

Chaire de recherche du CRSNG sur les matériaux composites novateurs en polymères renforcés de fibres (PRF) pour les infrastructures

**ÉTUDE DU COMPORTEMENT EN CISAILLEMENT DE POUTRES
EN BÉTON ARMÉ DE TYPE NEBT AVEC DES ÉTRIERS EN
POLYMÈRES RENFORCÉS DE FIBRES DE CARBONE (PRFC)**

Rapport final



préparé par :

Ehab A. Ahmed et Brahim Benmokrane, ing., Ph.D.

Département de génie civil

Faculté de génie

Université de Sherbrooke

Sherbrooke (Québec) J1K 2R1

Téléphone : 819 821-7758

Fax : (819) 821-7974

Courriel : Brahim.Benmokrane@USherbrooke.ca

Soumis à :

S. Goulet

Direction des Structures

Transports Québec



Novembre 2015

Table des matières

1	Introduction et mise en contexte	1
2	Description du projet de recherche	2
3	Programme expérimental - Phase 2-B	4
3.1	Matériaux	4
3.2	Description des poutres en T	6
3.3	Prédictions du comportement des poutres en T	7
3.4	Instrumentation	15
3.5	Fabrication des poutres	20
3.6	Montage d'essais et mode opératoire	24
3.7	Résultats de l'essai	26
3.7.1	Mode de rupture et patron de fissuration	27
3.7.2	Relation charge appliquée - flèche	29
3.7.3	Armatures longitudinales et déformations dans le béton	29
3.7.4	Déformations dans les étriers de polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC)	30
3.7.5	Éléments résistants au cisaillement	35
3.7.6	Largeur des fissures de cisaillement	38
4	Comparaison entre la résistance au cisaillement prédite et les valeurs expérimentales	38
5	Analyse par éléments finis - Phase 3	39
6	Corrosion galvanique	39
7	Sommaire et conclusions	40
	Bibliographie	42
	Annexe A	45
	Annexe B	67

Liste des figures

Figure 1	Étriers de PRFC utilisés	5
Figure 2	Sections des poutres testées	6
Figure 3	Emplacement des jauges de déformation pour la poutre SC-9,5-2	16
Figure 4	Emplacement des jauges de déformation pour la poutre SC-9,5-3	17
Figure 5	Étriers de PRFC et torons d'acier après instrumentation	18
Figure 6	Emplacement des jauges de déformation sur la poutre SC-9,5-2	19
Figure 7	Emplacement des jauges de déformation sur la poutre SC-9,5-3	19
Figure 8	Détails d'armatures de la poutre SC-9,5-2	20
Figure 9	Détails d'armatures de la poutre SC-9,5-3 (Mi-portée)	20
Figure 10	Coulage de la poutre SC-9,5-2	21
Figure 11	Poutre SC-9,5-2 après la cure	21
Figure 12	Détails d'armatures de la poutre SC-9,5-3	22
Figure 13	Coulage de la poutre SC-9,5-3	22
Figure 14	Poutre SC-9,5-3 après la coulée	23
Figure 15	Cure de poutre SC-9,5-3 après la coulée	23
Figure 16	Schéma du montage	24
Figure 17	Détails du montage de l'essai et le système de chargement	25
Figure 18	Mesure de la largeur des fissures avec les LVDT	26
Figure 19	Poutre SC-9,5-2 après la rupture en cisaillement	27
Figure 20	Poutre SC-9,5-3 après la rupture en cisaillement	27
Figure 21	Rupture au niveau de la partie courbée des étriers	28
Figure 22	Patron de fissuration de la poutre SC-9,5-2 à la rupture	28
Figure 23	Patron de fissuration de la poutre SC-9,5-3 à la rupture	28
Figure 24	Variation de la flèche en fonction de la charge appliquée	29
Figure 25	Déformations dans le béton et dans les armatures longitudinales	30
Figure 26	Variation des déformations dans les étriers de la poutre SC-9,5-3	31
Figure 27	Déformations dans la partie courbée des étriers de la poutre SC-9,5-2	31
Figure 28	Distribution des déformations dans les étriers le long de la travée de cisaillement (SC-9,5-2)	32
Figure 29	Distribution des déformations dans les étriers le long de la travée de cisaillement (SC-9,5-3)	33
Figure 30	Déformations moyennes des étriers en fonction de la charge appliquée	34
Figure 31	Déformations moyennes des étriers qui croisent le plan de rupture	35
Figure 32	Parts de cisaillement reprises par le béton et les armatures de PRFC	37

Figure 33	Évolution de la largeur des fissures en fonction de la charge appliquée	38
Figure 34	Prévention contre la corrosion galvanique par isolation des étriers et des barres d'acier	40

Liste des tableaux

Tableau 1	Résumé des résultats de l'essai	26
Tableau 2	Déformations maximales dans les étriers de PRFC	34
Tableau 3	Contribution du béton et des étriers de PRFC à la résistance au cisaillement	37
Tableau 4	V_{exp}/V_{pred}	39

1 Introduction et mise en contexte

L'utilisation de matériaux composites de polymères renforcés de fibres (PRF) dans les infrastructures s'est rapidement accrue. Plusieurs projets de recherche visant à étudier le comportement à la flexion d'éléments structuraux, et de poutres de pont renforcés de barres d'armature de PRF ont été effectués. Cet effort de recherche a contribué à l'avancement de la technologie des PRF et a favorisé l'utilisation de ces matériaux sur le terrain dans la construction des ponts. On note depuis 1992 au Canada, des efforts significatifs visant à modifier la conception et la construction de structures de pont en développant des structures innovatrices intégrant les polymères renforcés de fibres (PRF), les capteurs de fibres optiques (FOS), et la surveillance du comportement structural des infrastructures [Mufti et Neale, 2007].

Depuis la fin des années 90, la Division des structures du Ministère des Transports du Québec (MTQ) s'est beaucoup intéressée au prolongement de la durée de vie des ponts routiers de 75 à 150 ans. Ces ponts durables peuvent être construits en utilisant les barres de PRF résistantes à la corrosion comme barres d'armature des tabliers de ponts. Dans l'objectif d'expérimenter et d'utiliser les barres de PRF, le MTQ a réalisé en collaboration avec l'Université de Sherbrooke, plusieurs projets de recherche visant l'utilisation des PRF dans les dalles en béton de tabliers de pont, sous sollicitations statiques et de fatigue [El-Gamal *et al.*, 2005, 2007; El-Ragaby *et al.*, 2007b,a; Bouguerra *et al.*, 2011] et dans les dispositifs de retenue de pont, sous des charges statiques et d'impact [El-Salakawy *et al.*, 2003b, 2004; Ahmed et Benmokrane, 2011; Ahmed *et al.*, 2013].

En outre, plusieurs applications ont été réalisées au Québec, comme le pont Joffre à Sherbrooke, le pont Wotton à Wotton, le pont de Magog sur l'autoroute 55 Nord, le pont de Cookshire-Eaton sur la route 108, le pont de Val-Alain sur l'autoroute 20 Est, et les nouveaux ponts sur le prolongement de l'autoroute 410 [El-Salakawy et Benmokrane, 2003; El-Salakawy *et al.*, 2003a, 2005; Benmokrane *et al.*, 2004, 2007; Ahmed *et al.*, 2014] et aux États-Unis comme le pont Morristown dans le Vermont [Benmokrane *et al.*, 2006] et les ponts situés sur la rue Pierce à Lima (Ohio, 1999), sur l'Avenue Salem en Dayton (Ohio, 1999), sur la route Rollins en Rollinsford (New Hampshire, 2000), dans la ville de Sierrita de la Cruz Creek dans le comté de Potter (Texas, 2000), sur la 53^{eme} Avenue en Bettendore (Iowa, 2001), sur la rue Bridge Street en Southfield (Michigan, 2001), sur l'autoroute 151 à Waupun (Wisconsin, 2005), et sur la route Y dans le comté de Boone (Missouri, 2007) [Eamon *et al.*, 2012].

La majorité de ces projets ont été axés sur l'utilisation des barres d'armature en matériaux composites de polymères renforcés de fibres de verre (PRFV), en raison de leur coût relativement bas comparé aux autres barres en matériaux composites de PRF (carbone et aramide).

Certains de ces ponts ont été en service pendant plus de 10 ans sans aucun signe de détérioration ou de problèmes imprévus. En outre, la durabilité de ces matériaux (PRFV) sur les ponts en béton armé, exposés aux différents aléas de l'environnement a été testée sur des périodes allant de 10 à 13 ans [Mufti *et al.*, 2005, 2007, 2011]. Les résultats des recherches [Mufti *et al.*, 2005, 2007, 2011] ont montré que la structure de la matrice du matériau composite de polymères renforcés de fibres de verre n'a pas été significativement perturbée durant l'exposition aux différents environnements. Les résultats montrent également que ni l'hydrolyse ni d'importants changements dans la température de transition vitreuse de la matrice ont eu lieu après l'exposition aux effets combinés de l'environnement alcalin du béton et à un environnement naturel externe pour 10 à 13 ans. Ces preuves convaincantes sur la durabilité des PRF encouragent une plus large acceptation de cette technologie dans de nouvelles applications avec durée de vie prolongée.

2 Description du projet de recherche

Peu de recherches ont été menées en vue d'étudier le comportement au cisaillement des poutres de pont comportant des étriers en matériaux composites de polymères renforcés de fibres (PRF). En raison de la différence des propriétés mécaniques entre les matériaux composites de PRF et l'armature d'acier, en particulier le module d'élasticité, la résistance au cisaillement des éléments structuraux en béton armé avec des barres d'armature longitudinales et/ou transversales de PRF peut être différente de celle des éléments en béton armé avec des armatures en acier. En outre, le pliage des barres de PRF pour développer un ancrage suffisant est à l'origine de la réduction significative de la capacité ultime des étriers de PRF [El-Sayed *et al.*, 2007; Ahmed *et al.*, 2009b]. Grâce aux activités de la chaire de recherche du CRSNG sur les matériaux composites novateurs de PRF pour les infrastructures en béton et en collaboration avec des partenaires industriels, des étriers en matériaux composites de polymères renforcés de fibres de carbone et de verre (PRFC et PRFV) ont été élaborés et caractérisés [El-Sayed *et al.*, 2007]. Ces nouveaux étriers présentent des caractéristiques satisfaisantes à court et à long terme et la résistance en traction des étriers de PRFC est plus élevée que la limite d'élasticité de l'armature d'acier (400 MPa).

Un projet de recherche dont l'objectif principal est de promouvoir l'utilisation d'étriers en matériaux composites de polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC), dans les poutres de pont en béton armé de type NEBT (*New England Bulb Tee-beam*) a été mis sur pied et conduit à l'Université de Sherbrooke. Ce projet de recherche vise à étudier le comportement au cisaillement des poutres de pont en béton armé, avec des armatures transversales compo-

sées d'étriers de PRFC. L'étude expérimentale comporte trois (3) phases comme suit :

La phase 1 vise le développement de nouveaux étriers en matériaux composites de polymères renforcés de fibres de carbone (Phase 1-A) et leur caractérisation mécanique et structurelle (Phase 1-B). La phase 1-A comporte des essais sur différents barres pliées et étriers de matériaux composites de polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC), et ce, conformément à la section B.12 du guide d'essais de l'ACI 440. Les essais sont menés sur différents diamètres, produits et configurations d'étriers. La phase 1-B comporte le test de douze (12) spécimens d'étriers (conformément à la section B.5 des méthodes d'essais du guide de l'ACI 440). Les paramètres étudiés lors de la phase 1-B sont la longueur de la partie courbée au-delà de la courbure, l'ancrage, le diamètre de la barre ainsi que la longueur encastrée de l'étrier. Les résultats des essais des blocs de béton indiquent que la résistance de la partie courbée de l'étrier en PRFC est adéquate et satisfait les exigences des différents codes et guides de conception. Ces essais ont permis également de déterminer une géométrie optimale pour l'étrier, et d'émettre des recommandations pour la longueur de la partie courbée au-delà du coin de l'étrier, en vue de garantir une résistance suffisante au niveau de la partie courbée de l'étrier. Cette phase comporte également deux (2) poutres en béton (section rectangulaire) avec des armatures transversales composées de ces nouveaux étriers de PRFC. Le comportement des étriers de PRFC dans la poutre de béton a été satisfaisant jusqu'à la rupture en flexion de la poutre de béton. Les résultats de cette phase du projet de recherche ont été publiés [El-Sayed *et al.*, 2007] et des rapports techniques ont été soumis au Ministère des Transports du Québec (MTQ).

La phase 2 quant à elle comprend des essais en vraie grandeur de poutres en T avec des armatures transversales composées d'étriers en PRFC. Un rapport sur les essais de la première poutre en T a été produit et soumis au MTQ en mars 2006 (Phase 2-A). Le rapport comprend le concept de dimensionnement, la relation entre les poutres en T type NEBT utilisées par le MTQ et les spécimens testés ainsi que les résultats obtenus. De plus, les résultats des essais de la poutre ont été présentés et débattus le 12 juillet 2006, lors de la réunion avec le MTQ à l'Université de Sherbrooke (Québec, Canada). À l'issue de cette réunion, il a été convenu d'utiliser les mêmes géométries, dimensions et armatures longitudinales (première poutre testée) pour les deux (2) spécimens de poutre de la phase 2-B. La seule différence entre la première poutre en T (Phase 2-A) et les deux autres poutres en T (Phase 2-B) réside en l'absence d'une petite précontrainte dans les poutres de la phase 2-B et utilisée uniquement dans la première poutre (Phase 2-A) pour maintenir les torons d'acier en place. Cette précontrainte est très négligeable et n'augmentera pas la résistance à la flexion des spécimens

de poutres testés. La précontrainte augmente par contre la résistance au cisaillement de la poutre, car elle réduit la contrainte longitudinale à la section critique de la poutre.

Les résultats d'essais des deux (2) poutres de la phase 2-B (SC-9,5-2 et SC-9,5-3) ainsi que les conclusions préliminaires ont été soumis au MTQ en mars 2008. Il convient de mentionner que les essais réalisés dans le cadre de ce projet font partie intégrante d'un vaste projet de recherche conduit à l'Université de Sherbrooke, à travers la chaire de recherche du CRSNG sur les matériaux composites novateurs de PRF pour les infrastructures en béton, en vue d'étudier le comportement au cisaillement de poutres en béton armé avec différents types et ratios d'étriers de PRF [Ahmed *et al.*, 2010a,b, 2009a,b].

La phase 3 comporte une analyse par éléments finis des poutres en T testées pendant la phase 2-B (SC-9,5-2 et SC-9,5-3), à l'aide de la version commerciale du logiciel d'éléments finis ABAQUS. Le rapport final de cette phase a été soumis au Ministère des Transports du Québec (MTQ) en mars 2014 [Massicotte *et al.*, 2014] (Annexe B).

Le rapport final de ce projet de recherche présente les résultats des essais des poutres testées pendant la phase 2-B, avec des conclusions et des recommandations finales. Les spécimens (SC-9,5-2 et SC-9,5-3) ont été dimensionnés conformément au Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-06) et les détails de calcul ont été présentés dans un rapport d'avancement soumis au Ministère des Transports du Québec (MTQ) en mars 2008. Aussi, des sections supplémentaires présentant la conception selon l'édition 2010 du supplément n°1 au Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA S6S1-10 - CAN/CSA-S6-06), ont été introduites dans le rapport puisque les règles de conception au cisaillement ont été mises à jour. Une comparaison entre les résultats expérimentaux et la résistance au cisaillement prédit par le code CSA S6-06 et le supplément n°1 CSA S6S1-10 a été également présenté dans ce rapport.

3 Programme expérimental - Phase 2-B

3.1 Matériaux

Les poutres testées ont été coulées dans le laboratoire de l'Université de Sherbrooke les 21 février et 20 mars 2007. Le béton utilisé est de type V conformément aux exigences du Ministère des Transports du Québec (MTQ), avec une résistance en compression minimale de 35 MPa à 28 jours. Les résistances en compression et en traction ont été déterminées suivant des essais standards lors des essais sur les poutres bétonnées. Les résistances en compression des

poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3 sont respectivement de 42 et 35 MPa. Quant aux résistances à la traction, elles ont été déterminées à l'aide d'essai de traction par fendage sur des cylindres de béton, et sont respectivement de 3,03 et 2,9 MPa pour les poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3. Des barres d'armature en acier 15M (diamètre de 15,9 mm) et 10M (11,3 mm de diamètre) ont été utilisées comme armature supérieure pour la poutre et la dalle respectivement. Les limites élastiques des barres d'acier 10M et 15M sont respectivement de 470 et 450 MPa, tandis que leur module d'élasticité est de 200 GPa. En outre, des torons d'acier 7 fils de 0,6 pouce de diamètre (140 mm^2) ont été utilisés comme armatures longitudinales dans les poutres. La résistance à la traction de ces torons d'acier est 1860 MPa et leur module d'élasticité est de 200 GPa.

Des étriers en matériaux composites de polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC) n° 10 enrobés de sable (9,5 mm de diamètre) ont été utilisés comme armatures de cisaillement. Chaque étrier de PRFC est composé de deux (2) parties en forme de C. Ces deux parties sont liées ensemble pour former un étrier. La figure 1 montre les détails des étriers en PRFC. Des essais récents sur les nouveaux étriers de PRFC utilisés dans les poutres ont été réalisés. Ces essais ont permis d'établir la résistance moyenne à la traction de la partie droite des étriers de PRFC à 1538 MPa, tandis que pour la partie courbée, elle est de 800 MPa. Le module d'élasticité des barres de PRFC est de 130 GPa. Toutes les barres en fibres de carbone utilisées dans ce projet de recherche ont été fabriquées par l'entreprise Pultrall Inc. (Thetford Mines, Québec, Canada).

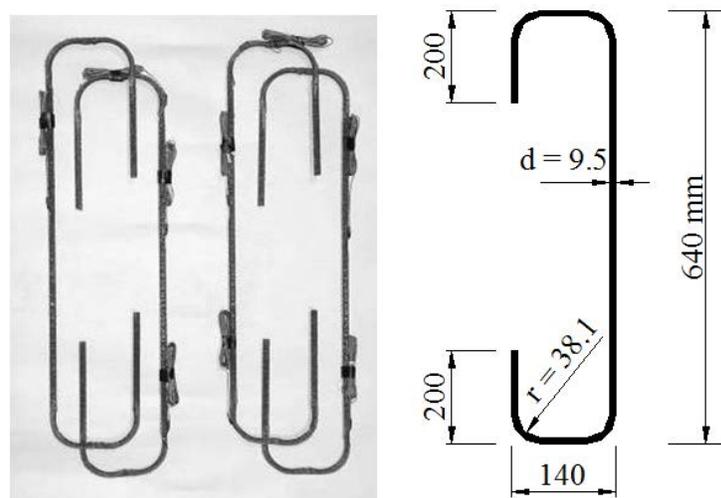


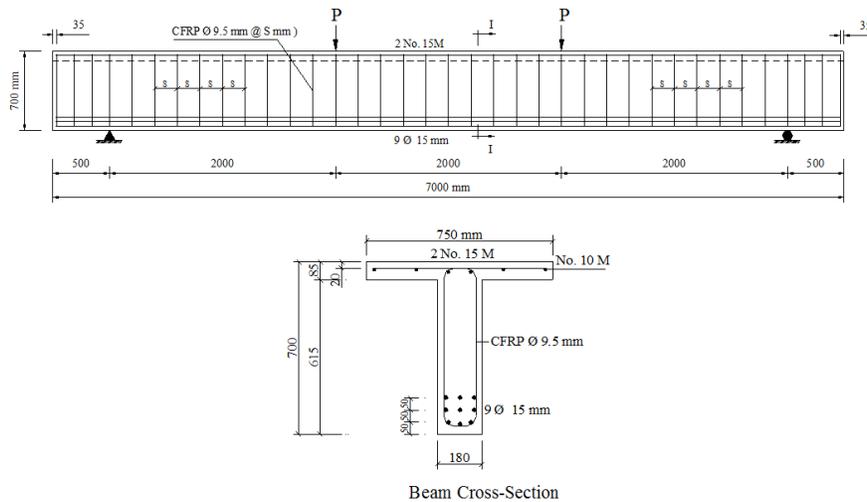
Figure 1 – Étriers de PRFC utilisés

3.2 Description des poutres en T

Les poutres en T ont une longueur de 7 mètres avec une section transversale en forme de T de hauteur totale de 700 mm et avec une largeur de l'âme de 180 mm. La largeur ainsi que l'épaisseur de la semelle sont respectivement de 750 mm et 85 mm.

Les poutres testées ont été désignées sous la forme d'AB-X-#. La première lettre indique le type d'armature longitudinale (S : acier), tandis que la seconde lettre désigne le type d'armature de cisaillement (C : carbone). Le nombre suivant indique le diamètre des étriers de PRF utilisé (en mm) et le dernier numéro se réfère à l'espacement des étriers comme un rapport de la profondeur effective de la poutre (2 : l'espacement de l'étrier est égal à $d/2$; 3 : l'espacement de l'étrier est égal à $d/3$).

La poutre SC-9,5-2 a pour armatures longitudinales neuf (9) torons d'acier 7 fils et pour armatures transversales des étriers en PRFC enrobés de sable de diamètre de 9,5 mm et espacés de $d/2$ (300 mm). La poutre SC-9,5-3 est semblable à la poutre SC-9,5-2 en terme d'armatures longitudinales. Par contre, les armatures de cisaillement sont constituées d'étriers en PRFC de 9,5 mm de diamètre espacés de $d/3$ (200 mm). La figure 2 montre les détails des poutres.



S= 300 (d/2) pour SC-9.5-2

S= 200 (d/3) pour SC-9.5-3

S= 300 (d/2) pour la poutre SC-9,5-2

S= 200 (d/3) pour la poutre SC-9,5-3

Figure 2 – Sections des poutres testées

3.3 Prédications du comportement des poutres en T

Selon les dimensions et les armatures des poutres testées, il est prévu que les deux poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3 (ayant pour armatures longitudinales neuf (9) torons d'acier 7 fils de diamètre de 0,6 pouce et pour armatures en cisaillement des étriers en PRFC enrobés de sable de 9,5 mm de diamètre espacés de 300 mm, 200 mm, ce qui représente $d/2$ et $d/3$ respectivement) rompent en cisaillement (rupture des étriers en PRFC). La résistance en flexion des poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3 était de 1144 kN.m (moment résistant) et la résistance nominale au cisaillement (calculée selon la norme CSA S6-06) pour les deux poutres était de 189 kN. Au moment du test, la résistance à la compression du béton était de 42 et 35 MPa pour les poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3 respectivement. Il convient de mentionner que si l'on considère les coefficients de tenue du béton et du PRFC, la résistance au cisaillement pour les poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3 sera de 153 kN. Les calculs détaillés des deux poutres en T selon le Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA S6-06) et selon la norme CSA A23.3-04 sont présentés à l'annexe A.

Les résistances en cisaillement des deux poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3 sont calculées selon les exigences des sections 8.9 et 16 du Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA S6-06), en utilisant la méthode générale comme suit :

(a) Poutre en T SC-9,5-2

$$V_r = V_c + V_{st} + V_p$$

En lieu et place de la force de précontrainte et en utilisant des étriers de PRFC l'équation précédente devient :

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

Résistance pondérée au cisaillement, générée par les contraintes de traction dans le béton :

$$V_c = 2,5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v$$

$$\begin{aligned} \text{Avec } d_v &= 0,9d = 0,9 \times 600 = 540 \text{ mm} \\ f_{cr} &= 0,4 \times \sqrt{42} = 2,59 \text{ MPa} < 3,2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Résistance pondérée au cisaillement assurée par l'armature de cisaillement en PRF :

$$V_{FRP} = \frac{\phi_{frp} A_{fv} \sigma_v d_v \cot \theta}{s}$$

La méthode générale est utilisée pour déterminer les valeurs de θ et β

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f - V_p + 0,5N_f - A_p F_{p0}}{2(E_s A_s + E_p A_p)}$$

Étant donné qu'il n'y a pas de charge axiale normale et de charge de précontrainte, nous avons : $N_f = 0$ et $V_p = 0$

Poids propre de la poutre : $W = (0,18 \times (0,70 - 0,85) + 0,85 \times 0,75) \times 24 = 4,187$ kN/m

La résistance au cisaillement sera calculée à d_v du nu de l'appui de la poutre (660 mm de l'axe de l'appui)

$$M_f = V_f \times 0,66 + 4,187 \times 6/2 \times 0,66 - 4,187 \times 0,66^2/2 = (0,66V_f + 7,38) \text{ kN.m}$$

$$\varepsilon_x = \frac{((0,66V_f + 7,38)/0,54 + V_f + 9,80) \times 1000}{2(200000 \times 1260)}$$

En supposant une valeur pour V_f , la valeur de ε_x peut être calculée. Ainsi, les valeurs de θ et β se déduisent des équations suivantes :

$$\beta = \frac{0,4}{(1 + 1500\varepsilon_x)} \frac{1300}{(1000 + S_{ze})}$$

$$\theta = (29 + 7000\varepsilon_x)(0,88 + S_{ze}/2500)$$

Avec $S_{ze} = 300$ mm

Une fois les valeurs de θ et β obtenues, les résistances pondérées au cisaillement assurées par le béton (V_c) et par l'armature de cisaillement en PRF (V_{FRP}) se calculent comme suit :

$$\sigma_v = \frac{(0,05r/d_s + 0,3) F_{FRPbend}}{1,5}$$

$$\sigma_v = E_{vFRP} \varepsilon_v$$

$$\varepsilon_v = 0,0001 \left(f'_c \frac{\rho_s E_{FRP}}{\rho_v E_{vFRP}} \right)^{0,5} \left(1 + 2 \frac{\sigma_N}{f'_c} \right) \leq 0,0025$$

$$\sigma_v = \frac{(0,05 \times 38,1/9,5 + 0,3) \times 1538}{1,5} = 513,2 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_v = 0,0001 \left(42 \times \frac{0,0117 \times 200}{0,00263 \times 130} \right)^{0,5} \times 1 = 0,001701 \leq 0,0025$$

$$\sigma_v = 130000 \times 0,001701 = 219,73 \text{ MPa}$$

Donc $\sigma_v = 219,73$ MPa

$$V_{FRP} = \frac{2 \times 71 \times 219,73 \times 540 \times \cot \theta}{300} \times 10^{-3}$$

$$V_c = 2,5 \times \beta \times 2,59 \times 180 \times 540 \times 10^{-3}$$

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

Cette itération doit être répétée tant que $V_r \neq V_f$

$$\text{Donc } V_r = 109 + 80 = 189 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_x = 0,0008563 < 0,003 \quad \text{O.K}$$

Si la résistance au cisaillement est calculée à d_v de la surface de la plaque de chargement (pour tenir compte de l'interaction flexion-cisaillement), elle serait de 161 kN. Cette section est la seule critique.

