ l'espacement choisi des étriers

A.4.3 Contribution des fibres

$$V_{fib} = 0.8 \cdot \gamma_f \cdot \phi_f \cdot f_w \cdot b_v \cdot d_v \cdot \cot(\theta) = 197.0 \text{ kN}$$

Avec :

- $\gamma_f = 0.5$ le facteur d'efficacité des fibres
- $\phi_f = 1$ le facteur de sécurité matériau de l'acier des fibres
- $f_w = 3.8 \text{ MPa}$ la résistance du béton fibré pour une ouverture de fissure de
 - $w_v = (0.2 + 1000\varepsilon_x) \left(\frac{1000 + s_{ze}}{1300} \right) \cdot \frac{1}{\cos(\theta)} > 0.125 \text{ mm} = 0.63 \text{ mm}$

ANNEXE C ESSAIS DE CARACTÉRISATION DES BARRES D'ARMATURE

Les résultats individuels des essais de caractérisation des barres d'armatures de nuance 400W et A1035 sont présentés à la Figure C. 1.

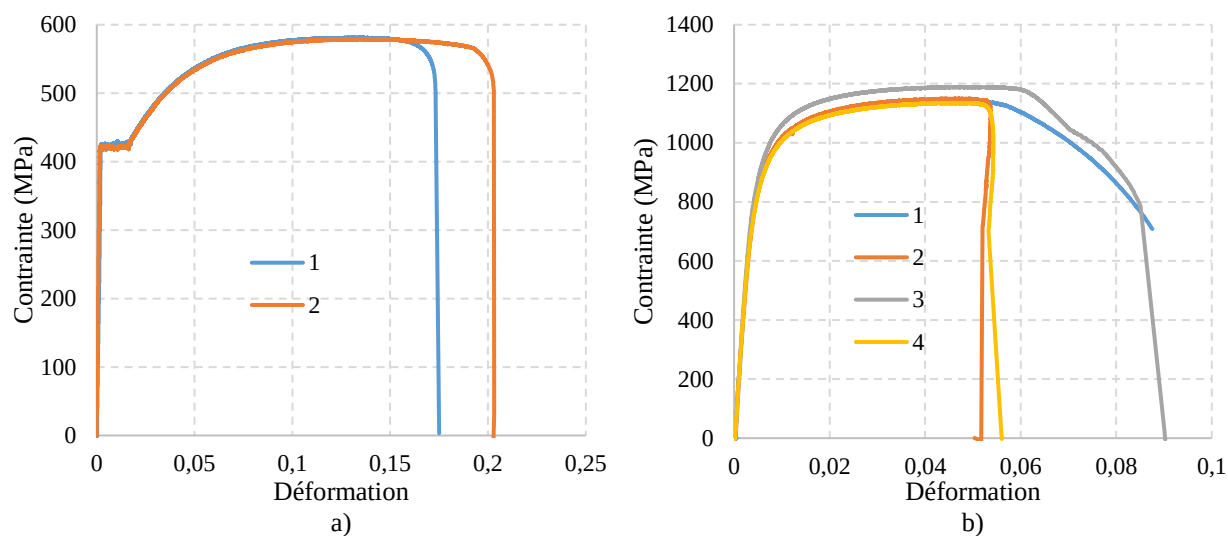


Figure C. 1 Détails des essais de caractérisation des barres d'armatures,
a) Barres 15M de nuance 400W, b) Barres 15M de nuance A1035