(b) Poutre en T SC-9,5-3

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

Résistance pondérée au cisaillement, générée par les contraintes de traction dans le béton :

$$V_c = 2,5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v$$

$$\text{Avec } d_v = 0,9d = 0,9 \times 600 = 540 \text{ mm}$$

$$f_{cr} = 0,4 \times \sqrt{35} = 2,37 \text{ MPa} < 3,2 \text{ MPa}$$

Résistance pondérée au cisaillement assurée par l'armature de cisaillement en PRF :

$$V_{FRP} = \frac{\phi_{frp} A_{fv} \sigma_v d_v \cot \theta}{s}$$

La méthode générale est utilisée pour déterminer les valeurs de θ et β :

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f - V_p + 0,5N_f - A_p F_{p0}}{2(E_s A_s + E_p A_p)}$$

Étant donné qu'il n'y a pas de charge axiale normale et de charge de précontrainte, nous avons : $N_f = 0$ et $V_p = 0$

Poids propre de la poutre : $W = (0,18 \times (0,70 - 0,85) + 0,85 \times 0,75) \times 24 = 4,187 \text{ kN/m}$

La résistance au cisaillement sera calculée à d_v du nu de l'appui de la poutre (660 mm de l'axe de l'appui)

$$M_f = V_f \times 0,66 + 4,187 \times 6/2 \times 0,66 - 4,187 \times 0,66^2/2 = (0,66V_f + 7,38) \text{ kN.m}$$

$$\varepsilon_x = \frac{((0,66V_f + 7,38)/0,54 + V_f + 9,80) \times 1000}{2(200000 \times 1260)}$$

En supposant une valeur pour V_f , la valeur de ε_x peut être calculée. Ainsi, les valeurs de θ et β se déduisent des équations suivantes :

$$\beta = \frac{0,4}{(1 + 1500\varepsilon_x)} \frac{1300}{(1000 + S_{ze})}$$

$$\theta = (29 + 7000\varepsilon_x)(0,88 + S_{ze}/2500)$$

Avec $S_{ze} = 300$ mm

Une fois les valeurs de θ et β obtenues, les résistances pondérées au cisaillement assurées par le béton et par l'armature de cisaillement en PRF se calculent comme suit :

$$\sigma_v = \frac{(0,05r/d_s + 0,3) F_{FRPbend}}{1,5}$$

$$\sigma_v = E_{vFRP}\varepsilon_v$$

$$\varepsilon_v = 0,0001 \left(f'_c \frac{\rho_s E_{FRP}}{\rho_v E_{vFRP}} \right)^{0,5} \left(1 + 2 \frac{\sigma_N}{f'_c} \right) \leq 0,0025$$

$$\sigma_v = \frac{(0,05 \times 38,1/9,5 + 0,3) \times 1538}{1,5} = 513,2 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_v = 0,0001 \left(35 \times \frac{0,0117 \times 200}{0,00394 \times 130} \right)^{0,5} \times 1 = 0,001269 \leq 0,0025$$

$$\sigma_v = 130000 \times 0,001269 = 163,9 \text{ MPa}$$

Donc $\sigma_v = 163,9$ MPa

$$V_{FRP} = \frac{2 \times 71 \times 169,9 \times 540 \times \cot \theta}{200} \times 10^{-3}$$

$$V_c = 2,5 \times \beta \times 2,37 \times 180 \times 540 \times 10^{-3}$$

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

L'itération doit être répétée tant que $V_r \neq V_f$

$$\text{Donc } V_r = 100 + 89 = 189 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_x = 0,0008653 < 0,003 \quad \text{O.K}$$

Si la résistance au cisaillement est calculée à d_v de la surface de la plaque de chargement (pour tenir compte de l'interaction flexion-cisaillement), elle serait de 161 kN. Cette

section est la seule critique.

En tenant compte du supplément n°1 à la CAN/CSA-S6-06, Code canadien sur le calcul des ponts routiers, les résistances au cisaillement des poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3 sont calculées et présentées ci-dessous aux fins de comparaison et d'évaluation des différences, le cas échéant. Les calculs de conception de cisaillement, énumérés ci-dessous, sont également présentés à l'annexe A.

Les résistances nominales au cisaillement (calculées selon CSA S6S1-10) sont de 227,1 et de 272,4 kN pour les poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3 respectivement. Il convient de mentionner que si les coefficients de tenus des matériaux sont considérés pour le béton et le PRFC, la résistance au cisaillement pour les poutres SC-9,5-2 et CS-9,5-3 seront respectivement de 186,4 et 204,4 kN.

(a) Poutre en T SC-9,5-2

La résistance pondérée au cisaillement pour les poutres en béton armé d'acier ou de PRF (armatures longitudinales) avec des armatures transversales en acier ou en PRF est donnée par l'équation suivante :

$$V_r = V_c + V_{st} + V_p$$

Pour les poutres non précontraintes et comprenant des armatures transversales en PRF, l'équation précédente devient :

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

Résistance pondérée au cisaillement, générée par les contraintes de traction dans le béton :

$$V_c = 2,5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v$$

$$\begin{aligned} \text{Avec } d_v &= 0,9d = 0,9 \times 600 = 540 \text{ mm} \\ f_{cr} &= 0,4 \times \sqrt{42} = 2,59 \text{ MPa} < 3,2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Résistance pondérée au cisaillement assurée par l'armature de cisaillement en PRF :

$$V_{FRP} = \frac{\phi_{frp} A_{fv} \sigma_v d_v \cot \theta}{s}$$

La méthode générale est utilisée pour déterminer les valeurs de θ et β :

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f - V_p + 0,5N_f - A_p F_{p0}}{2(E_s A_s + E_p A_p)}$$

Étant donné qu'il n'y a pas de charge axiale normale et de charge de précontrainte, nous avons : $N_f = 0$ et $V_p = 0$

Poids propre de la poutre : $W = (0,18 \times (0,70 - 0,85) + 0,85 \times 0,75) \times 24 = 4,187$ kN/m

La résistance au cisaillement sera calculée à d_v du nu de l'appui de la poutre (660 mm de l'axe de l'appui)

$$M_f = V_f \times 0,66 + 4,187 \times 6/2 \times 0,66 - 4,187 \times 0,66^2/2 = (0,66V_f + 7,38) \text{ kN.m}$$

$$\varepsilon_x = \frac{((0,66V_f + 7,38)/0,54 + V_f + 9,80) \times 1000}{2(200000 \times 1260)}$$

En supposant une valeur pour V_f , la valeur de ε_x peut être calculée. Ainsi, les valeurs de θ et β se déduisent des équations suivantes :

$$\beta = \frac{0,4}{(1 + 1500\varepsilon_x)} \frac{1300}{(1000 + S_{ze})}$$

$$\theta = (29 + 7000\varepsilon_x)(0,88 + S_{ze}/2500)$$

Avec $S_{ze} = 300$ mm

Une fois les valeurs de θ et β obtenues, les résistances pondérées au cisaillement assurées par le béton et par l'armature de cisaillement en PRF se calculent comme suit :

$$\sigma_v = \frac{(0,05r/d_s + 0,3) F_{FRPbend}}{1,5}$$

$$\sigma_v = E_{vFRP} \varepsilon_v$$

$$\varepsilon_v = 0,004$$

$$\sigma_v = \frac{(0,05 \times 38,1/9,5 + 0,3) \times 1538}{1,5} = 513,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_v = 130000 \times 0,004 = 520 \text{ MPa}$$

Donc $\sigma_v = 513,2$ MPa

$$V_{FRP} = \frac{2 \times 71 \times 513,2 \times 540 \times \cot \theta}{300} \times 10^{-3}$$

$$V_c = 2,5 \times \beta \times 2,59 \times 180 \times 540 \times 10^{-3}$$

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

L'itération doit être faite tant que $V_r \neq V_f$

$$\text{Donc } V_r = 73,1 + 154 = 227,1 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_x = 0,001636 < 0,003 \quad \text{O.K}$$

(b) Poutre en T SC-9,5-3

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

Résistance pondérée au cisaillement, générée par les contraintes de traction dans le béton :

$$V_c = 2,5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v$$

$$\text{Avec } d_v = 0,9d = 0,9 \times 600 = 540 \text{ mm}$$

$$f_{cr} = 0,4 \times \sqrt{35} = 2,37 \text{ MPa} < 3,2 \text{ MPa}$$

Résistance pondérée au cisaillement assurée par l'armature de cisaillement en PRF :

$$V_{FRP} = \frac{\phi_{frp} A_{fv} \sigma_v d_v \cot \theta}{s}$$

La méthode générale est utilisée pour déterminer les valeurs de θ et β :

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f - V_p + 0,5N_f - A_p F_{p0}}{2(E_s A_s + E_p A_p)}$$

Étant donné qu'il n'y a pas de charge axiale normale et de charge de précontrainte, nous avons : $N_f = 0$ et $V_p = 0$

Poids propre de la poutre : $W = (0,18 \times (0,70 - 0,85) + 0,85 \times 0,75) \times 24 = 4,187 \text{ kN/m}$

La résistance au cisaillement sera calculée à d_v du nu de l'appui de la poutre (660 mm de l'axe de l'appui)

$$M_f = V_f \times 0,66 + 4,187 \times 6/2 \times 0,66 - 4,187 \times 0,66^2/2 = (0,66V_f + 7,38) \text{ kN.m}$$

$$\varepsilon_x = \frac{((0,66V_f + 7,38)/0,54 + V_f + 9,80) \times 1000}{2(200000 \times 1260)}$$

En supposant une valeur pour V_f , la valeur de ε_x peut être calculée. Ainsi, les valeurs de θ et β se déduisent des équations suivantes :

$$\beta = \frac{0,4}{(1 + 1500\varepsilon_x)} \frac{1300}{(1000 + S_{ze})}$$

$$\theta = (29 + 7000\varepsilon_x) (0,88 + S_{ze}/2500)$$

Avec $S_{ze} = 300$ mm

Une fois les valeurs de θ et β obtenues, les résistances pondérées au cisaillement assurées par le béton et par l'armature de cisaillement en PRF se calculent comme suit :

$$\sigma_v = \frac{(0,05r/d_s + 0,3) F_{FRPbend}}{1,5}$$

$$\sigma_v = E_{vFRP}\varepsilon_v$$

$$\varepsilon_v = 0,004$$

$$\sigma_v = \frac{(0,05 \times 38,1/9,5 + 0,3) \times 1538}{1,5} = 513,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_v = 130000 \times 0,004 = 520 \text{ MPa}$$

Donc $\sigma_v = 513,2$ MPa

$$V_{FRP} = \frac{2 \times 71 \times 513,2 \times 540 \times \cot \theta}{300} \times 10^{-3}$$

$$V_c = 2,5 \times \beta \times 2,59 \times 180 \times 540 \times 10^{-3}$$

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

L'itération doit être faite tant que $V_r \neq V_f$

$$\text{Donc } V_r = 58,7 + 214 = 272,7 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_x = 0,001946 < 0,003 \quad \text{O.K}$$

Les calculs précédents ont été réalisés selon les exigences du Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6-06) et de son supplément n°1 (CSA S6S1-10). Cependant, en raison des attentes des auteurs qui prévoyaient un mode de rupture des poutres par la rupture de la partie courbée des étriers de PRFC, les résistances au cisaillement des poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3 ont été calculées une fois de plus en tenant compte de la contrainte maximale au niveau de la partie courbée de l'étrier de PRFC (800 MPa). Les calculs précédents ont été faits dans le but de prédire la charge de rupture des poutres en tenant compte des propriétés réelles des matériaux (Résistance de la portion courbe de 800 MPa pour la barre de PRFC et la résistance à la fissuration du béton f_{cr} de 3,03 et 2,9 MPa pour les poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3 respectivement). Ainsi, les charges de rupture par cisaillement sont estimées à 334 kN et 411 kN respectivement pour les poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3. Les détails des calculs se présentent comme suit :

(a) Poutre en T SC-9,5-2

$$V_{sf} = \frac{2 \times 71 \times 800 \times 540 \times \cot \theta}{300} \times 10^{-3}$$

$$V_c = 2,5\beta f_{cr} \times 180 \times 540 \times 10^{-3}$$

$$V_u = 92 + 242 = 334 \text{ kN avec } f_{cr} = 3,03 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_x = 0,0015413 < 0,003 \quad \text{O.K}$$

(b) Poutre en T SC-9,5-3

$$V_{sf} = \frac{2 \times 71 \times 800 \times 540 \times \cot \theta}{200} \times 10^{-3}$$

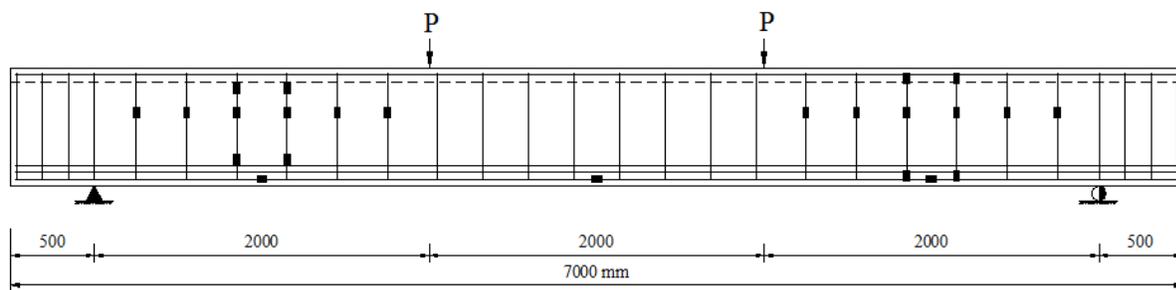
$$V_c = 2,5\beta f_{cr} \times 180 \times 540 \times 10^{-3}$$

$$V_u = 76 + 335 = 411 \text{ kN avec } f_{cr} = 2,9 \text{ MPa}$$

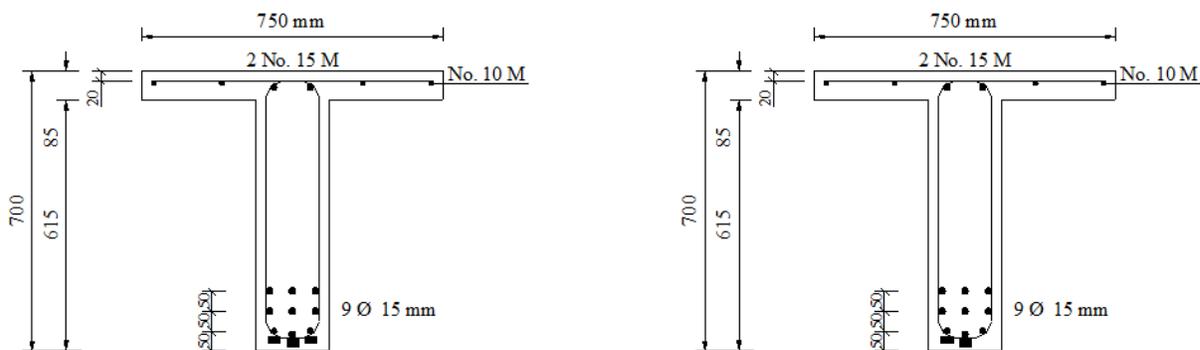
$$\varepsilon_x = 0,001894 < 0,003 \quad \text{O.K}$$

3.4 Instrumentation

Pour mesurer les déformations en flexion des armatures, des jauges électriques de déformation avec une longueur entre repères de 6 mm ont été installées sur les barres longitudinales, à la mi-travée de cisaillement et à la mi-portée des poutres. Des jauges électriques de déformation avec une longueur entre repères de 6 mm ont été également installées sur les étriers situés sur la travée de cisaillement (à la position de l'axe neutre de la poutre et sur la partie courbée des étriers). Une attention particulière est portée aux étriers de PRFC situés à mi-travée de cisaillement afin de représenter adéquatement la distribution des déformations le long de la travée de cisaillement. Des jauges électriques de déformation additionnelles de 70 mm de long ont été installées à la surface supérieure du béton pour mesurer les déformations dues à la compression du béton à mi-portée de la poutre et à mi-travée de cisaillement. De plus, une jauge électrique de déformation de 70 mm de long a été installée sur la poutre de béton sous la semelle et à mi-portée de la poutre (25 mm de la surface supérieure de la semelle). Les détails de l'instrumentation des poutres sont présentés dans les figures 3 à 7.



(a) Jauges de déformation sur les étriers



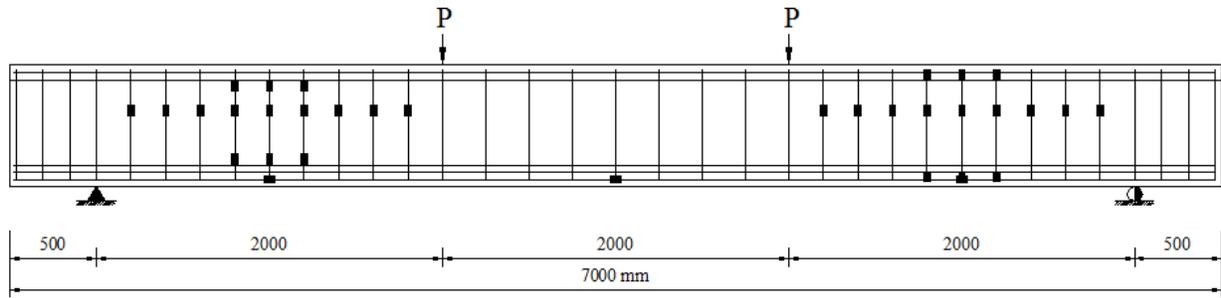
(i) Mi-travée

(ii) Mi-travée de cisaillement

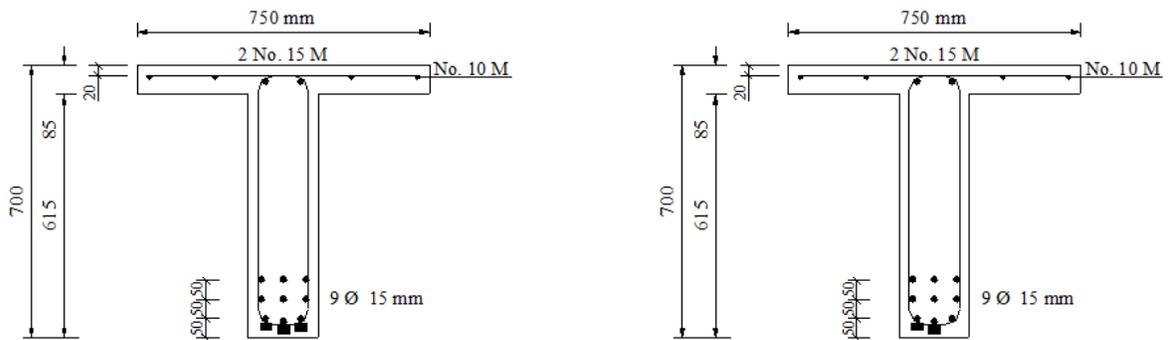
(b) Jauges de déformation sur les torons longitudinaux

Figure 3 – Emplacement des jauges de déformation pour la poutre SC-9,5-2

La flèche à mi-portée de la poutre est mesurée en utilisant deux (2) LVDT tandis que la flèche à mi-travée de cisaillement est mesurée en utilisant un LVDT installé à chaque section. Les largeurs des fissures de cisaillement sont mesurées à l'aide de six (6) petits LVDT à haute précision ($\pm 0,001$) installés aux emplacements de fissures de cisaillement dès leur apparition (trois à chaque travée de cisaillement). En outre, dans le but de vérifier la largeur des fissures, trente-six (36) DEMEC ont été installés dans chaque poutre pour mesurer la largeur des fissures (dix-huit (18) pour chaque fissure de cisaillement, ce qui correspond à neuf (9) jauges). Les lectures de ces jauges DEMEC sont effectuées en utilisant un dispositif de lecture numérique de déformations spécialement conçu à cet effet. Aussi, deux (2) systèmes d'acquisition de données ont été connectés à deux (2) ordinateurs pour contrôler le taux de chargement, et pour enregistrer les flèches, les déformations dans le béton et dans les armatures (étriers et torons d'acier longitudinaux). La formation et la propagation des fissures dans les poutres ainsi que les charges correspondantes ont été marquées et enregistrées pendant les essais.



(a) Jauges de déformation sur les étriers

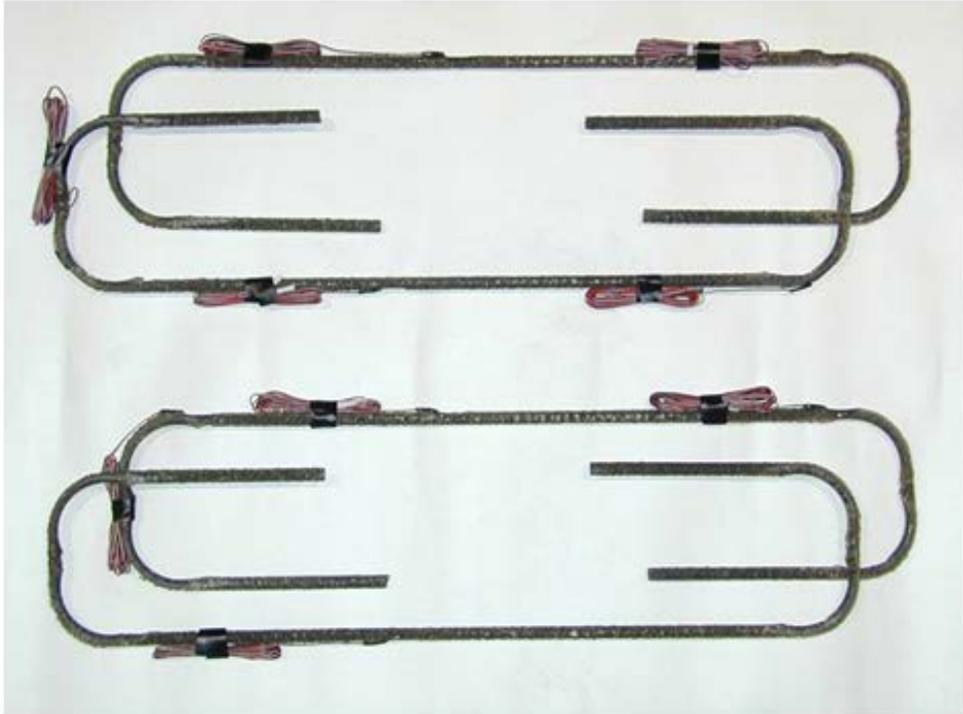


(i) Mi-travée

(ii) Mi-travée de cisaillement

(b) Jauges de déformation sur les torons longitudinaux

Figure 4 – Emplacement des jauges de déformation pour la poutre SC-9,5-3

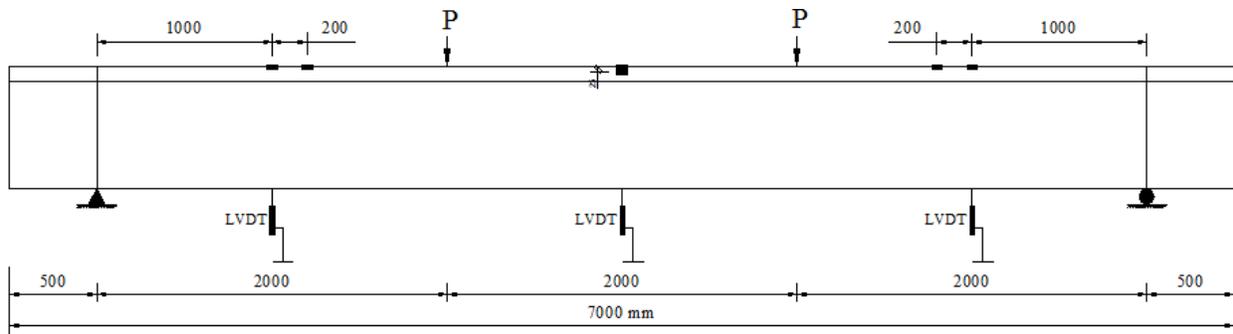


(a) Étriers de PRFC instrumentés avec des jauges de déformation

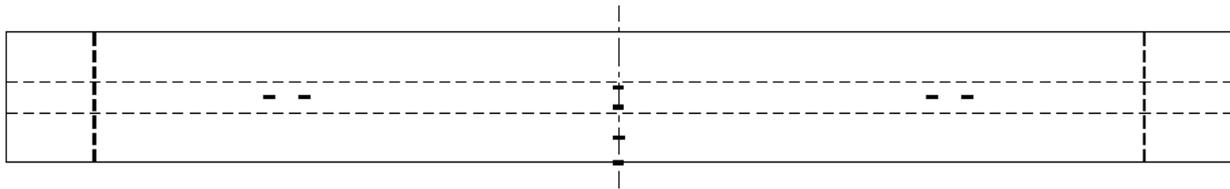


(b) Torons d'acier après instrumentation (Mi-portée).

Figure 5 – Étriers de PRFC et torons d'acier après instrumentation

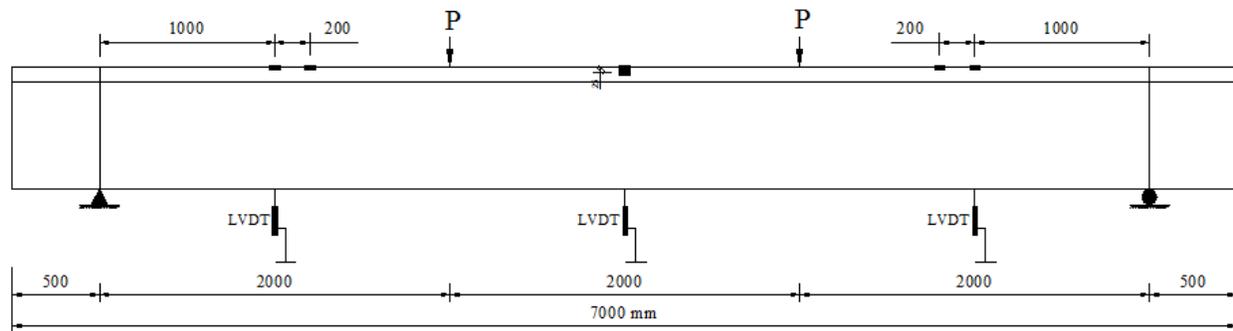


(a) Vue en élévation

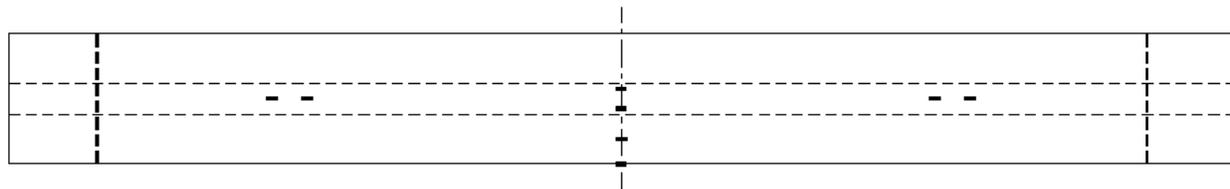


(b) Vue en plan

Figure 6 – Emplacement des jauges de déformation sur la poutre SC-9,5-2



(a) Vue en élévation



(b) Vue en plan

Figure 7 – Emplacement des jauges de déformation sur la poutre SC-9,5-3

3.5 Fabrication des poutres

La poutre SC-9,5-2 a été coulée le 20 février 2007. Après la coulée, elle a subi une cure humide pendant quatorze (14) jours. Après cela, la poutre a été décoffrée et installée dans le laboratoire de l'Université de Sherbrooke. La seconde poutre SC-9,5-3 a été coulée le 21 mars 2007. Comme la première poutre, elle a subi également une cure humide. Par la suite, les deux (2) poutres ont été transportées dans le laboratoire de structure de l'Université de Sherbrooke en juin pour être testées. Les figures 8 à 15 montrent le coffrage, le coulage et la cure des deux (2) poutres.



Figure 8 – Détails d'armatures de la poutre SC-9,5-2



Figure 9 – Détails d'armatures de la poutre SC-9,5-3 (Mi-portée)



Figure 10 – Coulage de la poutre SC-9,5-2



Figure 11 – Poutre SC-9,5-2 après la cure



Figure 12 – Détails d'armatures de la poutre SC-9,5-3



Figure 13 – Coulage de la poutre SC-9,5-3



Figure 14 – Poutre SC-9,5-3 après la coulée



Figure 15 – Cure de poutre SC-9,5-3 après la coulée

3.6 Montage d'essais et mode opératoire

Les poutres ont été soumises à un essai de flexion quatre (4) points sur une portée libre de 6000 mm avec des débordements de 500 mm de part et d'autre de la travée principale, dans le but de garantir une longueur de scellement adéquate et prévenir le glissement des armatures longitudinales. La travée de cisaillement mesure 2000 mm, ce qui correspond à un ratio travée de cisaillement - profondeur de la poutre de 3,33 (figure 2). Pour prévenir des ruptures locales sous les plaques de chargement, deux (2) bandes épaisses en caoutchouc de 10 mm d'épaisseur sont utilisées sous les plaques d'acier et sur les appuis de la poutre. Ensuite, la charge est appliquée de façon graduelle à l'aide de deux (2) vérins de 1000 kN avec un taux de chargement de 5 kN/minute. Les deux (2) vérins sont connectés à la même pompe et sont paramétrés pour fonctionner simultanément. Les deux (2) vérins sont fixés à une poutre rigide qui à son tour est liée à deux (2) cadres en acier fixés sur le plancher rigide du laboratoire de structure de l'Université de Sherbrooke. Aussi, pour prévenir la translation dans le plan et le mouvement hors plan des deux vérins, ils sont raccordés ensemble à l'aide d'une poutre rigide qui maintient une distance constante entre les deux (2) vérins et chacun d'entre eux est fixé au cadre en utilisant deux (2) tiges. Le schéma de montage complet est illustré à la figure 16. La figure 17 montre la configuration du montage après l'installation des poutres et le début de l'essai.

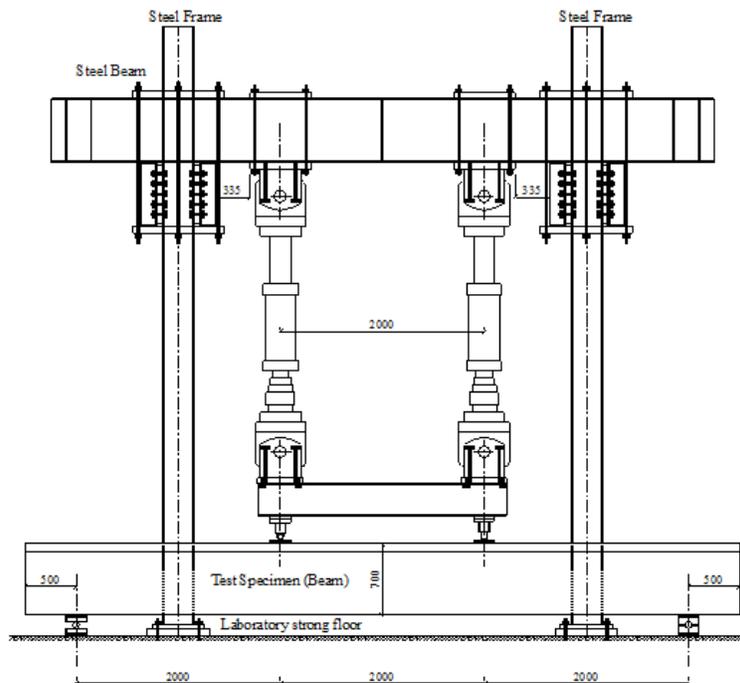


Figure 16 – Schéma du montage

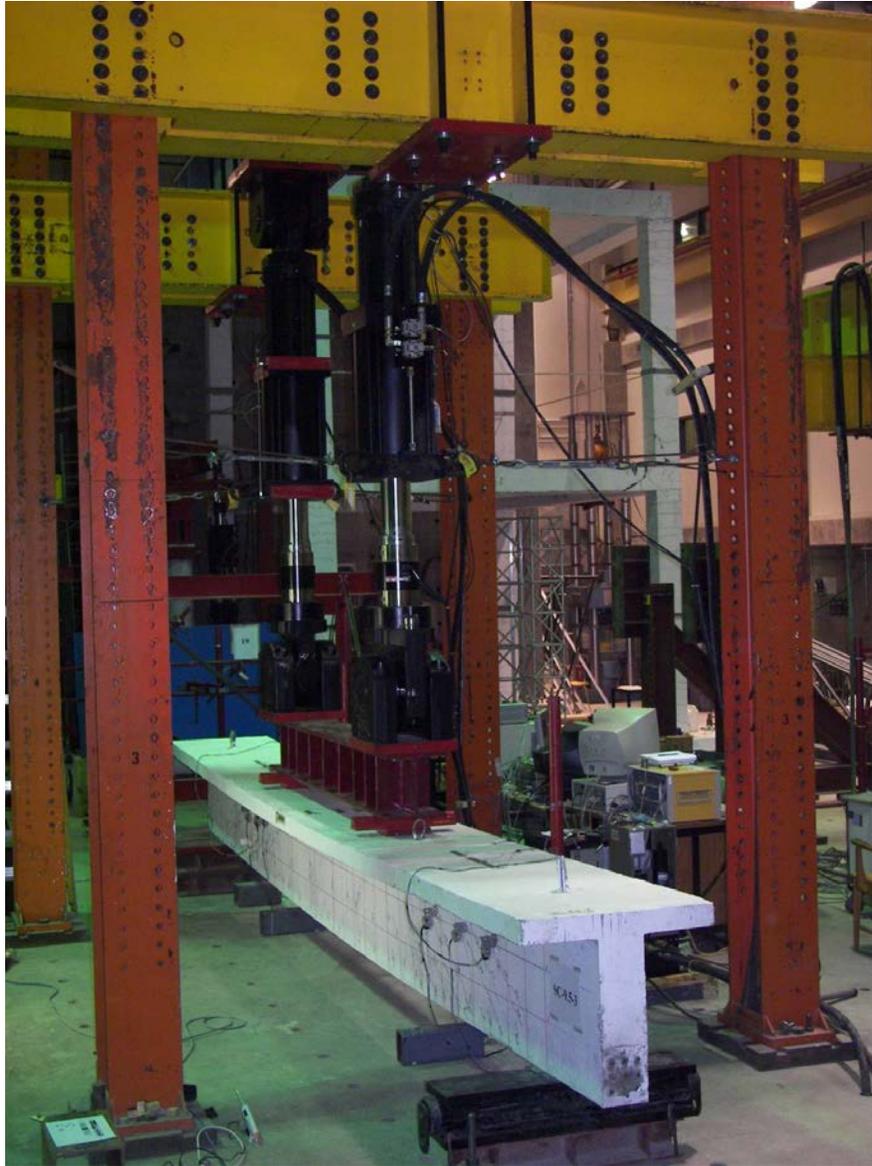


Figure 17 – Détails du montage de l'essai et le système de chargement

La charge est graduellement appliquée et est arrêtée lorsque la première fissure de cisaillement apparaît. Par la suite, la largeur initiale de la fissure est mesurée à l'aide d'un microscope à main. Ensuite, les LVDT de haute précision sont installés (à l'est et à l'ouest de la travée de cisaillement) dans le but de mesurer la largeur des fissures de façon électronique (figure 18). Pendant l'essai, les charges appliquées, les flèches ainsi que les déformations dans le béton et dans les armatures sont enregistrées en utilisant deux (2) systèmes d'acquisition de données connectés à deux (2) ordinateurs.



Figure 18 – Mesure de la largeur des fissures avec les LVDT

3.7 Résultats de l'essai

Les résultats de l'essai sont présentés en termes de cisaillement appliqué - flèche, cisaillement appliqué - déformation et cisaillement appliqué - largeur des fissures dues au cisaillement ainsi qu'en termes de distribution des déformations le long de la travée de cisaillement, de patron de fissuration et du mode de rupture. Le tableau 1 présente un résumé des résultats pour les poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3.

Tableau 1 – Résumé des résultats de l'essai

Poutres	Charge de fiss. en flexion (cis.)(kN)	Charge de fiss. en cis. (cis.)(kN)	Charge de rupture (cis.) (kN)	Mode de rupture
SC-9,5-2	32	83	376	Cis. (Rupture des étriers en cis.)
SC-9,5-3	26	50	440	Cis. (Rupture des étriers en cis.)

cis. : cisaillement, fis. : fissuration

3.7.1 Mode de rupture et patron de fissuration

Les deux (2) poutres testées (SC-9,5-2 et SC-9,5-3) ont subi une rupture en cisaillement causée par la rupture de la partie courbée des étriers. Les figures 19 et 20 montrent respectivement les poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3 après leur rupture en cisaillement. La figure 21 montre l'état des étriers de PRFC après leur rupture. Les figures 22 et 23 illustrent le patron de fissuration pour les deux (2) poutres.



Figure 19 – Poutre SC-9,5-2 après la rupture en cisaillement



Figure 20 – Poutre SC-9,5-3 après la rupture en cisaillement

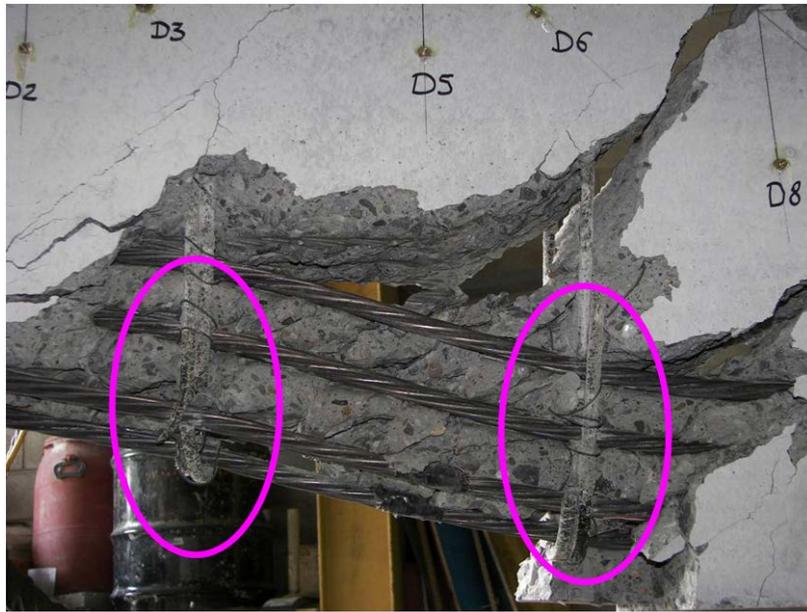


Figure 21 – Rupture au niveau de la partie courbée des étriers

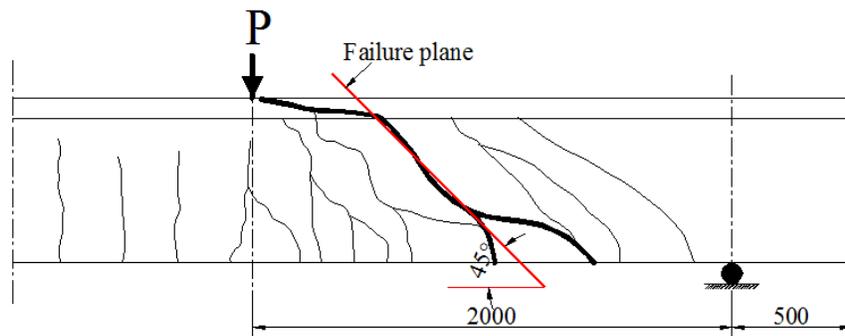


Figure 22 – Patron de fissuration de la poutre SC-9,5-2 à la rupture

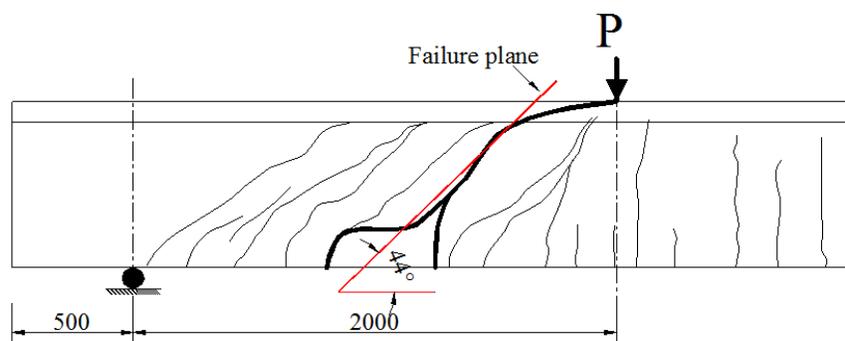


Figure 23 – Patron de fissuration de la poutre SC-9,5-3 à la rupture

3.7.2 Relation charge appliquée - flèche

La figure 24 montre la relation entre les charges appliquées et les flèches des poutres à l'étude, à mi-portée et à mi-travée de cisaillement. On peut remarquer que les poutres testées sont loin de la limite élastique des armatures longitudinales étant donné que les relations sont représentées par des courbes bilinéaires. Les premiers courbent commencent au point zéro jusqu'à la charge de fissuration tandis que les secondes courbent commencent de la charge de fissuration jusqu'à la charge de rupture (charge de rupture au cisaillement) mais avec une pente plus prononcée en raison de la réduction de la rigidité de la poutre après fissuration. La variation de la pente pour les poutres SC-9,5-2 après une charge de 300 kN, est liée au chargement asymétrique de la poutre après ce point (300 kN). Le chargement asymétrique contraint l'apparition de la rupture du côté le plus chargé de la poutre. Toutefois, sans chargement asymétrique, la probabilité de rupture est la même dans chacune des deux (2) travées de cisaillement. Ce comportement ne s'observe pas dans le cas de la poutre SC-9,5-3 car le chargement est demeuré symétrique jusqu'à la rupture.

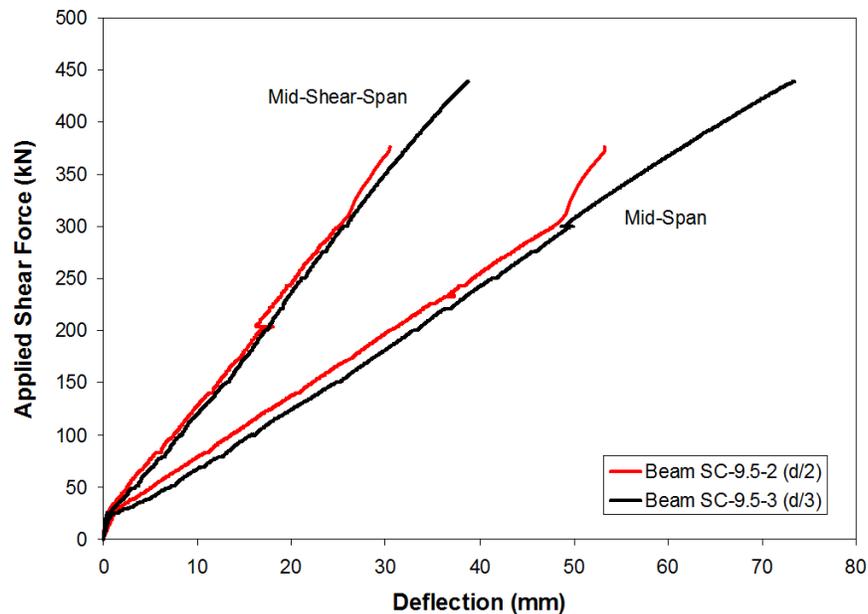


Figure 24 – Variation de la flèche en fonction de la charge appliquée

3.7.3 Armatures longitudinales et déformations dans le béton

La figure 25 illustre les variations des déformations dans le béton et dans les armatures longitudinales en fonction de la charge appliquée. On constate que les fissures de cisaillement affectent les déformations des armatures longitudinales situées dans la travée de cisaillement de la même manière que les fissures de flexion affectent les déformations longitudinales dans la

zone de flexion. Avec l'apparition des fissures de cisaillement et leur élargissement, les déformations dans les armatures longitudinales augmentent considérablement. Comme le montre la figure 25, il y a très peu de différence dans les déformations des armatures longitudinales. Cependant, dans le cas de la poutre SC-9,5-3, on constate des déformations élevées à mi-portée. Cela peut être dû à la valeur moins élevée de la résistance du béton pour la poutre SC-9,5-3.

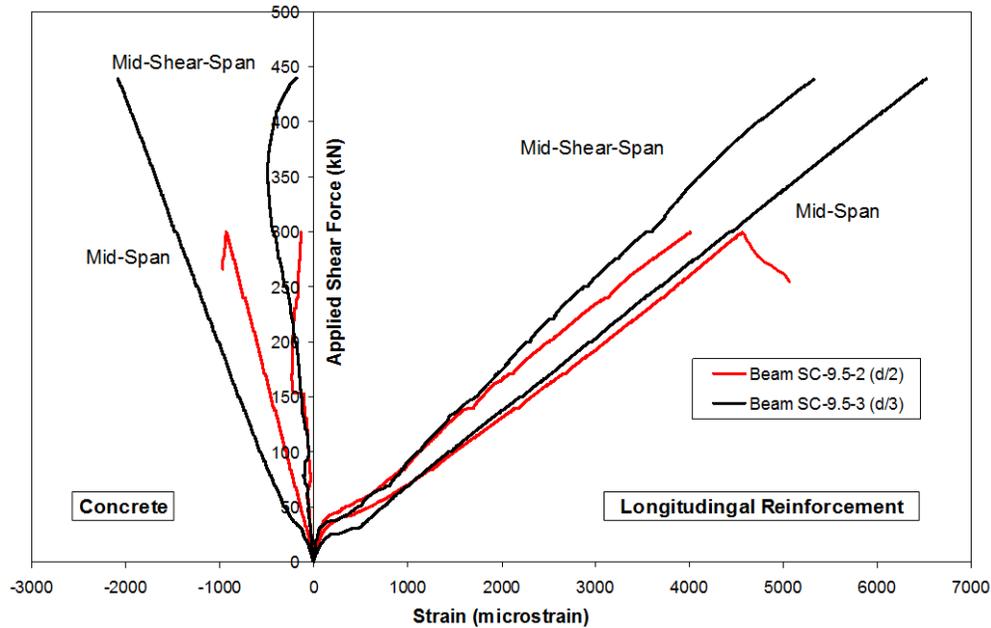


Figure 25 – Déformations dans le béton et dans les armatures longitudinales

La figure 25 montre également une diminution soudaine des déformations dans la poutre SC-9,5-2 après application de charge de cisaillement au-delà de 300 kN. Cela est dû au chargement asymétrique entraînant la réduction du moment dans les zones fléchies de la poutre. En raison du taux de chargement élevé, et parce que la variation soudaine de la déformation est survenue après 300 kN (la résistance de la poutre étant de 376 kN), la diminution soudaine des déformations n'a pas d'impact direct sur la résistance au cisaillement de la poutre. À ce niveau de chargement, toutes les fissures de cisaillement sont stabilisées et il ne se crée pas de nouvelles fissures de cisaillement.

3.7.4 Déformations dans les étriers de polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC)

La figure 26 compare les déformations enregistrées dans deux jauges de déformation implantées dans la partie droite des étriers de la poutre SC-9,5-3 et situés dans la travée de

cisaillement. Quant à la figure 27, elle compare les déformations dans la partie courbée des étriers situés dans la mi-travée de cisaillement de la poutre SC-9,5-2.

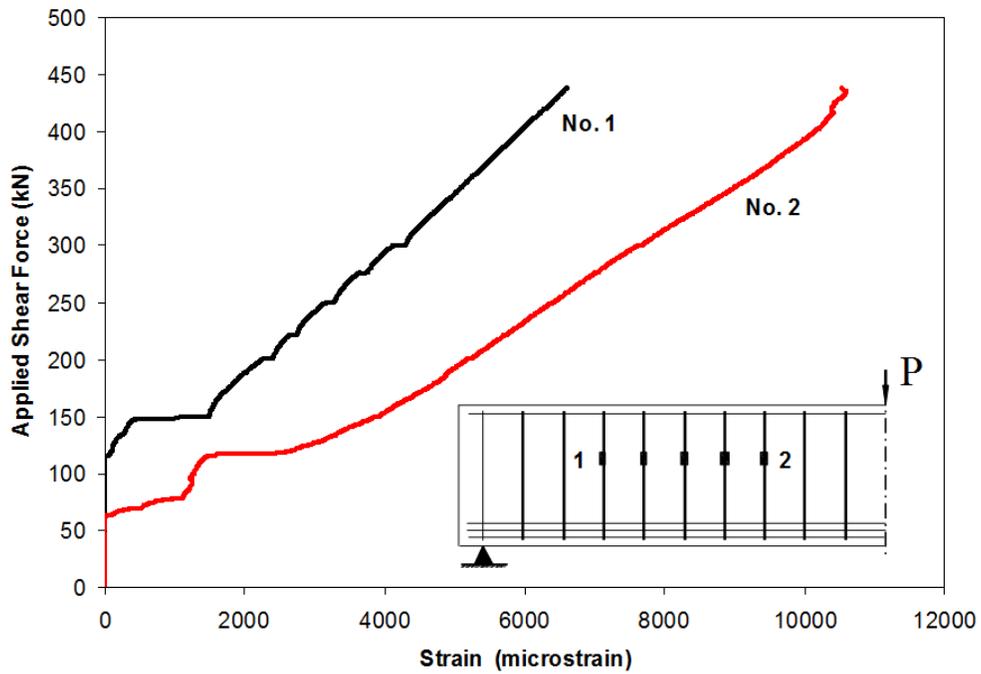


Figure 26 – Variation des déformations dans les étriers de la poutre SC-9,5-3

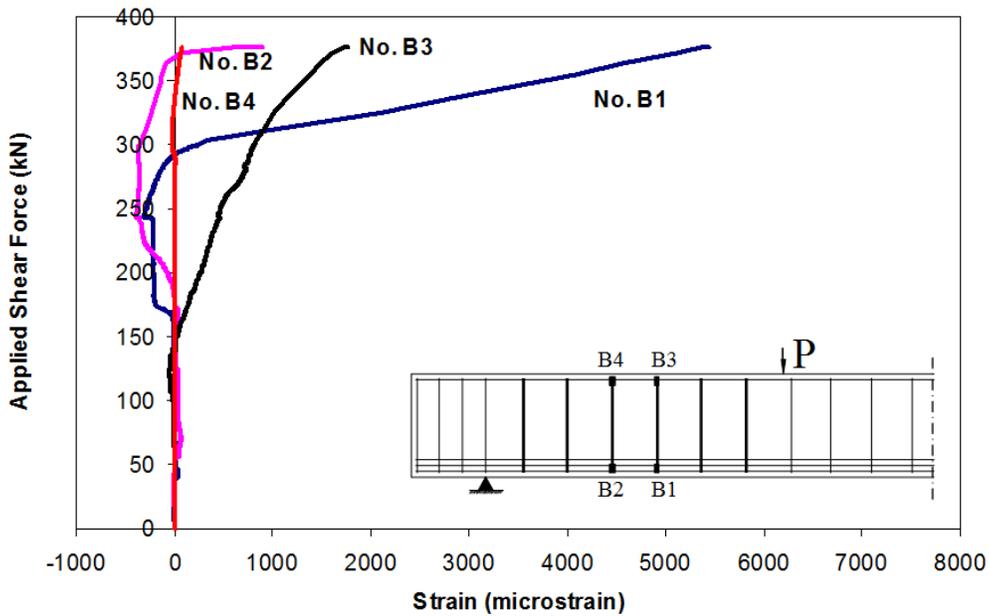


Figure 27 – Déformations dans la partie courbée des étriers de la poutre SC-9,5-2

Pour obtenir une répartition des déformations le long de la travée de cisaillement, les dé-

formations des étriers sont représentées sous forme de courbes en fonction de la distance à partir de l'appui de la poutre. La déformation maximale mesurée dans les étriers de PRFC est plus près du point de chargement que de l'appui de la poutre. De plus, on constate qu'il n'y a pas de différence notable entre les déformations des étriers dès les premières phases de chargement. Les figures 28 et 29 illustrent la distribution des déformations dans les étriers, le long de la travée de cisaillement pour les poutres testées (SC-9,5-2 et SC-9,5-3).

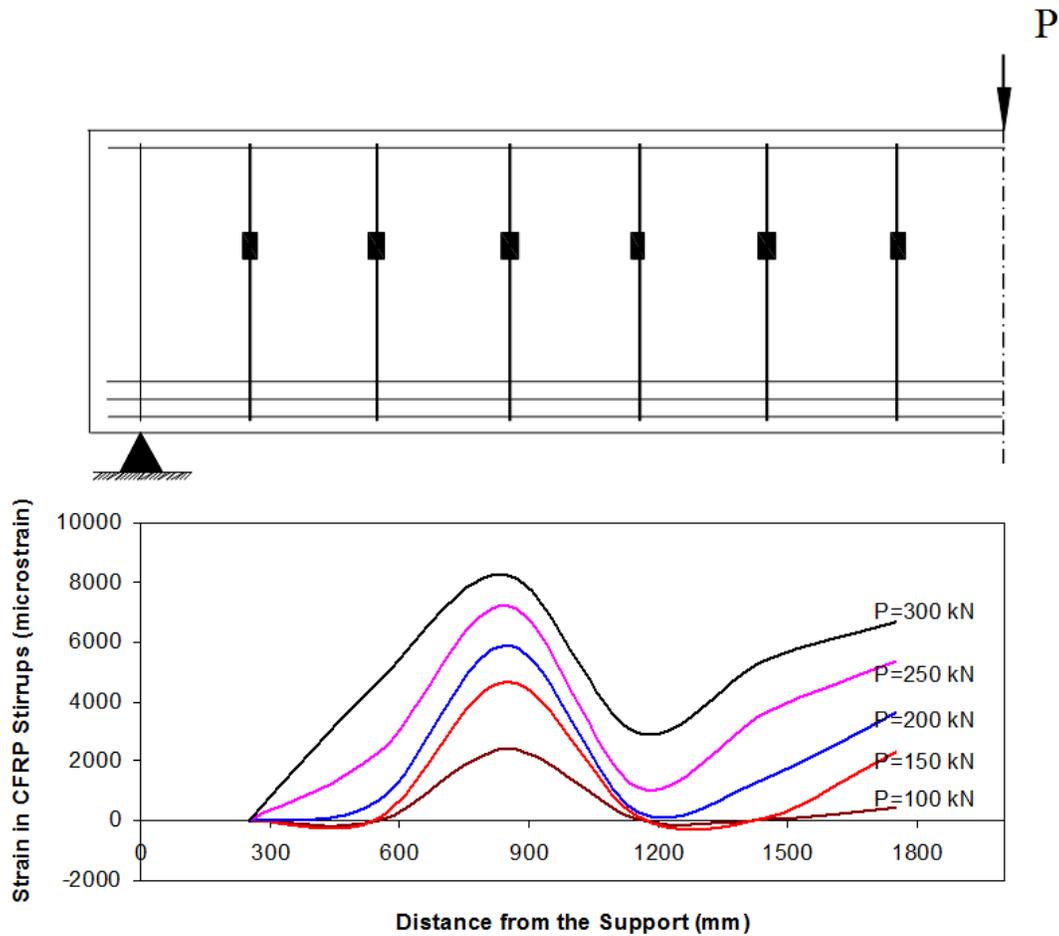


Figure 28 – Distribution des déformations dans les étriers le long de la travée de cisaillement (SC-9,5-2)

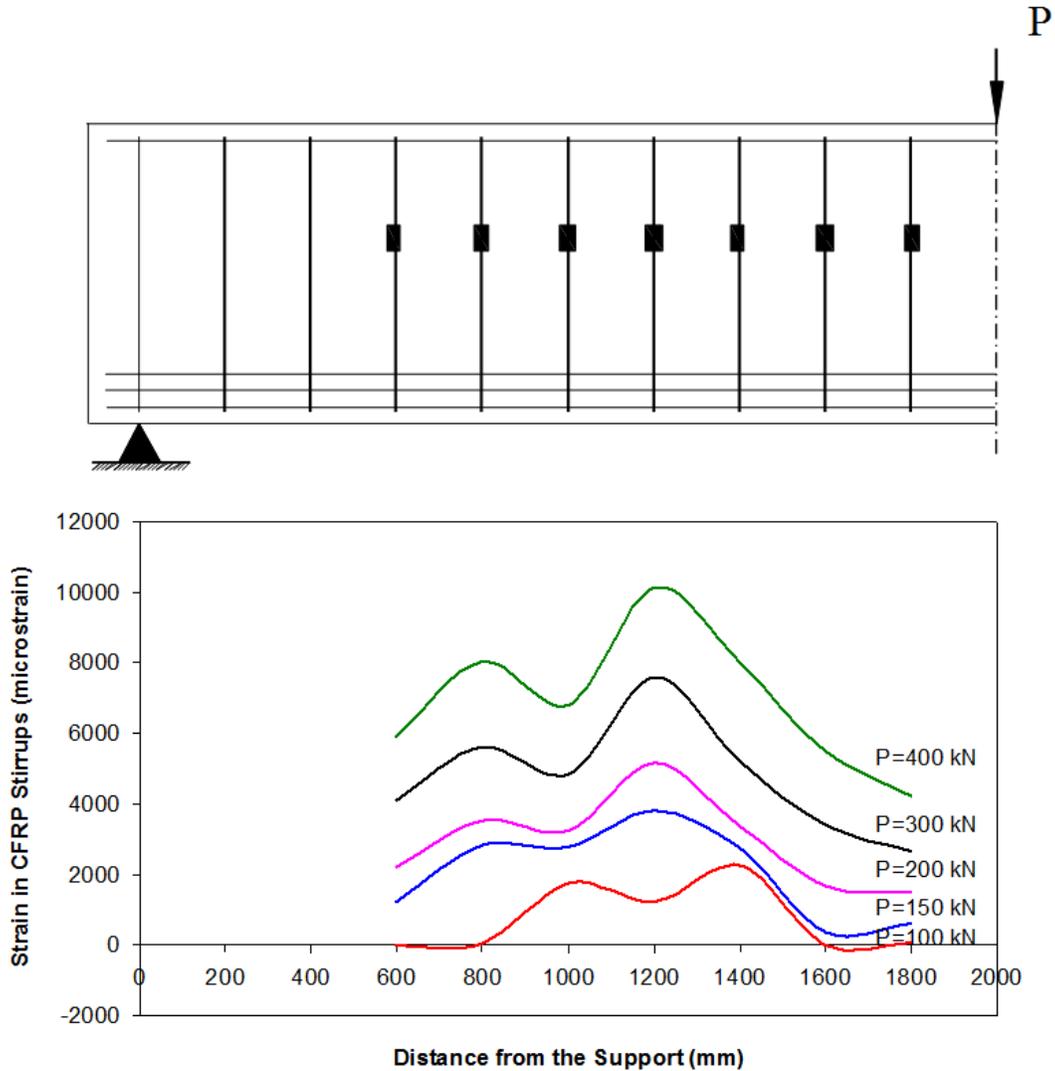


Figure 29 – Distribution des déformations dans les étriers le long de la travée de cisaillement (SC-9,5-3)

Les déformations maximales enregistrées dans la partie droite des étriers des poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3 sont respectivement de 10500 microdéformations et 10540 microdéformations. D'autre part, les déformations maximales dans la partie courbée de l'étrier sont respectivement de 5500 et de 6530 microdéformations pour les poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3. La figure 30 montre la variation des déformations moyennes dans les étriers en fonction de la charge appliquée tandis que le tableau 2 résume les déformations maximales dans les étriers pour les deux (2) poutres testées.

Tableau 2 – Déformations maximales dans les étriers de PRFC

Poutres	Déformation maximale de la partie droite de la poutre (μdef)	Déformation maximale de la partie courbée des étriers (μdef)
SC-9,5-2	10500	5500
SC-9,5-3	10540	6350

Pour une déformation moyenne de 2500 microdéformations (maximum autorisé par l'article 16.8.6 du Code canadien sur le calcul des ponts routiers) dans les étriers de PRFC répartis dans la travée de cisaillement de la poutre (à l'exclusion de la première travée du côté du support), le cisaillement appliqué était de 201 kN et de 185 kN (figure 30) pour les deux poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3 respectivement. Aussi, le cisaillement correspondant à cette déformation limite est supérieure ou à peu près égale à la résistance au cisaillement calculée selon les exigences de la norme CSA-S6-06 (189 kN pour les poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-2).

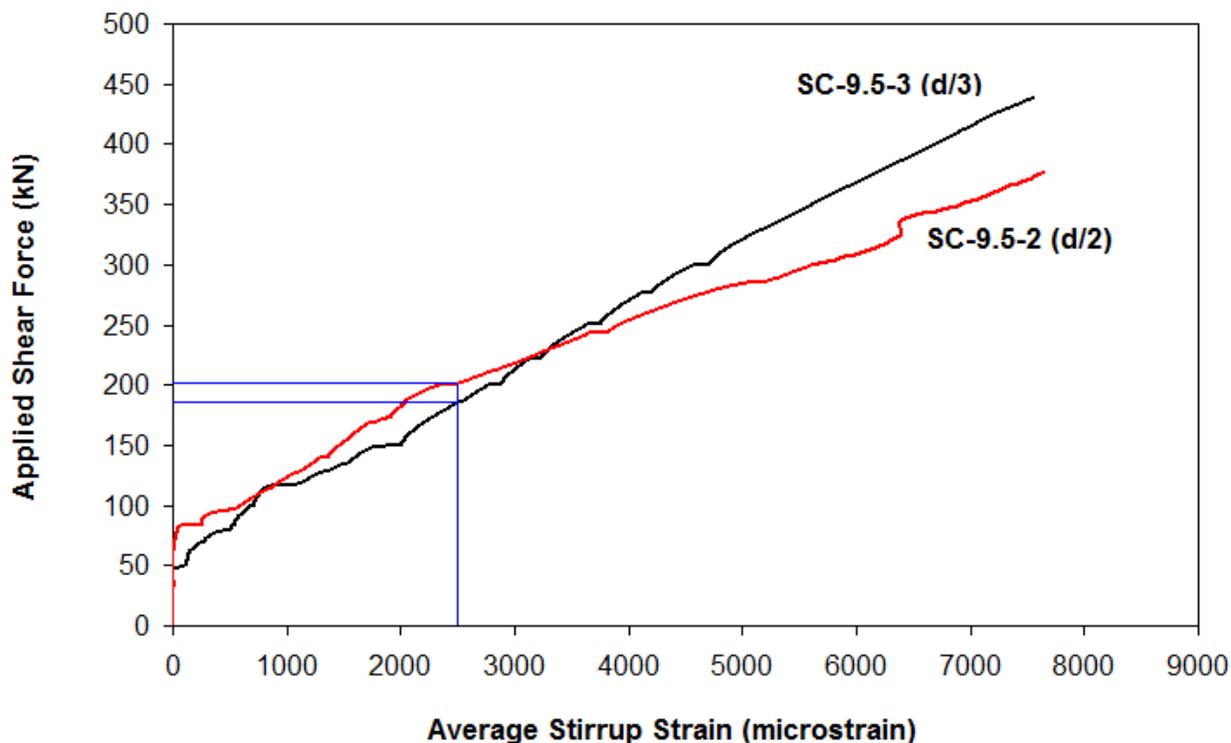


Figure 30 – Déformations moyennes des étriers en fonction de la charge appliquée

D'autre part, la figure 31 montre montre la relation entre la force de cisaillement appliquée

et la déformation moyenne dans les étriers en PRFC qui croisent le plan de rupture dans les deux poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3.

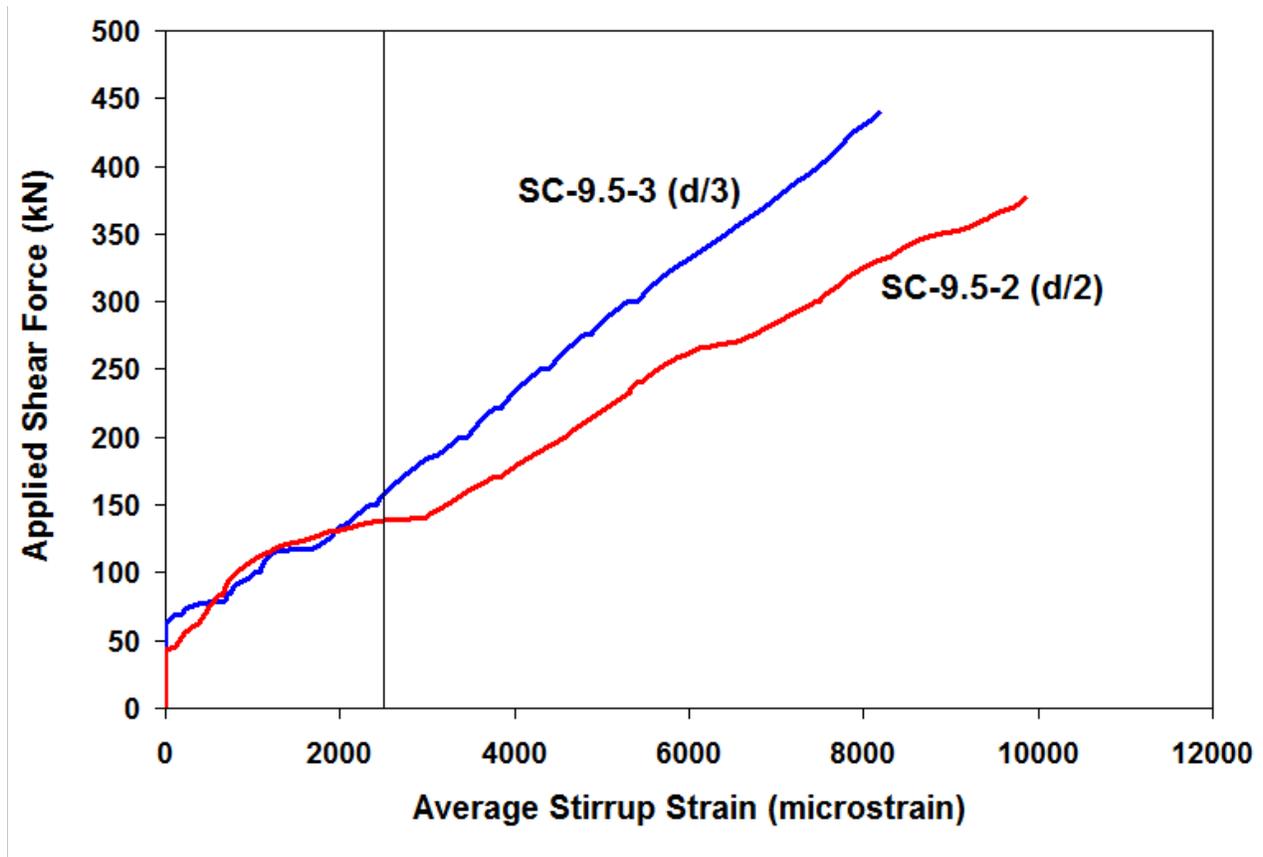


Figure 31 – Déformations moyennes des étriers qui croisent le plan de rupture

En considérant la figure 31, il apparaît que pour une déformation limite de 2500 microdéformations, le cisaillement appliqué correspond à 139 kN et à 158 kN pour les poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3 respectivement. Ces valeurs correspondent respectivement à 74% et à 84% de la résistance pondérée au cisaillement calculée selon les exigences de la norme CSA-S6-06, pour les poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3.

3.7.5 Éléments résistants au cisaillement

Les contributions du béton et des étriers de polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC) à la résistance au cisaillement sont calculées en considérant les déformations des étriers. La contribution au cisaillement des étriers de PRFC est calculée en utilisant les déformations mesurées (valeur moyenne) pendant les essais. Ensuite, la contribution du béton à la résistance au cisaillement est calculée à partir de l'équation : $V_c = V_a - V_{sf}$, avec V_a le cisaillement appliqué, et V_{sf} est la contribution à la résistance au cisaillement de l'effort tranchant des

étriers de PRFC. La figure 32 montre l'évolution de la contribution du béton et des étriers de PRFC en fonction du cisaillement appliqué.

La contribution des étriers est calculée comme suit :

$$V_{sf} = \frac{A_v f_v d_v \cot \theta}{s}; \quad A_v = 2 \times 71 = 142 \text{ mm}^2; \quad d_v = 600 \text{ mm}$$

$\theta = 45^\circ$ pour la poutre SC-9,5-2 (Valeur expérimentale)

$\theta = 44^\circ$ pour la poutre SC-9,5-3 (Valeur expérimentale)

$s=300$ mm pour la poutre SC-9,5-2

$s=200$ mm pour la poutre SC-9,5-3

La contrainte moyenne dans les étriers de PRFC f_v est calculée en utilisant les valeurs des déformations mesurées d'après l'équation suivante :

$$V_{sf} = \frac{A_v (\varepsilon_v E_v) d_v \cot \theta}{s}$$

Il est à noter que la déformation moyenne des étriers de la partie droite de la poutre est calculée en utilisant toutes les déformations des étriers situés dans la travée de cisaillement à l'exception du premier étrier du côté de l'appui de la poutre. Si la contribution de l'étrier était calculée en considérant seulement les déformations moyennes des étriers qui traversent le plan de rupture, alors cela surestimerait la contribution de l'étrier. La force de cisaillement est reprise par tous les étriers de la travée de cisaillement, cependant la rupture se produit dans les étriers où les contraintes sont élevées. Ainsi, avant la rupture, tous les étriers de la travée de cisaillement reprennent l'effort de cisaillement appliqué (les contraintes sont reprises différemment), sans bien sûr oublier la contribution du béton.

À la figure 32, on peut remarquer qu'avant l'apparition des fissures de cisaillement, le béton reprend entièrement l'effort de cisaillement. Dès l'apparition des fissures de cisaillement, la contribution des étriers est mise en œuvre pour reprendre une partie des efforts de cisaillement proportionnellement à leur déformation. La contribution des étriers de PRFC à la résistance au cisaillement est calculée en utilisant les déformations moyennes de tous les étriers de la travée de cisaillement à l'exception du premier étrier du côté de l'appui de la poutre. Le tableau 3 montre les parts de cisaillement reprises par le béton et les étriers de PRFC, pour différents efforts de cisaillement appliqués.

Tableau 3 – Contribution du béton et des étriers de PRFC à la résistance au cisaillement

Efforts de cisaillement appliqués (kN)	SC-9,5-2		SC-9,5-3	
	V_c (kN)	V_{sf} (kN)	V_c (kN)	V_{sf} (kN)
100	78,0	22,0	37,0	63,0
150	96,0	53,0	45,0	105,0
200	109,0	90,4	47,0	153,0
250	105,0	145,0	49,0	201,0
300	93,0	207,0	47,0	253,0
350	95,0	255,0	39,0	311,0
400	Rupture en cisaillement		29,0	371,0

V_c : Résistance au cisaillement générée par le béton

V_{sf} : Résistance au cisaillement générée par les étriers de PRFC

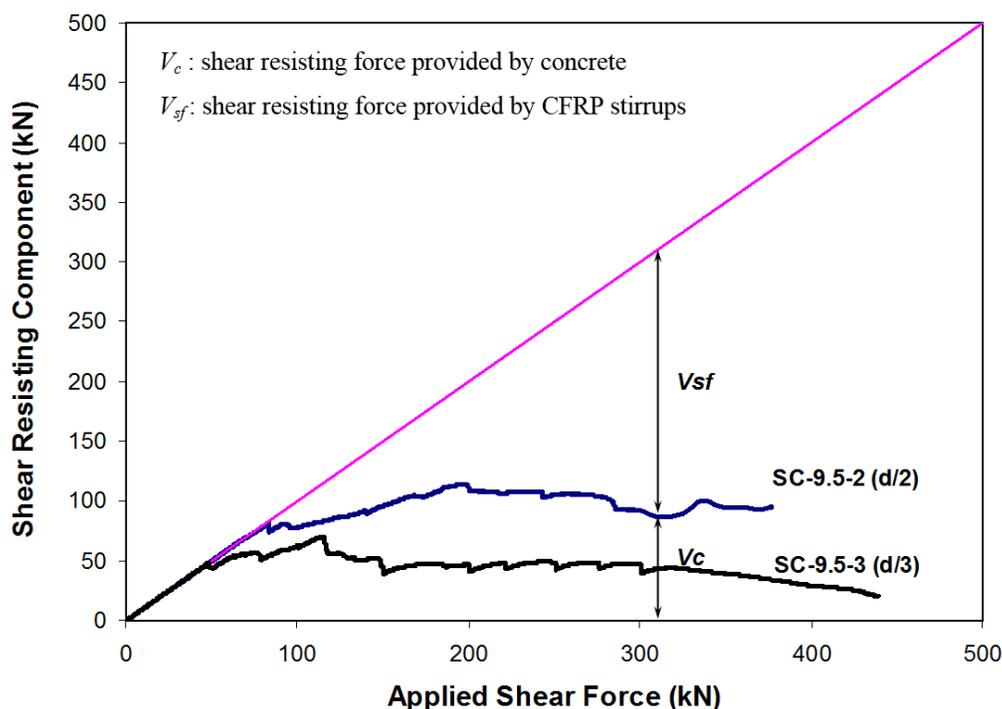


Figure 32 – Parts de cisaillement reprises par le béton et les armatures de PRFC

3.7.6 Largeur des fissures de cisaillement

Une surveillance visuelle de la travée de cisaillement est faite pendant les essais sur les poutres. Dès l'apparition des fissures de cisaillement, elles sont mesurées à l'aide d'un microscope. Ensuite, des LVDT de haute précision sont installés pour mesurer les largeurs de fissures lors des différentes phases de chargement. La figure 33 montre l'évolution de la largeur des fissures en fonction de la charge appliquée.

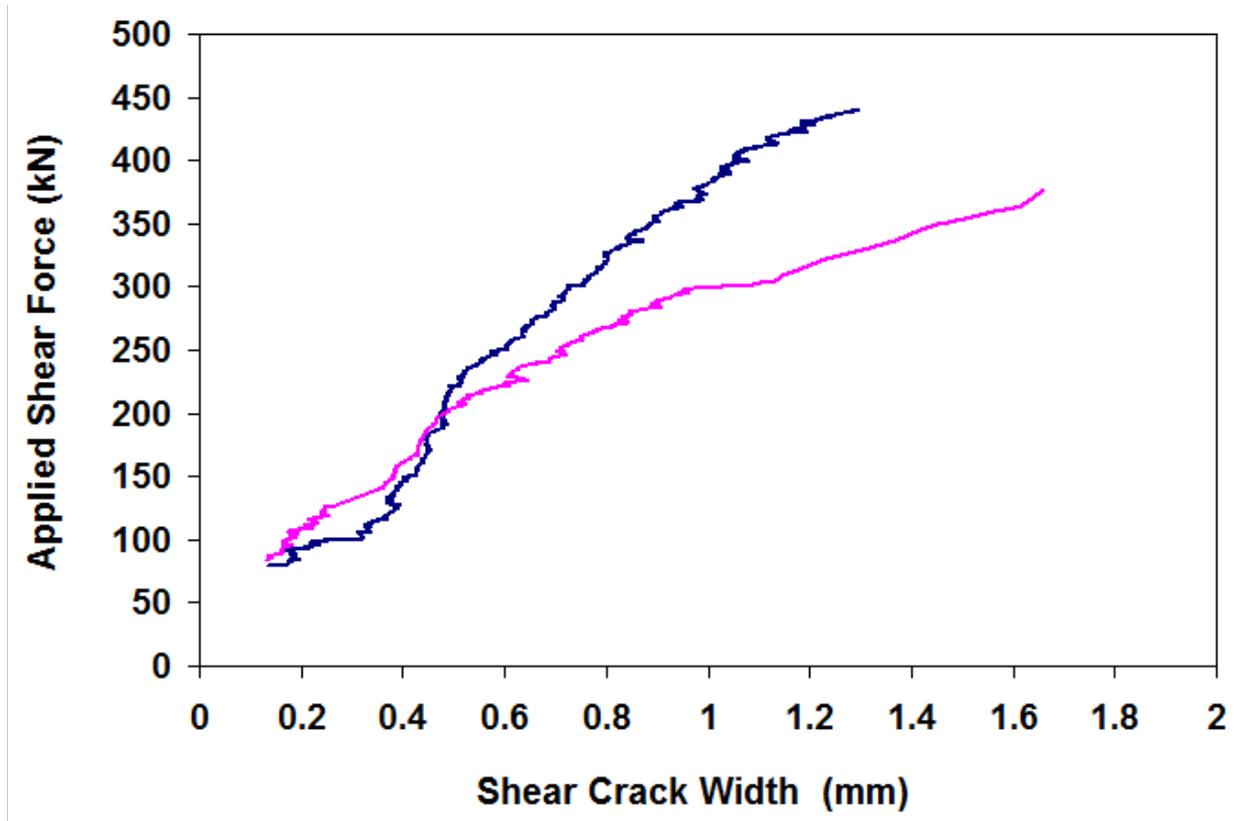


Figure 33 – Évolution de la largeur des fissures en fonction de la charge appliquée

4 Comparaison entre la résistance au cisaillement prédite et les valeurs expérimentales

Le tableau 4 présente une comparaison entre les valeurs expérimentales (V_{exp}) de la résistance à l'effort tranchant et les valeurs prédites ($V_{préd}$) suivant les exigences du Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6-06) et son supplément (S6S1-10). On constate que le Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6-06) est très conservateur ($V_{exp}/V_{préd}$ est égal à 2,0 et 2,32 pour les poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3 respectivement). Par contre,

les valeurs des résistances au cisaillement obtenues suivant les exigences de la CSA S6S1-10 (supplément n°1 de la CSA-S6-06) semblent plus raisonnables ($V_{exp}/V_{préd}$ est égal à 1,66 et 1,61 pour les poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3 respectivement). La comparaison confirme également qu'une poutre de béton armé avec des armatures transversales en PRFC peut être dimensionnée suivant les exigences du Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6-06). Enfin, le supplément n°1 de la CSA-S6-06 (CSA S6S1-10) fournit de meilleures prédictions de cisaillement qui sont également conservatrices.

Tableau 4 – $V_{exp}/V_{préd}$

Poutres	Cisaillement à la rupture V_{exp} (kN)	Cisaillement à la rupture $V_{préd}$ (kN) (S6-06)	Cisaillement à la rupture $V_{préd}$ (kN) (S6S1-10)	$V_{exp}/V_{préd}$ (S6-06)	$V_{exp}/V_{préd}$ (S6S1-10)
SC-9,5-2	376	189	227,1	2,00	1,66
SC-9,5-3	440	189	272,7	2,32	1,61

5 Analyse par éléments finis - Phase 3

L'analyse par la méthode des éléments finis est présentée à l'annexe B

6 Corrosion galvanique

Comme indiqué précédemment, l'avantage principal de l'utilisation des matériaux composites de polymères renforcés de fibres (PRF) dans les infrastructures est qu'ils ne sont pas sensibles à la corrosion électrochimique. Cependant, dans certaines situations, certains matériaux de PRF peuvent contribuer à accroître la corrosion des composants métalliques par un processus appelé la corrosion galvanique.

La corrosion galvanique fait référence à une corrosion accélérée d'un métal en raison d'un contact électrique avec un métal plus noble ou un conducteur non métallique dans un environnement corrosif. Sans rentrer dans les détails de la corrosion galvanique, il est intéressant de noter que les matériaux de PRF de carbone, qui sont conducteurs non métalliques, ne devraient pas être mis en contact direct avec de l'acier ou de l'aluminium dans les structures. Le contact direct entre le PRFC et les métaux pourrait potentiellement causer une corrosion galvanique de l'élément métallique.

Des précautions adéquates devraient être prises pour empêcher la corrosion galvanique dans

les applications internes de renforcement avec des barres en fibres de carbone ou étriers en PRFC. Ces précautions (figure 34) peuvent inclure l'utilisation des attaches en plastique pour attacher les cages d'armature et en plaçant des cales en plastique entre l'acier et les barres de PRFC afin d'éviter tout contact direct.

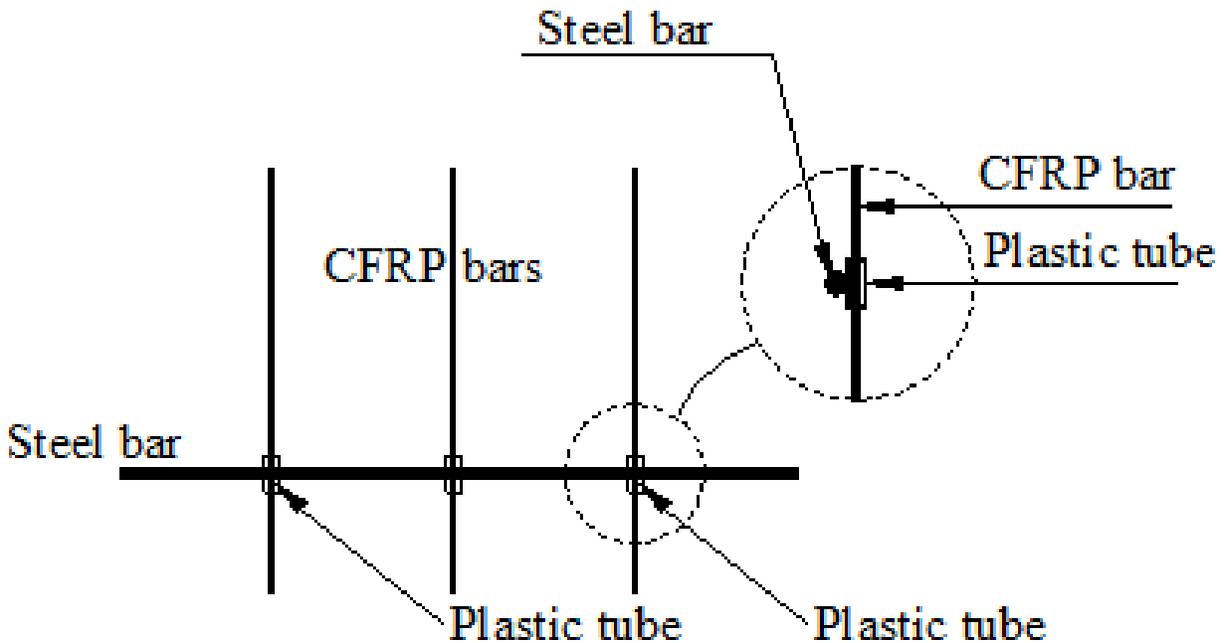


Figure 34 – Prévention contre la corrosion galvanique par isolation des étriers et des barres d'acier

7 Sommaire et conclusions

L'objectif de ce projet de recherche est d'étudier le comportement au cisaillement des poutres de pont en béton armé pourvues d'étriers en matériaux composites de polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC). La phase 1 de ce projet a pour but le développement de nouveaux étriers en PRFC (Phase 1-A), suivi des caractérisations mécaniques et structurales de ces nouveaux étriers en PRFC (Phase 1-B). La phase 1-A comporte des essais sur plusieurs configurations de barres pliées et d'étriers conformément à la section B.12 des méthodes d'essais du guide de l'ACI 440. La phase 1-B comporte des essais sur douze (12) éprouvettes (conformément à la section B.5 des méthodes d'essais du guide de l'ACI 440). Cette phase comprend également des essais sur deux (2) poutres en béton armé (section rectangulaire) pourvues de ces nouveaux étriers de PRFC.

La phase 2 quant à elle comporte des essais à échelle réelle de trois (3) poutres en T en béton armé avec des étriers en PRFC. Le rapport d'essai de la première poutre en T de cette phase

a été soumis au MTQ en mars 2006 (Phase 2-A). La configuration utilisée pour la poutre de la phase 2-A (géométrie, dimensions, armatures longitudinales) a été également utilisée pendant la phase 2-B pour les deux (2) poutres en T (SC-9,5-2 et SC-9,5-3).

Les poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3 de la phase 2-B ont une longueur de 7 mètres avec une section transversale en forme de T de hauteur totale de 700 mm et une largeur de l'âme de 180 mm. La largeur ainsi que l'épaisseur de la semelle sont respectivement de 750 mm et 85 mm. Ces poutres ont pour armatures transversales des étriers en PRFC et pour armatures longitudinales des torons 7 fils en acier. Les résultats des essais effectués permettent de tirer les conclusions suivantes :

1. Les résultats expérimentaux obtenus durant les trois phases de ce projet de recherche nous indiquent que les nouveaux étriers de PRFC répondent aux exigences du Code canadien sur le calcul des ponts routier (CSA-S6-06) et du supplément n°1 (CSA S6S1-10).
2. Les nouveaux étriers de PRFC développés ont présenté de bons résultats lors des essais en laboratoire. De plus, il est recommandé d'utiliser l'étrier de PRFC de 9,5 mm de diamètre avec un rayon de courbure de 38 mm ($4d_b$), dans les poutres de pont type NEBT utilisées actuellement par le MTQ.
3. Les étriers de PRFC utilisés comme armatures transversales dans les poutres de pont, peuvent être dimensionnés conformément aux exigences du Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA-S6-06) et du supplément n°1 (CSA S6S1-10). Aussi, les résultats obtenus seront conservateurs. Le supplément n°1 de la norme CSA-S6-06 offre par contre de meilleures prédictions.

Bibliographie

- Ahmed, E., El-Salakawy, E. et Benmokrane, B. (2009a). Shear Performance of RC Bridge Girders Reinforced with Carbon FRP Stirrups. *Journal of Bridge Engineering*, volume 15, numéro 1, p. 44–54.
- Ahmed, E., El-Sayed, A., El-Salakawy, E. et Benmokrane, B. (2009b). Bend Strength of FRP Stirrups : Comparison and Evaluation of Testing Methods. *Journal of Composites for Construction*, volume 14, numéro 1, p. 3–10.
- Ahmed, E., Settecasì, F. et Benmokrane, B. (2014). Construction and Testing of GFRP Steel Hybrid-Reinforced Concrete Bridge-Deck Slabs of Sainte-Catherine Overpass Bridges. *Journal of Bridge Engineering*, volume 19, numéro 6, p. 04014011.
- Ahmed, E. A. et Benmokrane, B. (2011). Static Testing of Full-Scale Concrete Bridge Barriers Reinforced with GFRP Bars. *Special Publication*, volume 275, p. 1–20.
- Ahmed, E. A., Dulude, C. et Benmokrane, B. (2013). Concrete bridge barriers reinforced with glass fibre-reinforced polymer : static tests and pendulum impacts. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 40, numéro 11, p. 1050–1059.
- Ahmed, E. A., El-Salakawy, E. F. et Benmokrane, B. (2010a). Fibre-reinforced polymer composite shear reinforcement : performance evaluation in concrete beams and code prediction. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 37, numéro 8, p. 1057–1070.
- Ahmed, E. A., El-Salakawy, E. F. et Benmokrane, B. (2010b). Performance Evaluation of Glass Fiber-Reinforced Polymer Shear Reinforcement for Concrete Beams. *Structural Journal*, volume 107, numéro 01, p. 53–62.
- Benmokrane, B., El-Salakawy, E., Desgagne, G. et Lackey, T. (2004). FRP Bars for Bridges. *Concrete International*, volume 26, numéro 8, p. 84–90.
- Benmokrane, B., El-Salakawy, E., El-Gamal, S. et Goulet, S. (2007). Construction and Testing of an Innovative Concrete Bridge Deck Totally Reinforced with Glass FRP Bars : Val-Alain Bridge on Highway 20 East. *Journal of Bridge Engineering*, volume 12, numéro 5, p. 632–645.
- Benmokrane, B., El-Salakawy, E., El-Ragaby, A. et Lackey, T. (2006). Designing and Testing of Concrete Bridge Decks Reinforced with Glass FRP Bars. *Journal of Bridge Engineering*, volume 11, numéro 2, p. 217–229.

- Bouguerra, K., Ahmed, E. A., El-Gamal, S. et Benmokrane, B. (2011). Testing of full-scale concrete bridge deck slabs reinforced with fiber-reinforced polymer (FRP) bars. *Construction and Building Materials*, volume 25, numéro 10, p. 3956–3965.
- Eamon, C., Jensen, E., Grace, N. et Shi, X. (2012). Life-Cycle Cost Analysis of Alternative Reinforcement Materials for Bridge Superstructures Considering Cost and Maintenance Uncertainties. *Journal of Materials in Civil Engineering*, volume 24, numéro 4, p. 373–380.
- El-Gamal, S., El-Salakawy, E. et Benmokrane, B. (2005). Behavior of Concrete Bridge Deck Slabs Reinforced with Fiber-Reinforced Polymer Bars Under Concentrated Loads. *Structural Journal*, volume 102, numéro 5, p. 727–735.
- El-Gamal, S., El-Salakawy, E. et Benmokrane, B. (2007). Influence of Reinforcement on the Behavior of Concrete Bridge Deck Slabs Reinforced with FRP Bars. *Journal of Composites for Construction*, volume 11, numéro 5, p. 449–458.
- El-Ragaby, A., El-Salakawy, E. et Benmokrane, B. (2007a). Fatigue analysis of concrete bridge deck slabs reinforced with E-glass/vinyl ester FRP reinforcing bars. *Composites Part B : Engineering*, volume 38, numéro 5–6, p. 703–711.
- El-Ragaby, A., El-Salakawy, E. et Benmokrane, B. (2007b). Fatigue Life Evaluation of Concrete Bridge Deck Slabs Reinforced with Glass FRP Composite Bars. *Journal of Composites for Construction*, volume 11, numéro 3, p. 258–268.
- El-Salakawy, E. et Benmokrane, B. (2003). Design and Testing of a Highway Concrete Bridge Deck Reinforced with Glass and Carbon FRP Bars. *Special Publication*, volume 215, p. 37–54.
- El-Salakawy, E., Benmokrane, B. et Desgagné, G. (2003a). Fibre-reinforced polymer composite bars for the concrete deck slab of Wotton Bridge. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 30, numéro 5, p. 861–870.
- El-Salakawy, E., Benmokrane, B., El-Ragaby, A. et Nadeau, D. (2005). Field Investigation on the First Bridge Deck Slab Reinforced with Glass FRP Bars Constructed in Canada. *Journal of Composites for Construction*, volume 9, numéro 6, p. 470–479.
- El-Salakawy, E., Benmokrane, B., Masmoudi, R., Briere, F. et Breaumier, a. E. (2003b). Concrete Bridge Barriers Reinforced with Glass Fiber-Reinforced Polymer Composite Bars. *Structural Journal*, volume 100, numéro 6, p. 815–824.

- El-Salakawy, E., Masmoudi, R., Benmokrane, B., Brière, F. et Desgagné, G. (2004). Pendulum impacts into concrete bridge barriers reinforced with glass fibre reinforced polymer composite bars. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 31, numéro 4, p. 539–552.
- El-Sayed, A., El-Salakawy, E. et Benmokrane, B. (2007). Mechanical and Structural Characterization of New Carbon FRP Stirrups for Concrete Members. *Journal of Composites for Construction*, volume 11, numéro 4, p. 352–362.
- Massicotte, B., Conciatori, D. et Yildiz, E. (2014). *Conception de poutres de pont en béton précontraint renforcées avec des étriers en matériaux composites* (Rapport technique). Soumis à Direction des Structures, Ministère des Transports du Québec.
- Mufti, A., Banthia, N., Benmokrane, B., Boulfiza, M. et Newhook, J. (2007). Durability of GFRP composite rods : Results from preliminary field tests don't match data from accelerated lab tests. *Concrete international*, volume 29, numéro 2, p. 37–42.
- Mufti, A., Onofrei, M., Benmokrane, B., Banthia, N., Boulfiza, M., Newhook, J., Bakht, B., Tadros, G. et Brett, P. (2005). Durability of GFRP Reinforced Concrete in Field Structures. *Special Publication*, volume 230, p. 1361–1378.
- Mufti, A. A. et Neale, K. W. (2007). State of the art of FRP and SHM applications in bridge structures in Canada. *Proc., Composites and Polycon 2007*, p. 9.
- Mufti, A. A., Newhook, J., Benmokrane, B., Tadros, G. et Vogel, H. M. (2011). Durability of GFRP Rods in Field Demonstration Projects across Canada. Dans *Proceedings of the 4th International Conference on Durability and Sustainability of Fibre Reinforced Polymer (FRP) Composites for Construction and Rehabilitation (CDCC2011)*. p. 27–35.

Annexe A

Dimensionnement des poutres de pont en T (SC-9,5-2 et
SC-9,5-3)

Les poutres testées comportent des armatures longitudinales composées de torons 7 fils en acier de 0,6 pouce de diamètre, et des étriers de 9,5 mm de diamètre en matériaux composites de polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC). Les étriers de PRFC sont espacés de $d/2$ (300 mm) pour la poutre SC-9,5-2 et de $d/3$ (200 mm) pour la poutre SC-9,5-3.

Résistance au cisaillement (CSA-S6-06)

Poutre en T SC-9,5-2

La résistance pondérée au cisaillement pour les poutres en béton armé d'acier ou de PRF (Armatures longitudinales) avec des armatures transversales en acier ou en PRF est donnée par l'équation suivante :

$$V_r = V_c + V_{st} + V_p$$

En lieu et place de la force de précontrainte et en utilisant des étriers de PRFC l'équation précédente devient :

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

Résistance pondérée au cisaillement, générée par les contraintes de traction dans le béton :

$$V_c = 2,5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v$$

$$\text{Avec } d_v = 0,9d = 0,9 \times 600 = 540 \text{ mm}$$

$$f_{cr} = 0,4 \times \sqrt{42} = 2,59 \text{ MPa} < 3,2 \text{ MPa}$$

Résistance pondérée au cisaillement assurée par l'armature de cisaillement en PRF :

$$V_{FRP} = \frac{\phi_{frp} A_{fv} \sigma_v d_v \cot \theta}{s}$$

La méthode générale est utilisée pour déterminer les valeurs de θ et β :

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f - V_p + 0,5N_f - A_p F_{p0}}{2(E_s A_s + E_p A_p)}$$

Étant donné qu'il n'y a pas de charge axiale normale et de charge de précontrainte, nous avons : $N_f = 0$ et $V_p = 0$

Poids propre de la poutre : $W = (0,18 \times (0,70 - 0,85) + 0,85 \times 0,75) \times 24 = 4,187 \text{ kN/m}$

La résistance au cisaillement sera calculée à d_v du nu de l'appui de la poutre (660 mm de

l'axe de l'appui)

$$M_f = V_f \times 0,66 + 4,187 \times 6/2 \times 0,66 - 4,187 \times 0,66^2/2 = (0,66V_f + 7,38) \text{ kN.m}$$

$$\varepsilon_x = \frac{((0,66V_f + 7,38)/0,54 + V_f + 9,80) \times 1000}{2(200000 \times 1260)}$$

En supposant une valeur pour V_f , la valeur de ε_x peut être calculée. Ainsi, les valeurs de θ et β se déduisent des équations suivantes :

$$\beta = \frac{0,4}{(1 + 1500\varepsilon_x)} \frac{1300}{(1000 + S_{ze})}$$

$$\theta = (29 + 7000\varepsilon_x)(0,88 + S_{ze}/2500)$$

Avec $S_{ze} = 300 \text{ mm}$

Une fois les valeurs de θ et β obtenues, les résistances pondérées au cisaillement assurées par le béton et par l'armature de cisaillement en PRF se calculent comme suit :

$$\sigma_v = \frac{(0,05r/d_s + 0,3) F_{FRPbend}}{1,5}$$

$$\sigma_v = E_{vFRP}\varepsilon_v$$

$$\varepsilon_v = 0,0001 \left(f'_c \frac{\rho_s E_{FRP}}{\rho_v E_{vFRP}} \right)^{0,5} \left(1 + 2 \frac{\sigma_N}{f'_c} \right) \leq 0,0025$$

$$\sigma_v = \frac{(0,05 \times 38,1/9,5 + 0,3) \times 1538}{1,5} = 513,2 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_v = 0,0001 \left(42 \times \frac{0,0117 \times 200}{0,00263 \times 130} \right)^{0,5} \times 1 = 0,001701 \leq 0,0025$$

$$\sigma_v = 130000 \times 0,001701 = 219,73 \text{ MPa}$$

Donc $\sigma_v = 219,73 \text{ MPa}$

$$V_{FRP} = \frac{2 \times 71 \times 219,73 \times 540 \times \cot \theta}{300} \times 10^{-3}$$

$$V_c = 2,5 \times \beta \times 2,59 \times 180 \times 540 \times 10^{-3}$$

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

Cette itération doit être répétée tant que $V_r \neq V_f$

Donc $V_r = 109 + 80 = 189 \text{ kN}$ et $\varepsilon_x = 0,0008563 < 0,003$ O.K

Poutre SC-9,5-3

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

Résistance pondérée au cisaillement, générée par les contraintes de traction dans le béton :

$$V_c = 2,5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v$$

$$\text{Avec } d_v = 0,9d = 0,9 \times 600 = 540 \text{ mm}$$

$$f_{cr} = 0,4 \times \sqrt{35} = 2,37 \text{ MPa} < 3,2 \text{ MPa}$$

Résistance pondérée au cisaillement assurée par l'armature de cisaillement en PRF :

$$V_{FRP} = \frac{\phi_{frp} A_{fv} \sigma_v d_v \cot \theta}{s}$$

La méthode générale est utilisée pour déterminer les valeurs de θ et β :

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f - V_p + 0,5N_f - A_p F_{p0}}{2(E_s A_s + E_p A_p)}$$

Étant donné qu'il n'y a pas de charge axiale normale et de charge de précontrainte, nous avons : $N_f = 0$ et $V_p = 0$

Poids propre de la poutre : $W = (0,18 \times (0,70 - 0,85) + 0,85 \times 0,75) \times 24 = 4,187 \text{ kN/m}$

La résistance au cisaillement sera calculée à d_v du nu de l'appui de la poutre (660 mm de l'axe de l'appui)

$$M_f = V_f \times 0,66 + 4,187 \times 6/2 \times 0,66 - 4,187 \times 0,66^2/2 = (0,66V_f + 7,38) \text{ kN.m}$$

$$\varepsilon_x = \frac{((0,66V_f + 7,38)/0,54 + V_f + 9,80) \times 1000}{2(200000 \times 1260)}$$

En supposant une valeur pour V_f , la valeur de ε_x peut être calculée. Ainsi, les valeurs de θ et β se déduisent des équations suivantes :

$$\beta = \frac{0,4}{(1 + 1500\varepsilon_x)} \frac{1300}{(1000 + S_{ze})}$$

$$\theta = (29 + 7000\varepsilon_x)(0,88 + S_{ze}/2500)$$

Avec $S_{ze} = 300 \text{ mm}$

Une fois les valeurs de θ et β obtenues, les résistances pondérées au cisaillement assurées par

le béton et par l'armature de cisaillement en PRF se calculent comme suit :

$$\sigma_v = \frac{(0,05r/d_s + 0,3) F_{FRPbend}}{1,5}$$

$$\sigma_v = E_{vFRP} \varepsilon_v$$

$$\varepsilon_v = 0,0001 \left(f'_c \frac{\rho_s E_{FRP}}{\rho_v E_{vFRP}} \right)^{0,5} \left(1 + 2 \frac{\sigma_N}{f'_c} \right) \leq 0,0025$$

$$\sigma_v = \frac{(0,05 \times 38,1/9,5 + 0,3) \times 1538}{1,5} = 513,2 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_v = 0,0001 \left(35 \times \frac{0,0117 \times 200}{0,00394 \times 130} \right)^{0,5} \times 1 = 0,001269 \leq 0,0025$$

$$\sigma_v = 130000 \times 0,001269 = 163,9 \text{ MPa}$$

Donc $\sigma_v = 163,9 \text{ MPa}$

$$V_{FRP} = \frac{2 \times 71 \times 169,9 \times 540 \times \cot \theta}{200} \times 10^{-3}$$

$$V_c = 2,5 \times \beta \times 2,37 \times 180 \times 540 \times 10^{-3}$$

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

L'itération doit être répétée tant que $V_r \neq V_f$

$$\text{Donc } V_r = 100 + 89 = 189 \text{ kN et } \varepsilon_x = 0,0008653 < 0,003 \quad \text{O.K}$$

Résistance au cisaillement (CSA-S6-06) en considérant

les coefficients de tenue des matériaux ϕ_c et ϕ_{frp}

Dans cette section, les deux (2) poutres sont dimensionnées en considérant les coefficients de tenue des matériaux en vue de calculer la résistance pondérée au cisaillement et de la comparer à la résistance ultime.

Poutre en T SC-9,5-2

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

Résistance pondérée au cisaillement, générée par les contraintes de traction dans le béton :

$$V_c = 2,5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v$$

$$\begin{aligned} \text{Avec } d_v &= 0,9d = 0,9 \times 600 = 540 \text{ mm} \\ f_{cr} &= 0,4 \times \sqrt{42} = 2,59 \text{ MPa} < 3,2 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Résistance pondérée au cisaillement assurée par l'armature de cisaillement en PRF :

$$V_{FRP} = \frac{\phi_{frp} A_{fv} \sigma_v d_v \cot \theta}{s}$$

La méthode générale est utilisée pour déterminer les valeurs de θ et β :

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f - V_p + 0,5N_f - A_p F_{p0}}{2(E_s A_s + E_p A_p)}$$

Étant donné qu'il n'y a pas de charge axiale normale et de charge de précontrainte, nous avons : $N_f = 0$ et $V_p = 0$

Poids propre de la poutre : $W = (0,18 \times (0,70 - 0,85) + 0,85 \times 0,75) \times 24 = 4,187 \text{ kN/m}$

La résistance au cisaillement sera calculée à d_v du nu de l'appui de la poutre (660 mm de l'axe de l'appui)

$$M_f = V_f \times 0,66 + 4,187 \times 6/2 \times 0,66 - 4,187 \times 0,66^2/2 = (0,66V_f + 7,38) \text{ kN.m}$$

$$\varepsilon_x = \frac{((0,66V_f + 7,38)/0,54 + V_f + 9,80) \times 1000}{2(200000 \times 1260)}$$

En supposant une valeur pour V_f , la valeur de ε_x peut être calculée. Ainsi, les valeurs de θ et β se déduisent des équations suivantes :

$$\beta = \frac{0,4}{(1 + 1500\varepsilon_x)} \frac{1300}{(1000 + S_{ze})}$$

$$\theta = (29 + 7000\varepsilon_x)(0,88 + S_{ze}/2500)$$

Avec $S_{ze} = 300 \text{ mm}$

Une fois les valeurs de θ et β obtenues, les résistances pondérées au cisaillement assurées par le béton et par l'armature de cisaillement en PRF se calculent comme suit :

$$\sigma_v = \frac{(0,05r/d_s + 0,3) F_{FRPbend}}{1,5}$$

$$\sigma_v = E_{vFRP} \varepsilon_v$$

$$\varepsilon_v = 0,0001 \left(f'_c \frac{\rho_s E_{FRP}}{\rho_v E_{vFRP}} \right)^{0,5} \left(1 + 2 \frac{\sigma_N}{f'_c} \right) \leq 0,0025$$

$$\sigma_v = \frac{(0,05 \times 38,1/9,5 + 0,3) \times 1538}{1,5} = 513,2 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_v = 0,0001 \left(42 \times \frac{0,0117 \times 200}{0,00263 \times 130} \right)^{0,5} \times 1 = 0,001701 \leq 0,0025$$

$$\sigma_v = 130000 \times 0,001701 = 219,73 \text{ MPa}$$

Donc $\sigma_v = 219,73 \text{ MPa}$

$$V_{FRP} = \frac{0,75 \times 2 \times 71 \times 219,73 \times 540 \times \cot \theta}{300} \times 10^{-3}$$

$$V_c = 2,5 \times 0,75 \times \beta \times 2,59 \times 180 \times 540 \times 10^{-3}$$

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

Cette itération doit être répétée tant que $V_r \neq V_f$

Donc $V_r = 91 + 62 = 153 \text{ kN}$ et $\varepsilon_x = 0,000721 < 0,003$ O.K

Poutre SC-9,5-3

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

Résistance pondérée au cisaillement, générée par les contraintes de traction dans le béton :

$$V_c = 2,5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v$$

$$\text{Avec } d_v = 0,9d = 0,9 \times 600 = 540 \text{ mm}$$

$$f_{cr} = 0,4 \times \sqrt{35} = 2,37 \text{ MPa} < 3,2 \text{ MPa}$$

Résistance pondérée au cisaillement assurée par l'armature de cisaillement en PRF :

$$V_{FRP} = \frac{\phi_{frp} A_{fv} \sigma_v d_v \cot \theta}{s}$$

La méthode générale est utilisée pour déterminer les valeurs de θ et β :

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f - V_p + 0,5N_f - A_p F_{p0}}{2(E_s A_s + E_p A_p)}$$

Étant donné qu'il n'y a pas de charge axiale normale et de charge de précontrainte, nous avons : $N_f = 0$ et $V_p = 0$

Poids propre de la poutre : $W = (0,18 \times (0,70 - 0,85) + 0,85 \times 0,75) \times 24 = 4,187$ kN/m

La résistance au cisaillement sera calculée à d_v du nu de l'appui de la poutre (660 mm de l'axe de l'appui)

$$M_f = V_f \times 0,66 + 4,187 \times 6/2 \times 0,66 - 4,187 \times 0,66^2/2 = (0,66V_f + 7,38) \text{ kN.m}$$

$$\varepsilon_x = \frac{((0,66V_f + 7,38) / 0,54 + V_f + 9,80) \times 1000}{2(200000 \times 1260)}$$

En supposant une valeur pour V_f , la valeur de ε_x peut être calculée. Ainsi, les valeurs de θ et β se déduisent des équations suivantes :

$$\beta = \frac{0,4}{(1 + 1500\varepsilon_x)} \frac{1300}{(1000 + S_{ze})}$$

$$\theta = (29 + 7000\varepsilon_x) (0,88 + S_{ze}/2500)$$

Avec $S_{ze} = 300$ mm

Une fois les valeurs de θ et β obtenues, les résistances pondérées au cisaillement assurées par le béton et par l'armature de cisaillement en PRF se calculent comme suit :

$$\sigma_v = \frac{(0,05r/d_s + 0,3) F_{FRPbend}}{1,5}$$

$$\sigma_v = E_{vFRP} \varepsilon_v$$

$$\varepsilon_v = 0,0001 \left(f'_c \frac{\rho_s E_{FRP}}{\rho_v E_{vFRP}} \right)^{0,5} \left(1 + 2 \frac{\sigma_N}{f'_c} \right) \leq 0,0025$$

$$\sigma_v = \frac{(0,05 \times 38,1/9,5 + 0,3) \times 1538}{1,5} = 513,2 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_v = 0,0001 \left(35 \times \frac{0,0117 \times 200}{0,00394 \times 130} \right)^{0,5} \times 1 = 0,001269 \leq 0,0025$$

$$\sigma_v = 130000 \times 0,001269 = 163,9 \text{ MPa}$$

Donc $\sigma_v = 163,9$ MPa

$$V_{FRP} = \frac{0,75 \times 2 \times 71 \times 163,9 \times 540 \times \cot \theta}{200} \times 10^{-3}$$

$$V_c = 2,5 \times 0,75 \times \beta \times 2,37 \times 180 \times 540 \times 10^{-3}$$

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

L'itération doit être répétée tant que $V_r \neq V_f$

Donc $V_r = 83 + 70 = 153$ kN et $\varepsilon_x = 0,000721 < 0,003$ O.K

Résistance au cisaillement (CSA S6S1-10)

Poutre en T SC-9,5-2

La résistance pondérée au cisaillement pour les poutres en béton armé d'acier ou de PRF (armatures longitudinales) avec des armatures transversales en acier ou en PRF est donnée par l'équation suivante

$$V_r = V_c + V_{st} + V_p$$

Pour les poutres non précontraintes et comprenant des armatures transversales en PRF, l'équation précédente devient :

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

Résistance pondérée au cisaillement, générée par les contraintes de traction dans le béton :

$$V_c = 2,5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v$$

$$\text{Avec } d_v = 0,9d = 0,9 \times 600 = 540 \text{ mm}$$

$$f_{cr} = 0,4 \times \sqrt{42} = 2,59 \text{ MPa} < 3,2 \text{ MPa}$$

Résistance pondérée au cisaillement assurée par l'armature de cisaillement en PRF :

$$V_{FRP} = \frac{\phi_{frp} A_{fv} \sigma_v d_v \cot \theta}{s}$$

La méthode générale est utilisée pour déterminer les valeurs de θ et β : La déformation longitudinale à la mi-profondeur de la section transversale de la poutre est donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f - V_p + 0,5N_f - A_p F_{p0}}{2(E_s A_s + E_p A_p)}$$

Étant donné qu'il n'y a pas de charge axiale normale et de charge de précontrainte, nous avons : $N_f = 0$ et $V_p = 0$

Poids propre de la poutre : $W = (0,18 \times (0,70 - 0,85) + 0,85 \times 0,75) \times 24 = 4,187$ kN/m

La résistance au cisaillement sera calculée à d_v du nu de l'appui de la poutre (660 mm de l'axe de l'appui)

$$M_f = V_f \times 0,66 + 4,187 \times 6/2 \times 0,66 - 4,187 \times 0,66^2/2 = (0,66V_f + 7,38) \text{ kN.m}$$

$$\varepsilon_x = \frac{((0,66V_f + 7,38) / 0,54 + V_f + 9,80) \times 1000}{2(200000 \times 1260)}$$

En supposant une valeur pour V_f , la valeur de ε_x peut être calculée. Ainsi, les valeurs de θ et β se déduisent des équations suivantes :

$$\beta = \frac{0,4}{(1 + 1500\varepsilon_x)} \frac{1300}{(1000 + S_{ze})}$$

$$\theta = (29 + 7000\varepsilon_x)(0,88 + S_{ze}/2500)$$

Avec $S_{ze} = 300$ mm

Une fois les valeurs de θ et β obtenues, les résistances pondérées au cisaillement assurées par le béton et par l'armature de cisaillement en PRF se calculent comme suit :

$$\sigma_v = \frac{(0,05r/d_s + 0,3) F_{FRPbend}}{1,5}$$

$$\sigma_v = E_{vFRP}\varepsilon_v$$

$$\varepsilon_v = 0,004$$

$$\sigma_v = \frac{(0,05 \times 38,1/9,5 + 0,3) \times 1538}{1,5} = 513,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_v = 130000 \times 0,004 = 520 \text{ MPa}$$

Donc $\sigma_v = 513,2$ MPa

$$V_{FRP} = \frac{2 \times 71 \times 513,2 \times 540 \times \cot \theta}{300} \times 10^{-3}$$

$$V_c = 2,5 \times \beta \times 2,59 \times 180 \times 540 \times 10^{-3}$$

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

L'itération doit être faite tant que $V_r \neq V_f$

Donc $V_r = 73,1 + 154 = 227,1$ kN et $\varepsilon_x = 0,001636 < 0,003$ O.K

Poutre en T SC-9,5-3

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

Résistance pondérée au cisaillement, générée par les contraintes de traction dans le béton :

$$V_c = 2,5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v$$

$$\text{Avec } d_v = 0,9d = 0,9 \times 600 = 540 \text{ mm}$$

$$f_{cr} = 0,4 \times \sqrt{35} = 2,37 \text{ MPa} < 3,2 \text{ MPa}$$

Résistance pondérée au cisaillement assurée par l'armature de cisaillement en PRF :

$$V_{FRP} = \frac{\phi_{frp} A_{fv} \sigma_v d_v \cot \theta}{s}$$

La méthode générale est utilisée pour déterminer les valeurs de θ et β : La déformation longitudinale à la mi-profondeur de la section transversale de la poutre est donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f - V_p + 0,5N_f - A_p F_{p0}}{2(E_s A_s + E_p A_p)}$$

Étant donné qu'il n'y a pas de charge axiale normale et de charge de précontrainte, nous avons : $N_f = 0$ et $V_p = 0$

Poids propre de la poutre : $W = (0,18 \times (0,70 - 0,85) + 0,85 \times 0,75) \times 24 = 4,187 \text{ kN/m}$

La résistance au cisaillement sera calculée à d_v du nu de l'appui de la poutre (660 mm de l'axe de l'appui)

$$M_f = V_f \times 0,66 + 4,187 \times 6/2 \times 0,66 - 4,187 \times 0,66^2/2 = (0,66V_f + 7,38) \text{ kN.m}$$

$$\varepsilon_x = \frac{((0,66V_f + 7,38)/0,54 + V_f + 9,80) \times 1000}{2(200000 \times 1260)}$$

En supposant une valeur pour V_f , la valeur de ε_x peut être calculée. Ainsi, les valeurs de θ et β se déduisent des équations suivantes :

$$\beta = \frac{0,4}{(1 + 1500\varepsilon_x)} \frac{1300}{(1000 + S_{ze})}$$

$$\theta = (29 + 7000\varepsilon_x)(0,88 + S_{ze}/2500)$$

Avec $S_{ze} = 300 \text{ mm}$

Une fois les valeurs de θ et β obtenues, les résistances pondérées au cisaillement assurées par le béton et par l'armature de cisaillement en PRF se calculent comme suit :

$$\sigma_v = \frac{(0,05r/d_s + 0,3) F_{FRPbend}}{1,5}$$

$$\sigma_v = E_{vFRP} \varepsilon_v$$

$$\varepsilon_v = 0,004$$

$$\sigma_v = \frac{(0,05 \times 38,1/9,5 + 0,3) \times 1538}{1,5} = 513,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_v = 130000 \times 0,004 = 520 \text{ MPa}$$

Donc $\sigma_v = 513,2 \text{ MPa}$

$$V_{FRP} = \frac{2 \times 71 \times 163,9 \times 540 \times \cot \theta}{200} \times 10^{-3}$$

$$V_c = 2,5 \times \beta \times 2,37 \times 180 \times 540 \times 10^{-3}$$

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

L'itération doit être répétée tant que $V_r \neq V_f$

$$\text{Donc } V_r = 58,7 + 214 = 272,7 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_x = 0,001946 < 0,003 \quad \text{O.K}$$

Résistance au cisaillement (CSA S6S1-10) en considérant les coefficients de tenue des matériaux ϕ_c et ϕ_{frp}

Dans cette section, les deux (2) poutres sont dimensionnées en considérant les coefficients de tenue des matériaux en vue de calculer la résistance pondérée au cisaillement et de la comparer à la résistance ultime.

Poutre en T SC-9,5-2

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

Résistance pondérée au cisaillement, générée par les contraintes de traction dans le béton :

$$V_c = 2,5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v$$

$$\text{Avec } d_v = 0,9d = 0,9 \times 600 = 540 \text{ mm}$$

$$f_{cr} = 0,4 \times \sqrt{42} = 2,59 \text{ MPa} < 3,2 \text{ MPa}$$

Résistance pondérée au cisaillement assurée par l'armature de cisaillement en PRF :

$$V_{FRP} = \frac{\phi_{frp} A_{fv} \sigma_v d_v \cot \theta}{s}$$

La méthode générale est utilisée pour déterminer les valeurs de θ et β : La déformation longitudinale à la mi-profondeur de la section transversale de la poutre est donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f - V_p + 0,5N_f - A_p F_{p0}}{2(E_s A_s + E_p A_p)}$$

Étant donné qu'il n'y a pas de charge axiale normale et de charge de précontrainte, nous avons : $N_f = 0$ et $V_p = 0$

Poids propre de la poutre : $W = (0,18 \times (0,70 - 0,85) + 0,85 \times 0,75) \times 24 = 4,187$ kN/m

La résistance au cisaillement sera calculée à d_v du nu de l'appui de la poutre (660 mm de l'axe de l'appui)

$$M_f = V_f \times 0,66 + 4,187 \times 6/2 \times 0,66 - 4,187 \times 0,66^2/2 = (0,66V_f + 7,38) \text{ kN.m}$$

$$\varepsilon_x = \frac{((0,66V_f + 7,38)/0,54 + V_f + 9,80) \times 1000}{2(200000 \times 1260)}$$

En supposant une valeur pour V_f , la valeur de ε_x peut être calculée. Ainsi, les valeurs de θ et β se déduisent des équations suivantes :

$$\beta = \frac{0,4}{(1 + 1500\varepsilon_x)} \frac{1300}{(1000 + S_{ze})}$$

$$\theta = (29 + 7000\varepsilon_x)(0,88 + S_{ze}/2500)$$

Avec $S_{ze} = 300$ mm

Une fois les valeurs de θ et β obtenues, les résistances pondérées au cisaillement assurées par le béton et par l'armature de cisaillement en PRF se calculent comme suit :

$$\sigma_v = \frac{(0,05r/d_s + 0,3) F_{FRPbend}}{1,5}$$

$$\sigma_v = E_{vFRP} \varepsilon_v$$

$$\varepsilon_v = 0,004$$

$$\sigma_v = \frac{(0,05 \times 38,1/9,5 + 0,3) \times 1538}{1,5} = 513,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_v = 130000 \times 0,004 = 520 \text{ MPa}$$

Donc $\sigma_v = 513,2$ MPa

$$V_{FRP} = \frac{0,75 \times 2 \times 71 \times 219,73 \times 540 \times \cot \theta}{300} \times 10^{-3}$$

$$V_c = 2,5 \times 0,75 \times \beta \times 2,59 \times 180 \times 540 \times 10^{-3}$$

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

L'itération doit être faite tant que $V_r \neq V_f$

$$\text{Donc } V_r = 62,5 + 123,9 = 186,4 \text{ kN et } \varepsilon_x = 0,0013523 < 0,003 \quad \text{O.K}$$

Poutre en T SC-9,5-3

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

Résistance pondérée au cisaillement, générée par les contraintes de traction dans le béton :

$$V_c = 2,5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v$$

$$\text{Avec } d_v = 0,9d = 0,9 \times 600 = 540 \text{ mm}$$

$$f_{cr} = 0,4 \times \sqrt{35} = 2,37 \text{ MPa} < 3,2 \text{ MPa}$$

Résistance pondérée au cisaillement assurée par l'armature de cisaillement en PRF :

$$V_{FRP} = \frac{\phi_{frp} A_{fv} \sigma_v d_v \cot \theta}{s}$$

La méthode générale est utilisée pour déterminer les valeurs de θ et β : La déformation longitudinale à la mi-profondeur de la section transversale de la poutre est donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f - V_p + 0,5N_f - A_p F_{p0}}{2(E_s A_s + E_p A_p)}$$

Étant donné qu'il n'y a pas de charge axiale normale et de charge de précontrainte, nous avons : $N_f = 0$ et $V_p = 0$

Poids propre de la poutre : $W = (0,18 \times (0,70 - 0,85) + 0,85 \times 0,75) \times 24 = 4,187$ kN/m

La résistance au cisaillement sera calculée à d_v du nu de l'appui de la poutre (660 mm de l'axe de l'appui)

$$M_f = V_f \times 0,66 + 4,187 \times 6/2 \times 0,66 - 4,187 \times 0,66^2/2 = (0,66V_f + 7,38) \text{ kN.m}$$

$$\varepsilon_x = \frac{((0,66V_f + 7,38) / 0,54 + V_f + 9,80) \times 1000}{2(200000 \times 1260)}$$

En supposant une valeur pour V_f , la valeur de ε_x peut être calculée. Ainsi, les valeurs de θ et β se déduisent des équations suivantes :

$$\beta = \frac{0,4}{(1 + 1500\varepsilon_x)} \frac{1300}{(1000 + S_{ze})}$$

$$\theta = (29 + 7000\varepsilon_x)(0,88 + S_{ze}/2500)$$

Avec $S_{ze} = 300$ mm

Une fois les valeurs de θ et β obtenues, les résistances pondérées au cisaillement assurées par le béton et par l'armature de cisaillement en PRF se calculent comme suit :

$$\sigma_v = \frac{(0,05r/d_s + 0,3) F_{FRPbend}}{1,5}$$

$$\sigma_v = E_{vFRP}\varepsilon_v$$

$$\varepsilon_v = 0,004$$

$$\sigma_v = \frac{(0,05 \times 38,1/9,5 + 0,3) \times 1538}{1,5} = 513,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_v = 130000 \times 0,004 = 520 \text{ MPa}$$

Donc $\sigma_v = 513,2$ MPa

$$V_{FRP} = \frac{0,75 \times 2 \times 71 \times 513,2 \times 540 \times \cot \theta}{200} \times 10^{-3}$$

$$V_c = 2,5 \times 0,75 \times \beta \times 2,37 \times 180 \times 540 \times 10^{-3}$$

$$V_r = V_c + V_{FRP}$$

L'itération doit être répétée tant que $V_r \neq V_f$

$$\text{Donc } V_r = 44 + 160,4 = 204,4 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_x = 0,0019464 < 0,003 \quad \text{O.K}$$

Calcul des charges de rupture au cisaillement des poutres (CSA S6-06 ; CSA S6S1-10)

Pour déterminer les charges de rupture au cisaillement des deux (2) poutres, les calculs sont faits pour prédire la charge de rupture des poutres en considérant les résistances des matériaux (Résistance en traction du PRFC de 800 MPa, résistance à la fissuration f_{cr} des poutres SC-9,5-2 et SC-9.5-3 de 3,03 et 2,09 MPa respectivement).

Poutre en T SC-9,5-2

Résistance pondérée au cisaillement, générée par les contraintes de traction dans le béton :

$$V_c = 2,5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v$$

$$\text{Avec } d_v = 0,9d = 0,9 \times 600 = 540 \text{ mm}$$

Résistance pondérée au cisaillement assurée par l'armature de cisaillement en PRF :

$$V_{sf} = \frac{\phi_{frp} A_{fv} \sigma_{fu} d_v \cot \theta}{s}$$

La méthode générale est utilisée pour déterminer les valeurs de θ et β : La déformation longitudinale à la mi-profondeur de la section transversale de la poutre est donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f - V_p + 0,5N_f - A_p F_{p0}}{2(E_s A_s + E_p A_p)}$$

Étant donné qu'il n'y a pas de charge axiale normale et de charge de précontrainte, nous avons : $N_f = 0$ et $V_p = 0$

Poids propre de la poutre : $W = (0,18 \times (0,70 - 0,85) + 0,85 \times 0,75) \times 24 = 4,187 \text{ kN/m}$

La résistance au cisaillement sera calculée à d_v du nu de l'appui de la poutre (660 mm de l'axe de l'appui)

$$M_f = V_f \times 0,66 + 4,187 \times 6/2 \times 0,66 - 4,187 \times 0,66^2/2 = (0,66V_f + 7,38) \text{ kN.m}$$

$$\varepsilon_x = \frac{((0,66V_f + 7,38)/0,54 + V_f + 9,80) \times 1000}{2(200000 \times 1260)}$$

En supposant une valeur pour V_f , la valeur de ε_x peut être calculée. Ainsi, les valeurs de θ

et β se déduisent des équations suivantes :

$$\beta = \frac{0,4}{(1 + 1500\varepsilon_x)} \frac{1300}{(1000 + S_{ze})}$$

$$\theta = (29 + 7000\varepsilon_x)(0,88 + S_{ze}/2500)$$

Avec $S_{ze} = 300$ mm

Une fois les valeurs de θ et β obtenues, les résistances pondérées au cisaillement assurées par le béton et par l'armature de cisaillement en PRF (résistance en traction de 800 MPa) se calculent comme suit :

$$V_{sf} = \frac{2 \times 71 \times 800 \times 540 \times \cot \theta}{300} \times 10^{-3}$$

$$V_c = 2,5\beta f_{cr} \times 180 \times 540 \times 10^{-3}$$

$$V_u = V_c + V_{sf}$$

L'itération doit être répétée tant que $V_u \neq V_f$

$$\text{Donc } V_u = 92 + 242 = 334 \text{ kN avec } f_{cr} = 3,03 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_x = 0,0015413 < 0,003 \quad \text{O.K}$$

Poutre en T SC-9,5-3

Résistance pondérée au cisaillement, générée par les contraintes de traction dans le béton :

$$V_c = 2,5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v$$

$$\text{Avec } d_v = 0,9d = 0,9 \times 600 = 540 \text{ mm}$$

Résistance pondérée au cisaillement assurée par l'armature de cisaillement en PRF :

$$V_{sf} = \frac{\phi_{frp} A_{fv} \sigma_{fu} d_v \cot \theta}{s}$$

La méthode générale est utilisée pour déterminer les valeurs de θ et β : La déformation longitudinale à la mi-profondeur de la section transversale de la poutre est donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f - V_p + 0,5N_f - A_p F_{p0}}{2(E_s A_s + E_p A_p)}$$

Étant donné qu'il n'y a pas de charge axiale normale et de charge de précontrainte, nous

avons : $N_f = 0$ et $V_p = 0$

Poids propre de la poutre : $W = (0,18 \times (0,70 - 0,85) + 0,85 \times 0,75) \times 24 = 4,187$ kN/m

La résistance au cisaillement sera calculée à d_v du nu de l'appui de la poutre (660 mm de l'axe de l'appui)

$$M_f = V_f \times 0,66 + 4,187 \times 6/2 \times 0,66 - 4,187 \times 0,66^2/2 = (0,66V_f + 7,38) \text{ kN.m}$$

$$\varepsilon_x = \frac{((0,66V_f + 7,38) / 0,54 + V_f + 9,80) \times 1000}{2(200000 \times 1260)}$$

En supposant une valeur pour V_f , la valeur de ε_x peut être calculée. Ainsi, les valeurs de θ et β se déduisent des équations suivantes :

$$\beta = \frac{0,4}{(1 + 1500\varepsilon_x)} \frac{1300}{(1000 + S_{ze})}$$

$$\theta = (29 + 7000\varepsilon_x)(0,88 + S_{ze}/2500)$$

Avec $S_{ze} = 300$ mm

Une fois les valeurs de θ et β obtenues, les résistances pondérées au cisaillement assurées par le béton et par l'armature de cisaillement en PRF (résistance en traction de 800 MPa) se calculent comme suit :

$$V_{sf} = \frac{2 \times 71 \times 800 \times 540 \times \cot \theta}{200} \times 10^{-3}$$

$$V_c = 2,5\beta f_{cr} \times 180 \times 540 \times 10^{-3}$$

$$V_u = V_c + V_{sf}$$

L'itération doit être répétée tant que $V_u \neq V_f$

$$\text{Donc } V_u = 76 + 335 = 411 \text{ kN avec } f_{cr} = 2,9 \text{ MPa}$$

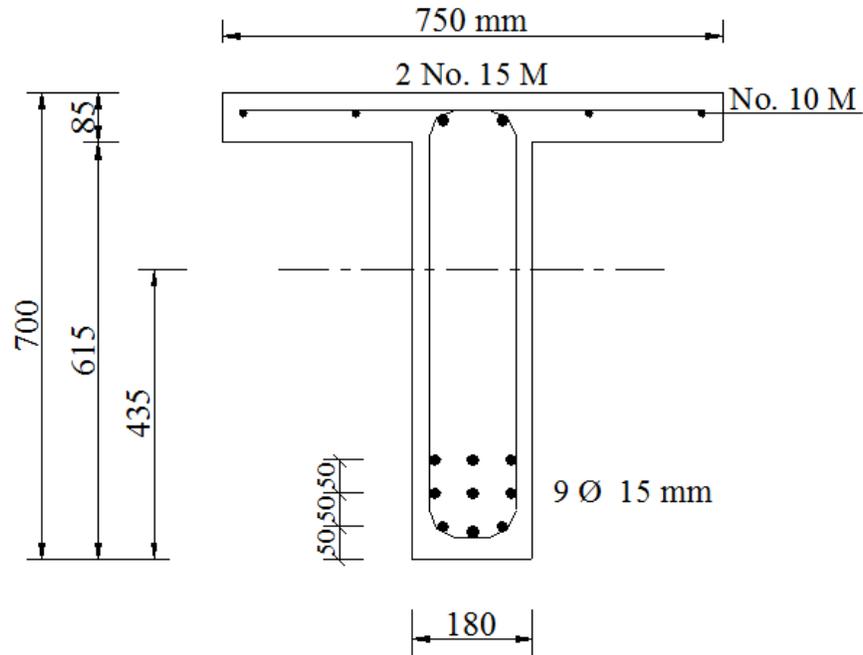
$$\varepsilon_x = 0,001894 < 0,003 \quad \text{O.K}$$

Résistance en flexion

Les calculs sont effectués conformément aux exigences de la norme **CSA A23.3-04**

Pour les torons 7 fils en acier, la limite élastique considérée est de $f_y = 1650$ MPa ;

$d=600$ mm ; $b_w=180$ mm ; $b=750$ mm ; $f'_c=35$ MPa



Section de la poutre

Propriétés de la section de la poutre

Aire de la section

$$A = 180 \times 700 + (750 - 180) \times 85 = 174450 \text{ mm}^2$$

Position de l'axe neutre

$$z = \frac{180 \times 700 \times 350 + (750 - 180) \times 85 \times (700 - 85/2)}{700 \times 180 + (750 - 180) \times 85}$$

$$z = 435 \text{ mm}$$

Moment d'inertie de la section brute

$$I_g = \frac{180 \times 700^3}{12} + 700 \times 180 \times 85^2 + \frac{570 \times 85^3}{12} + 570 \times 85 \times 225,5^2$$

$$I_g = 8483098750 \text{ mm}^4$$

Propriétés du béton

Module d'élasticité du béton

$$E_c = 4500\sqrt{35} = 26622 \text{ MPa}$$

Résistance à la fissuration du béton $f_{cr} = 3,2 \text{ MPa}$ (Valeur expérimentale)

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,0015f'_c > 0,67$$

$$\alpha_1 = 0,85 - 0,0015 \times 35 = 0,798 > 0,67$$

$$\beta_1 = 0,97 - 0,0025f'_c > 0,67$$

$$\beta_1 = 0,97 - 0,0025 \times 35 = 0,883 > 0,67$$

Propriétés de l'acier

$$A_s = 1260 \text{ mm}^2, f_y = 1650 \text{ MPa}, n_s = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{26622} = 7,51$$

$$A'_s = 400 \text{ mm}^2, f_y = 450 \text{ MPa}$$

Moment de fissuration en flexion

Le moment de fissuration est calculé comme suit :

$$M_{cr} = \frac{f_{cr} I_g}{y}$$

$$M_{cr} = \frac{f_{cr} \times 8483098750}{435} \times 10^{-6}$$

$$M_{cr} = 59 \text{ kN.m} \quad f_{cr} = 3,03 \text{ MPa} \quad \text{pour la poutre SC-9,5-2}$$

$$M_{cr} = 56,6 \text{ kN.m} \quad f_{cr} = 2,9 \text{ MPa} \quad \text{pour la poutre SC-9,5-3}$$

Ces deux valeurs de M_{cr} correspondent à un effort de cisaillement de 29,5 kN et de 28,3 kN pour les poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3 respectivement.

Résistance en flexion

Les calculs de la résistance en flexion des poutres SC-9,5-2 et SC-9,5-3 sont faits conformément aux exigences de la norme CSA A23.3-04.

Poutre en T avec des armatures longitudinales en acier : $d=600$ mm ; $b_w=180$ mm ; $f'_c=45$ MPa.

Largeur effective de la semelle de la poutre b_{eff} :

$$b'_T = \min \begin{cases} 12h_f = 12 \times 85 = 1020 \text{ mm} \\ l/5 = 6000/5 = 1200 \text{ mm} \\ x_{gauche}, x_{droite} = 285 \text{ mm} \end{cases} = 285 \text{ mm}$$

$$b_{eff} = 2b'_T + b_w = 2 \times 285 + 180 = 750 \text{ mm}$$

La section a comportement en té si :

$$A_s > \alpha_1 \phi_c f'_c h_f b_f / (\phi_c f_y)$$

$$h_f > A_s \phi_s f_y / (\alpha_1 \phi_c f'_c b_f)$$

Vérification de la première condition

$$A_s = 1260 \text{ mm}^2$$

$$\alpha_1 \phi_c f'_c h_f b_f / (\phi_c f_y) = \frac{0,78 \times 45 \times 85 \times 750}{1650} = 1356 > A_s = 1260$$

Vérification de la seconde condition

$$h_f = 85 \text{ mm}$$

$$A_s \phi_s f_y / (\alpha_1 \phi_c f'_c b_f) = \frac{1260 \times 1650}{0,78 \times 45 \times 750} = 79$$

$$h_f = 85 < 126 \text{ mm}$$

La section se comporte alors comme une section rectangulaire. Le moment résistant est :

$$\text{Taux d'armature } \rho = \frac{1260}{750 \times 600} = 0,0028$$

$$k_r = \left(1 - \frac{\rho f_y}{2\alpha_1 f'_c} \right) \rho f_y$$

$$k_r = \left(1 - \frac{0,0028 \times 1650}{2 \times 0,798 \times 35} \right) \times 0,0028 \times 1650$$

$$k_r = 4,238$$

$$M_r = k_r b_f d^2 \times 10^{-6}$$

$$M_r = 4,238 \times 750 \times 600^2 \times 10^{-6}$$

$$M_r = 1144 \text{ kN.m}$$

Ce moment correspond à un effort de cisaillement de 572 kN.

Calcul des flèches

Pour le calcul des flèches, le moment effectif I_e de la section fissurée sera utilisé.

Calcul de I_e

$$C = \frac{b_w}{nA_s} = \frac{180}{7,51 \times 1260} = 0,019022$$

$$f = \frac{h_f(b - b_w)}{nA_s} = \frac{85 \times (750 - 180)}{7,51 \times 1260}$$

$$kd = \frac{\sqrt{C(2d + h_f f) + (1 + f)^2} - (1 + f)}{C}$$

$$kd = \frac{\sqrt{0,019022 \times (2 \times 600 + 85 \times 5,1202) + (1 + 5,1202)^2} - (1 + 5,1202)}{0,019022}$$

$$kd = 113,55 \text{ mm} \quad \text{donc} \quad k = 0,18926$$

$$I_{cr} = \frac{(b - b_w)h_f^3}{12} + \frac{b_w(kd)^3}{3} + (b - b_w)h_f(kd - h_f/2)^2 + nA_s(d - kd)^2$$

$$I_{cr} = \frac{(750 - 180) \times 85^3}{12} + \frac{180 \times (113,55)^3}{3} + (750 - 180) \times 85 \times (113,55 - 85/2)^2 + 7,51 \times 1260 \times (600 - 113,55)^2$$

$$I_{cr} = 2600764744 \text{ mm}^4$$

$$I_e = I_{cr} + (I_g - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \leq I_g$$

La flèche à mi-portée correspond au moment max (correspond à la résistance au cisaillement de la poutre SC-9,5-2)

$$P = 340 \text{ kN}$$

$$I_e = 2600764744 + (8483098750 - 2600764744) \left(\frac{62,4}{680} \right)^3 = 2605310192 \leq I_g = 8483098750$$

$$\delta_{mi-portée} = \frac{Pa}{24E_c I_e} (3L^2 - 4a^2)$$

$$\delta_{mi-portée} = \frac{340 \times 1000 \times 2000}{24 \times 26622 \times 2605310192} (3 \times 6000^2 - 4 \times 2000^2) = 37,56 \text{ mm}$$

Annexe B

Analyse par éléments finis

**Conception de poutres de pont en béton précontraint renforcées
avec des étriers en matériaux composites**

par :

B. Massicotte, D. Conciatori, E. Yildiz

Soumis à :

Direction des Structures

Ministère des Transports du Québec

N/R : SR12-10

**DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL,
GÉOLOGIQUE ET MINES**

**Conception de poutres de pont en béton
précontraint renforcées avec des étriers
en matériaux composites**

par :

B. Massicotte, D. Conciatori, E. Yildiz

Soumis à :

Direction des Structures
Ministère des Transports du Québec

N/R : SR12-10
Février 2013
Version finale – Mars 2014

Conception de poutres de pont en béton précontraint renforcées avec des étriers en matériaux composites

RAPPORT DE RECHERCHE



Février 2013
Version finale – Mars 2014
N/R: SR12-10 / S1737
V/R: R496.1

Conception de poutres de pont en béton précontraint renforcées avec des étriers en matériaux composites

Rapport de recherche

par :

Groupe de recherche en génie des structures (GRS)

Département des génies civil, géologique et des mines
École Polytechnique de Montréal

- **Bruno Massicotte, ing., Ph.D.**
Professeur titulaire
- **David Conciatori, ing, Ph.D.**
Ingénieur de recherche
- **Emre Yildiz, ing, M. Ing.**
Expert, ancien étudiant gradué

Soumis à

Direction des Structures

Ministère des Transports du Québec

Février 2013

Version finale – Mars 2014

N/R: SR12-10 / S1737

V/R: R496.1

SOMMAIRE

Les tabliers de ponts sont parmi les structures les plus exposées aux conditions favorisant la corrosion de l'armature d'acier et l'éclatement du béton. L'émergence de nouveaux matériaux permet aujourd'hui de disposer des moyens face à des contraintes toujours plus sévères relatives au développement durable imposé par notre société. Dans ce contexte, l'utilisation des matériaux composites à bases de fibres de carbone semble une avenue prometteuse pour le remplacement des aciers d'armature dans le béton. Le ministère des Transports du Québec a confié à l'Université de Sherbrooke et à l'École Polytechnique de Montréal la réalisation d'une étude expérimentale et numérique afin de déterminer le potentiel d'utilisation d'étriers en polymère renforcé de fibres de carbone (PRFC) dans les poutres précontraintes préfabriquées précontraintes NEBT, de valider les règles de calcul du code des ponts CSA-S6 et de faire des recommandations quant aux limitations de cette méthode de calcul.

Suite aux résultats des essais réalisés par l'Université de Sherbrooke et aux analyses numériques faites à l'École Polytechnique et présentées dans ce rapport, il est possible de faire les recommandations suivantes.

1. Les analyses sur les poutres NEBT montrent que les poutres avec des étriers en PRFC présentent des modes de ruptures et un comportement comparables à ceux obtenus avec des étriers en acier.
2. La rupture dans les zones de pliage des étriers est évitée lorsque celles-ci sont localisées loin des régions où la rupture à l'effort tranchant se produit comme dans le talon ou les ailes des poutres NEBT.
3. La méthode de calcul préconisée par le code CSA-S6 (édition 2010) pour les étriers composites en PRFC est adéquate pour les poutres NEBT.
4. Vu le mode de rupture dans les zones de pliage, il n'est pas recommandé d'utiliser les étriers en matériaux composites pour les poutres en béton armé. Pour les poutres précontraintes autres que les poutres NEBT, sans talons à la fibre inférieure ou sans semelle supérieure, il n'est pas recommandé d'utiliser des étriers en matériaux composites sans que des essais avec des torons tendus, accompagnés d'analyses non linéaires, soient réalisés.
5. Pour les poutres NEBT, il serait opportun de réaliser des essais sur le cisaillement horizontal dans le joint froid entre la dalle et les poutres, notamment pour des questions de fatigue.

TABLE DES MATIÈRES

1. INTRODUCTION.....	1
1.1 Contexte	1
1.2 Objectifs du projet de recherche.....	1
1.3 Réalisation du projet de recherche	2
1.4 Portée du présent document.....	2
1.5 Méthodologie	3
1.6 Organisation du rapport.....	4
2. VALIDATION AVEC LES ESSAIS DE SHERBROOKE.....	5
2.1 Données des essais	5
2.2 Analyse.....	14
2.3 Comparaison des résultats des essais et des simulations.....	17
3. VALIDATION AVEC UN ESSAI SUR POUTRE PRÉCONTRAINT.....	23
3.1 Données de l'essai.....	23
3.2 Analyse.....	26
3.3 Comparaison des résultats des essais et des simulations.....	29
4. RÉSISTANCE EN CISAILLEMENT DES POUTRES NEBT.....	32
4.1 Géométrie des poutres.....	32
4.2 Matériau et résistance.....	34
4.3 Processus de chargement	34
4.4 Résultats des simulations.....	35
4.5 Comparaison avec le code CSA-S6-06.....	39
5. CONCLUSIONS DE L'ÉTUDE.....	42
5.1 Résultats de l'étude numérique	42
5.2 Recommandations pour l'utilisation d'étrier en PRFC.....	42

1. INTRODUCTION

1.1 CONTEXTE

Les tabliers de ponts sont parmi les structures les plus exposées aux conditions favorisant la corrosion de l'armature d'acier et l'éclatement du béton. En Amérique du Nord et plus particulièrement au Québec, la corrosion occasionnée par l'épandage de sel de déglacage est le premier facteur réduisant la durée de vie de l'ouvrage et engendrant des coûts de réparation très importants.

L'émergence de nouveaux matériaux permet aujourd'hui de disposer des moyens face à des contraintes toujours plus sévères relatives au développement durable imposé par notre société. Ces contraintes demandent aux maîtres d'ouvrage, aux chercheurs et aux entrepreneurs de trouver des matériaux qui résistent aux sollicitations climatiques et environnementales sévères, qui gardent des propriétés mécaniques stables durant le processus de vieillissement, et qui demandent peu ou pas de maintenance durant leur utilisation. Dans ce contexte, l'utilisation des matériaux composites à bases de fibres de carbone semble une avenue prometteuse pour le remplacement des aciers d'armature dans le béton.

Le ministère des Transports du Québec a confié à l'Université de Sherbrooke et à l'École Polytechnique de Montréal la réalisation d'une étude expérimentale et numérique afin de déterminer le potentiel d'utilisation d'étriers en fibres de carbone dans les poutres précontraintes préfabriquées.

1.2 OBJECTIFS DU PROJET DE RECHERCHE

Les objectifs fixés en début de projet de recherche étaient :

- de développer des étriers en matériaux composites en polymère renforcés de fibres de carbone (PRFC) ayant une forme géométrique et des dimensions adéquates pour le renforcement à l'effort tranchant de poutres préfabriquées en béton précontraint;
- d'évaluer le comportement et valider l'utilisation de ces étriers comme armature de cisaillement pour les poutres en I en béton précontraint avec des câbles de précontrainte en acier.

Le but visé est de pouvoir concevoir des poutres précontraintes en suivant les règles du code des ponts CSA-S6 [1]. L'objectif du projet de recherche est de vérifier si la méthode de calcul à l'effort tranchant du code de ponts est applicable et si des limitations quant à la portée de cette méthode devraient être appliquées.

1.3 RÉALISATION DU PROJET DE RECHERCHE

Pour atteindre les objectifs généraux, les activités du projet de recherche ont été réparties en quatre étapes :

1. la caractérisation des propriétés mécaniques des étriers en PRFC;
2. la réalisation d'essais de flexion sur poutres en béton;
3. la réalisation d'analyses par éléments finis;
4. le développement d'une méthode de calcul.

Les deux premières étapes ont été réalisées par l'Université de Sherbrooke alors que la responsabilité de la troisième étape revient à l'École Polytechnique. La dernière étape fera l'objet des recommandations suite aux travaux réalisés par chacun des deux groupes.

La partie expérimentale faite à l'Université de Sherbrooke a été modifiée en cours de projet avec l'accord du ministère des Transports. Plusieurs poutres et étriers en PRFC testés en début de projet ont servi à faire progresser les connaissances sans toutefois pouvoir être utilisés pour la validation numérique devant être réalisée par l'École Polytechnique. Ainsi, seuls les résultats de deux poutres du programme expérimental réalisé à l'Université de Sherbrooke ont pu être exploités. Cependant ces deux poutres ne rencontraient que partiellement les exigences propres au projet de recherche : les poutres avaient une section en T et non en I, et leurs armatures de flexion consistaient en des torons non tendus, les poutres n'étaient donc pas précontraintes. Les poutres contenaient toutefois des étriers en PRFC.

Comme les poutres devant servir de validation au modèle numérique ne rencontraient pas toutes les caractéristiques des types de poutres visés par le projet, il a fallu trouver dans la littérature d'autres résultats d'essais. Malgré les modifications apportées au programme expérimental, les résultats se sont révélés forts pertinents et ont permis de faire ressortir certaines caractéristiques qui n'auraient pas apparues nécessairement si les poutres avaient été en I et précontraintes.

1.4 PORTÉE DU PRÉSENT DOCUMENT

Ce document vise à donner un avis technique sur l'utilisation éventuelle des étriers en PRFC dans les poutres précontraintes de type NEBT et sur la méthode de calcul préconisée sur la base des essais réalisés à l'Université de Sherbrooke et des analyses subséquentes réalisées à l'École Polytechnique.

L'étude se limite aux poutres faites de béton 50 MPa ayant des torons en acier où seuls les étriers conventionnels en acier sont remplacés par des étriers en PRFC.

1.5 MÉTHODOLOGIE

Le présent rapport s'appuie sur des simulations numériques pour évaluer la résistance de poutres NEBT. Le logiciel ABAQUS [2] et le modèle de béton EMP3D [3] ont été utilisés pour faire les analyses non-linéaires. Avant de modéliser les poutres NEBT et de statuer sur l'utilisation des étriers en PRFC, il était nécessaire de valider le modèle d'éléments finis. En fait, il est essentiel que tous les modèles numériques, surtout les modèles non linéaires, fassent l'objet d'un processus de vérification et validation [4].

Le projet de recherche s'est étalé sur plusieurs années (de 2004 à 2012). Durant cette période le logiciel EPM3D a subi de nombreuses améliorations et a fait l'objet d'un processus de vérification et de validation poussé. Sa robustesse et sa fiabilité ont atteint un niveau qui permet d'avoir confiance aux résultats numériques, en particulier pour le traitement de l'effort tranchant. Le modèle présente à cet égard une performance nettement supérieure à d'autres modèles non linéaires comparables, notamment en ce qui regarde l'effort tranchant [5]. Toutefois, le logiciel n'avait pas été validé explicitement pour les problèmes de précontrainte et de matériaux composites, ce qui a été fait dans le cadre de ce projet.

Il était prévu que les essais réalisés à l'Université de Sherbrooke serviraient d'étalon pour la validation du logiciel. Comme indiqué précédemment, cela n'a pas été possible pour la partie précontrainte. La recherche de publications dans la littérature n'a pas permis de trouver de nombreuses séries d'essais pertinents. En effet, la résistance à l'effort tranchant est sensible au type de granulats et les essais récents sur les bétons à haute résistance utilisent des types de granulats différents que ceux choisis pour fabriquer les poutres NEBT. Il a donc fallu chercher des études réalisées il y a plus de 30 ans. Or peu d'études portant sur des poutres faites de bétons comparables à celui utilisé pour la fabrication des poutres NEBT et présentaient des résultats complets exploitables pour valider les modèles numériques étaient disponibles dans la littérature. Une série d'essais pertinents a été trouvée et a été utilisée pour valider le modèle pour la résistance à l'effort tranchant des poutres précontraintes. Les essais réalisés à l'Université de Sherbrooke ont toutefois été fort utiles pour valider le comportement des étriers en matériaux composites.

La méthodologie adoptée a suivi les étapes suivantes :

- validation générale du modèle EPM3D [3, 4, 5];
- validation sur les essais de poutres en T en béton armé avec étriers en PRFC testées à l'Université de Sherbrooke [6, 7, 8, 9];
- validation sur un essai de poutre précontrainte avec étriers en acier [13];
- conception de poutres NEBT 1000, 1200, 1400, 1600 et 1800;
- analyses par éléments finis non-linéaires des poutres NEBT 1200, 1400 et 1800 avec des étriers en acier ou en PRFC espacés à 150, 300, 600 et 900 mm;
- comparaison des résultats des analyses à la méthode générale du code CSA-S6 [1];

- recommandations quant à la méthode de calcul et aux dispositions constructives.

1.6 ORGANISATION DU RAPPORT

Ce rapport est divisé en cinq chapitres. Afin de répondre aux objectifs précédents, le projet a suivi les étapes suivantes.

Le rapport présente d'abord une revue validation des logiciels ABAQUS et EPM3D aux chapitres 2 et 3, respectivement pour les essais sur des poutres en béton armé avec des étriers en PRFC et des poutres précontraintes. Ensuite le rapport présente au chapitre 4 les résultats des analyses numériques réalisées pour des poutres NEBT précontraintes ayant des étriers en acier ou en PRFC. Le chapitre 5 conclut le rapport avec des recommandations pour l'utilisation éventuelle d'étriers en PRFC dans des poutres NEBT et d'autres types de poutres.

2. VALIDATION AVEC LES ESSAIS DE SHERBROOKE

2.1 DONNÉES DES ESSAIS

2.1.1 RÉFÉRENCES

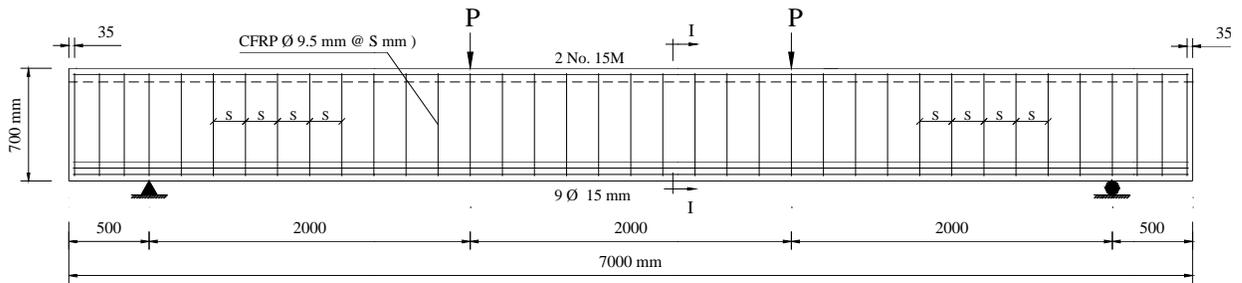
Les informations du programme expérimental réalisé à l'Université de Sherbrooke ont été tirées des références suivantes [6 à 9] :

- Ahamed, E.A., El-Salakawy, E., Benmokrane, B. 2008. Shear behavior of NEBT-bridge girders reinforced with carbon FRP stirrups. Rapport d'étape 2, phase B. Université de Sherbrooke.
- Ahamed, E.A., Benmokrane, B. 2008. Tensile properties of V-ROD carbon FRP bend bars (#3). Rapport technique, Université de Sherbrooke.
- Benmokrane, B, 2009. Beam-Results-SC-2 and SC-3 - April 1-09. Fichier Excel, Université de Sherbrooke.
- Ahmed, E. A., El-Salakawy E. F., Benmokrane, B, 2010. Shear performance of RC bridge girders reinforced with carbon FRP stirrups. ASCE Journal of Bridge Engineering, 15 (1), 44-54.

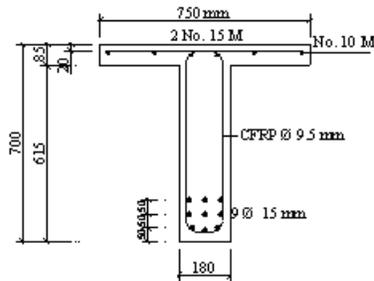
2.1.2 GÉOMÉTRIE DES POUTRES EN T

Les poutres d'essai ont une portée de 6.0 m et une hauteur de 700 mm [6, 9]. La largeur de l'âme de la poutre est de 180 mm alors que la dalle a une épaisseur de 85 mm et une largeur de 750 mm (Figure 2.1).

L'armature longitudinale inférieure est composée de 9 torons passifs (non mis en tension) de 15 mm de diamètre (T15) et ayant une section nominale de 140 mm². Les étriers en PRFC ont un diamètre de 9.5 mm, correspondant à une section nominale de 70.9 mm², et sont espacés de 300 et 200 mm respectivement pour les poutres SC-9.5-2 et SC-9.5-3 (Figure 2.1). Chaque étrier est constitué de deux parties en forme de C. Ces deux parties sont assemblées pour former un étrier (Figure 2.2). Des armatures en acier 10M et 15M sont positionnées dans la dalle.



a) élévation

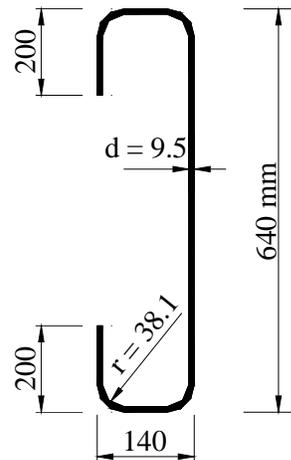


b) profil

Figure 2.1 – Géométrie des poutres en T, poutre SC-9.5-2 : $s=300$ mm, poutre SC-9.5-3 : $s=200$ mm



a) photo



b) schéma

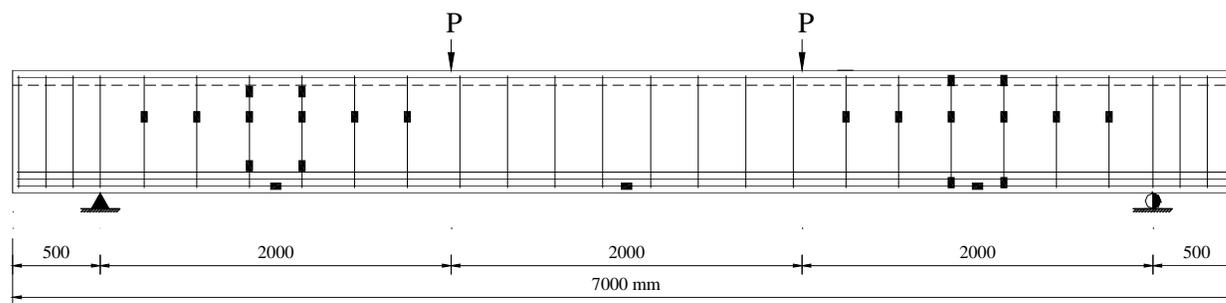
Figure 2.2 – Détail des étriers en PRFC

2.1.3 INSTRUMENTATION

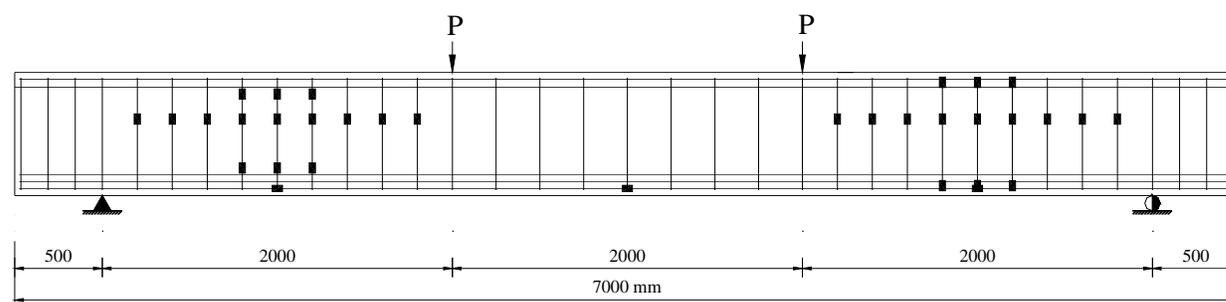
Des jauges de déformation de 2 mm de longueur sont collées sur les torons de précontrainte. Plusieurs jauges sont placées à mi-portée de la poutre (zone de moment de flexion constant) et d'autres à mi-distance entre les points d'application des charges et les appuis dans les zones d'effort tranchant constant (Figure 2.3).

Des jauges électriques de 6 mm de longueur sont collées sur des étriers situés dans la zone de l'effort tranchant constant pour mesurer la distribution des déformations dans les étriers (Figure 2.3). Ces jauges sont placées sur le bord externe des étriers. Plusieurs jauges de déformation électriques de 60 mm de longueur sont installées à la surface supérieure du béton mesurant les déformations de compression du béton à mi-portée de la poutre (zone de moment de flexion constant) et à mi-distance de la zone d'effort tranchant constant. Des jauges de déformation électriques de 60 mm de long sont collées sur l'aile de la poutre de béton.

La flèche à mi-portée de la poutre et à mi-distance dans la zone d'effort tranchant constant est mesurée par deux LVDT de chaque côté de la poutre. La largeur des fissures dans la zone de l'effort tranchant est mesurée à l'aide de LVDT installés dès l'apparition des fissures. Le réseau de formation et de propagation des fissures est relevé manuellement (en fonction de la valeur de la charge appliquée) pendant toute la durée de l'essai.



a) poutre SC-9.5-2



b) poutre SC-9.5-3

Figure 2.3 – Instrumentation des poutres

2.1.4 APPLICATION DES CHARGES ET CONDITIONS D'APPUI

Les poutres ont été chargées jusqu'à leur rupture par un processus de mise en charge sur deux points au-dessus de la poutre (Figure 2.1a, Figure 2.4). Selon le rapport d'essais [6], les deux vérins étaient pilotés en force (kN/min) et fonctionnaient de manière simultanée, appliquant la même force.



Figure 2.4 – Dispositif d'essai – Poutre SC9.5-2

La configuration des poutres donne un rapport a/d égal à 3.33 si on considère la position des charges à 2000 mm des appuis et une valeur d de 600. Toutefois, d pourrait être de 650 mm (position du lit inférieur), ce qui donnerait a/d égal à 3.08. Ces valeurs sont dans la plage usuelle des essais de cisaillement amenant une rupture de type flexion-cisaillement.

Le dispositif d'appui d'un côté permet la rotation et le déplacement horizontal (Figure 2.5a) alors que le dispositif sur le bord opposé empêche les déplacements et ne permet pas une rotation tout à fait libre (Figure 2.5b).



a) Libre horizontalement, avec rotule



b) Retenu horizontalement, sans rotule

Figure 2.5 – Dispositifs d'appui

2.1.5 MATÉRIAUX

Les poutres ont été fabriquées avec un béton normal de Type V (MTQ) de résistance à la compression à 28 jours spécifiée à 35 MPa. Les résistances à la compression et à la traction du béton ont été déterminées le jour de l'essai de chargement effectué sur la poutre en utilisant les normes d'essais en usage. La valeur obtenue pour la résistance en compression du béton correspond à 42 et 35 MPa pour respectivement les poutres SC-9.5-2 et SC-9.5-3. La résistance à la traction est obtenue avec la méthode d'essai de traction par fendage (essai brésilien) et les valeurs obtenues s'élèvent respectivement à 3.03 et 2.9 MPa pour les poutres SC-9.5-2 et SC-9.5-3.

La limite élastique f_y pour les barres 15M et 10M vaut respectivement 470 et 450 MPa. La contrainte nominale à la rupture des torons T15 s'élève à 1860 MPa. Le module d'élasticité pour les aciers passifs et torons vaut 200 GPa [1].

Des étriers préfabriqués en PRFC de 9.5 mm de diamètre (#3) sont utilisés comme armature transversale pour reprendre l'effort tranchant de la poutre. Deux types d'essais mécaniques sont exécutés sur ces étriers confectionnés avec ce nouveau matériau en PRFC et les résultats ci-après sont basés sur des résistances moyennes des essais en laboratoire [7]. La résistance en traction des étriers est de 1538 MPa pour la zone non pliée et de 712 MPa dans la zone de pliage (coude de l'étrier). Le module d'élasticité des PRFC s'élève à 130 GPa.

2.1.6 SOMMAIRES DES RÉSULTATS

Les résultats donnés dans le rapport d'essais [6] indiquent que l'effort tranchant à la rupture était respectivement égal à 376 et 439 kN pour les poutres SC-9.5-2 et SC-9.5-3, valeurs également retrouvées dans une publication récente [9]. Les données numériques reçues de Sherbrooke [8] indiquent toutefois un effort tranchant à la rupture moindre pour la poutre SC-9.5-2, égal à 298 kN. Le rapport d'essai [6] mentionne la possibilité qu'il y ait eu un débalancement des charges. La Figure 2.6 illustre le comportement global alors que la photo sur la Figure 2.7 montre le mode de rupture. Il n'est pas clair laquelle des deux valeurs de 299 ou 376 kN est la bonne charge de rupture pour l'essai SC-9.5-2 et si l'accroissement de la rigidité au-delà de 300 kN illustré sur la Figure 2.6 est réel. Toutefois, tel qu'il sera indiqué plus loin, cela n'a pas d'incidence sur les conclusions de l'étude. De plus, les résultats des études numériques réalisées à l'École Polytechnique permettront d'identifier une valeur probable de la résistance.

L'observation de la Figure 2.6 amène deux constats. Premièrement, la fissuration survient à une charge de 25 kN environ. Ceci correspond bien aux calculs usuels de fissuration qui donnent une charge de fissuration théorique de 23 kN pour une poutre en béton armé. La pente du diagramme charge-flèche est égale à environ 6250 kN/mm, ce qui correspond à une inertie effective de $1950 \times 10^6 \text{ mm}^4$. Une telle valeur n'est possible qu'avec une efficacité moindre de l'armature tendue. Les torons ayant une adhérence moindre que les barres crénelées subissent un glissement relatif avec le béton. Des résultats similaires ont été obtenus dans des études sur le

renforcement de poutres précontraintes réalisées à l'École Polytechnique [10, 11]. Pour reproduire ce phénomène, une valeur de 160 GPa a été retenue pour le module élastique effectif des torons dans les analyses numériques présentées subséquemment.

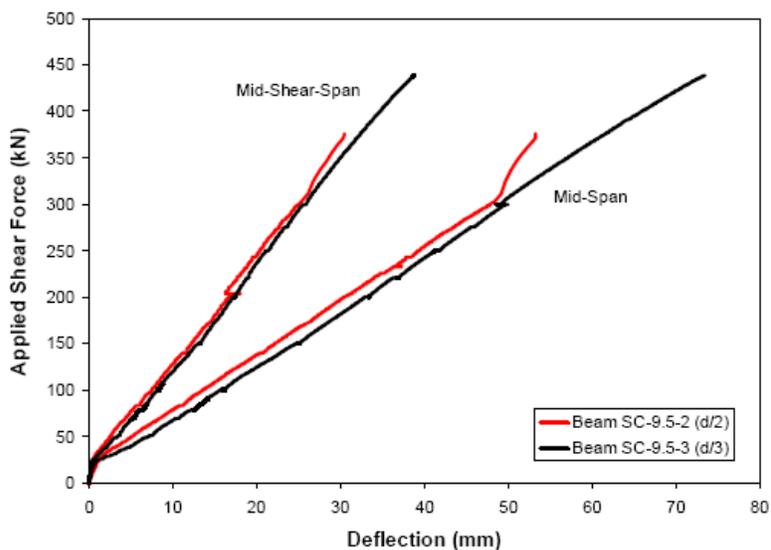


Figure 2.6 – Comportement charge flèche [6]



Le mode de rupture montré sur la Figure 2.7 témoigne de la fragilité de la rupture qui est survenue. On observe que la zone au bas de la poutre a subi d'importants dommages et que le béton a éclaté. Ceci n'est pas usuel dans les essais pilotés en déplacement avec des systèmes à contrôle numérique qui conduisent à des ruptures plus graduelles. Le fait que les essais aient été pilotés en force, il est possible que le taux d'application de celles-ci ait été trop rapide. En effet, lorsque la charge maximale est atteinte les vérins à contrôle numériques pilotés en charge tentent d'accroître la charge ce qui n'est plus possible. L'essai peut donc devenir quasi-dynamique vu les capacités hydrauliques des systèmes de chargement utilisés. C'est d'ailleurs ce que nous avons observé lors de l'essai sur la poutre SC-9.5-2 auquel nous avons assisté. La résistance réelle avec un chargement plus progressif aurait donc pu se situer entre les valeurs de 299 ou 376 kN indiquées précédemment pour cette poutre.

Néanmoins le mode de rupture indiqué dans le rapport d'essais [6] concorde avec nos observations. Les flèches rouges sur la Figure 2.8 pointent vers les étriers #1 et #2 qui traversent le plan de rupture et l'étrier #3 hors du plan de rupture. Les lignes jaunes et le point A servent à visualiser les déplacements associés à la rupture. La ligne verte montre l'inclinaison des torons. Le cercle rouge montre une zone de rupture en traction, le cercle vert montre la fissure de cisaillement associée au mode de rupture alors que le cercle jaune identifie une zone de rupture en compression.

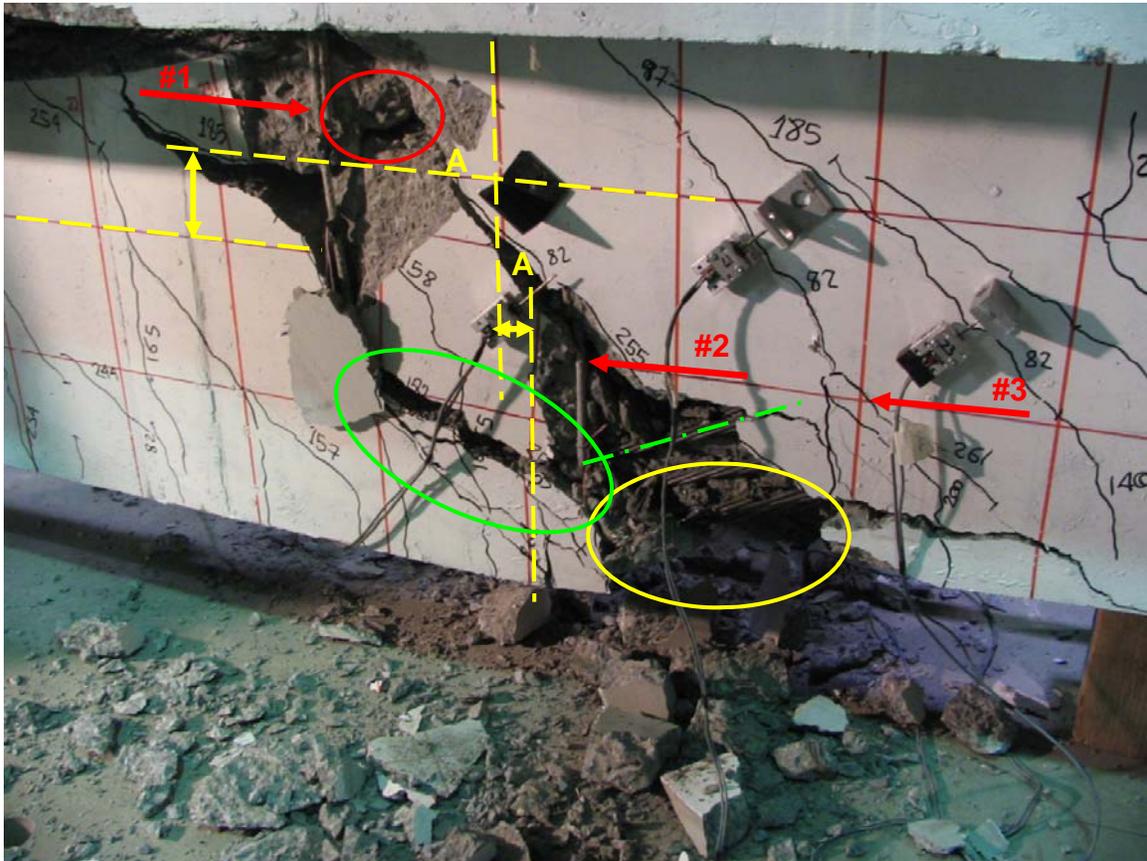


Figure 2.8 – Zones d'intérêt pour la rupture de la poutre SC-9.5-2

L'observation des dommages et les informations contenues dans le fichier électronique [8] permettent d'établir la séquence de rupture probable de la poutre SC-9.5-2 :

- la fissure de cisaillement dans l'âme s'est propagée horizontalement (cercle vert où la valeur de 255 kN est indiquée le long des deux fissures importantes dans le bas de la poutre);
- à une charge égale ou supérieure à 289 kN l'ouverture de la fissure est devenue suffisamment importante pour que la force supportée localement par l'étrier (#2 – probablement RS6 [8]) atteigne la résistance maximale de celui-ci dans la zone de pilage;
- la force transmise par la bielle inclinée (entre les deux fissures principales sur la Figure 2.8) aurait pu adopter un angle moins incliné afin d'être reportée à l'étrier suivant (#3) mais à cause de la souplesse des torons non initialement tendus cela n'a pas été possible, ce qui a causé l'éclatement en compression du béton dans la zone nodale au bas de la bielle (cercle orange);

- cette incapacité de la bielle à adopter un angle plus faible a été accentuée par l'absence d'armatures horizontales dans les âmes ce qui occasionné une rupture en traction du béton dans la partie supérieure (cercle rouge);
- l'incapacité d'avoir une bielle d'inclinaison moindre a engendré la rupture de l'étrier #1 fort probablement dans la zone droite en dessous de la fissure de cisaillement vu son ancrage aux deux extrémités.

L'incapacité des armatures longitudinales à permettre la reprise des efforts verticaux par effet de goujons a d'ailleurs été soulignée par Massam [12]. Dans son étude sur la résistance à l'effort tranchant de poutres ayant des armatures longitudinales et transversales en polymères renforcés de fibres de verre (PRFV), il mit en cause la flexibilité des armatures longitudinales en PRFV dans l'initiation de la rupture des étriers dans le bas des poutres. Les torons non initialement tendus ont vraisemblablement présenté le même comportement.

2.2 ANALYSE

2.2.1 MODÈLE NUMÉRIQUE

Le modèle numérique est montré sur la Figure 2.9. Les mêmes modèles ont été utilisés pour les deux poutres à l'exception de l'espacement des étriers et des propriétés du béton. La géométrie des armatures en acier et en PRFC a été respectée et les étriers reprennent la même géométrie de la Figure 2.1b.

Des éléments de solides à 8 nœuds disponibles sur ABAQUS/Explicit ont été utilisés. Typiquement les éléments avaient dimension de 50 mm.

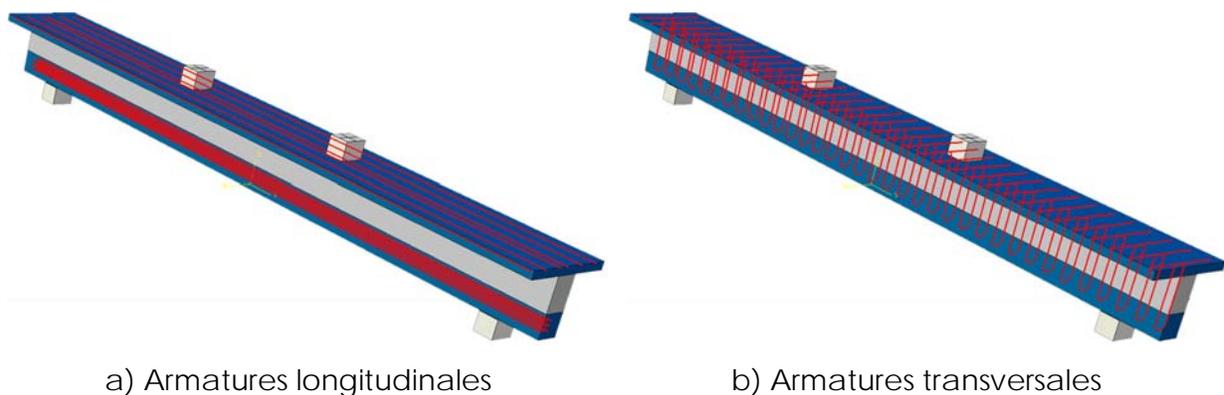


Figure 2.9 – Armatures des poutres en T

2.2.2 PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX

Les propriétés de référence des matériaux retenues pour les analyses avec le logiciel EPM3D sont indiquées sur la Figure 2.10. Pour la partie droite des étriers, une résistance de 1538 MPa mesurée expérimentalement [7] a été retenue. Pour les zones des coudes, la résistance mesurée de 712 MPa [7] a également été retenue. Toutefois une valeur moindre a aussi été considérée suite à la comparaison des résultats d'analyses aux essais sur les poutres en laboratoire.

Le raidissement en traction du béton dû à la présence des armatures est divisé en deux zones selon l'orientation des armatures (Figure 2.9) : la zone claire considère le raidissement en traction des étriers dans la direction verticale, alors que la zone foncée considère un raidissement en traction bidirectionnel dans la direction des étriers et des torons dans la partie inférieure des poutres, ou dans le sens des armatures longitudinales et transversales dans la semelle supérieure du T.

L'acier d'armature conventionnelle est caractérisé par un comportement élasto-plastique en traction et en compression (Figure 2.10b). Les étriers en PRFC présentent un comportement linéaire élastique jusqu'à la rupture (Figure 2.10c) alors que les torons ont un comportement élastique suivi d'un comportement plastique écrouissant avec l'augmentation de la déformation (Figure 2.10d). Deux modules d'élasticité E_t ont été utilisés pour prendre en considération le comportement des torons dans la poutre, soit le cas standard à 200 GPa, ou une valeur réduite à 160 GPa pour tenir compte d'un glissement des torons dans le béton. Cette dernière valeur a été retenue dans les analyses finales.

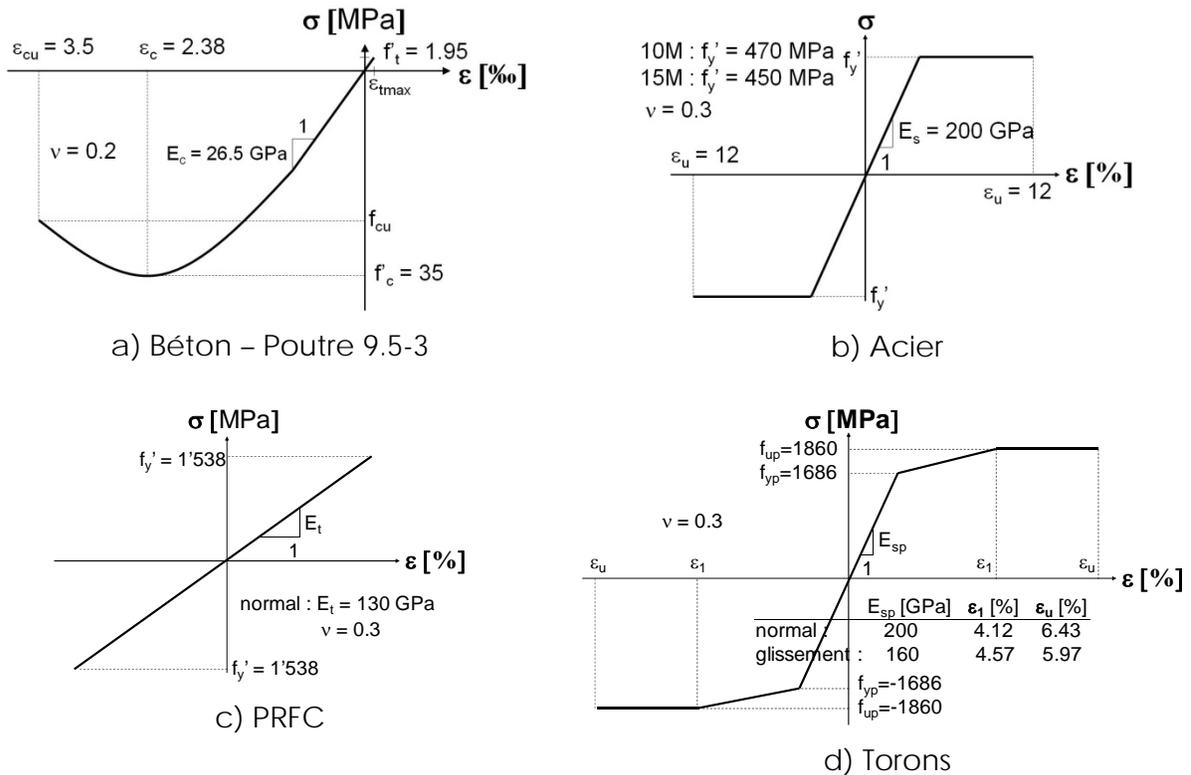


Figure 2.10 – Relations contrainte-déformation des matériaux

2.2.3 PROCESSUS DE CHARGEMENT

Le processus de chargement avec ABAQUS a été le même pour les deux poutres et a suivi les mêmes étapes qu'au laboratoire, soit en 2 étapes. D'abord la mise en place du poids propre, avec une masse volumique du béton $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$, suivi de l'application des charges ponctuelles jusqu'à la rupture de la poutre (Figure 2.11).

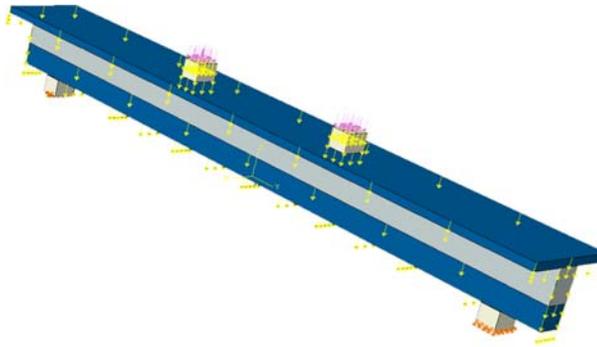


Figure 2.11 – Chargement dans ABAQUS

2.3 COMPARAISON DES RÉSULTATS DES ESSAIS ET DES SIMULATIONS

2.3.1 CHARGE DE RUPTURE

Les deux poutres SC-9.5-2 et SC-9.5-3 sont confectionnées avec des torons non précontraints. Le moment résistant ultime de ces deux poutres vaut 1465 kN-m, équivalent à une charge de vérin de 717 kN en enlevant la contribution du poids propre de la poutre. Toutefois, la rupture à l'effort tranchant survient avant l'atteinte de cette charge. Les observations en laboratoire indiquent que la rupture est survenue dans les coudes des étriers composites [6].

Les résultats des analyses sont donnés au Tableau 2.1 en fonction des propriétés adoptées pour les étriers. Deux résistances limites ont été utilisées pour les étriers, soit la résistance de 712 MPa obtenue des essais standardisés de traction sur les étriers [6], et une valeur réduite inférieure de 450 MPa. L'interpolation des résultats pour la poutre SC-9.5-3 indique que la résistance des étriers lors des essais serait plutôt de 517 MPa. Cette valeur est très proche de la valeur de $\sigma_v = 513$ MPa donnée par le code CSA-S6 [1] à l'article 16.8.7.

En utilisant cette propriété pour la poutre SC-9.5-2, l'interpolation de la résistance conduit à une valeur de résistance probable de 343 kN, en supposant des propriétés identiques pour les matériaux des deux essais et des résultats d'analyse exacts. En considérant que lors de l'essai la charge opposée au côté où s'est produite la rupture est demeurée constante à 300 kN, cela donne une charge pour le vérin rapproché de 365 kN, valeur assez proche de la valeur maximale mesurée pour la charge lors de l'essai.

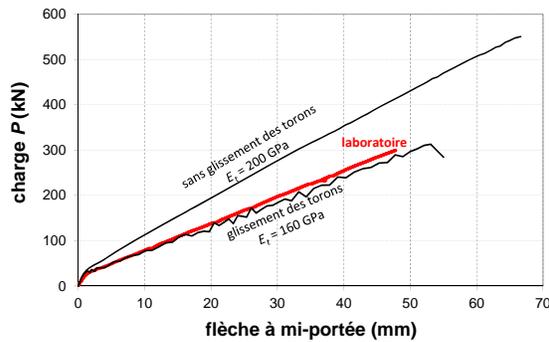
Néanmoins, comme il sera vu plus loin pour les poutres NEBT, la résistance des PRFC dans les zones de pliage n'intervient pas dans la résistance et des contraintes plus élevées que celles mesurées lors des essais sont admissibles pour les poutres NEBT.

Tableau 2.1 – Comparaison des résistances des poutres

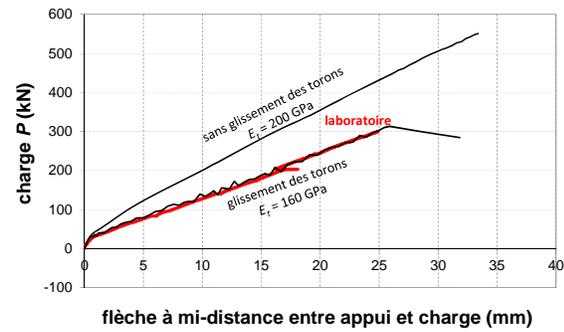
Spécimen	Résistance Essais (kN)	Résistance – Analyses (kN)		Comparaison	
		Résistance des étriers		Résistance des étriers	
		450 MPa	712 MPa	450 MPa	712 MPa
SC-9.5-2	299	313	431	1.05	1.44
SC-9.5-2	376			0.83	1.15
SC-9.5-3	439	428	471	0.97	1.07

2.3.2 FLÈCHES

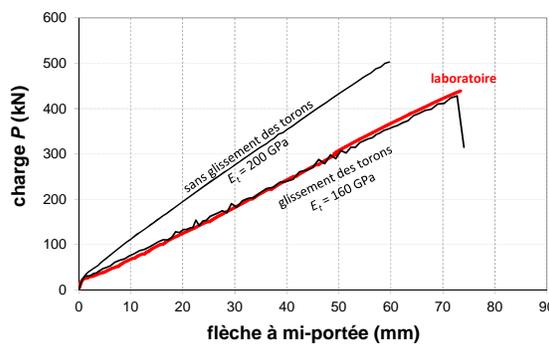
Les flèches ont été mesurées à une distance de 1 m du bord de l'appui (Figure 2.12b et d) et à mi-portée (Figure 2.12a et c). L'absence de précontrainte et la morphologie lisse des torons entraînent un glissement des torons dans les poutres lors de la mise en charge. Tel qu'indiqué précédemment, le module élastique des torons a été diminué à 160 GPa pour prendre en considération ce glissement ce qui a fait que les flèches mesurées correspondent exactement à celles calculées avec EPM3D durant tout le chargement (Figure 2.12).



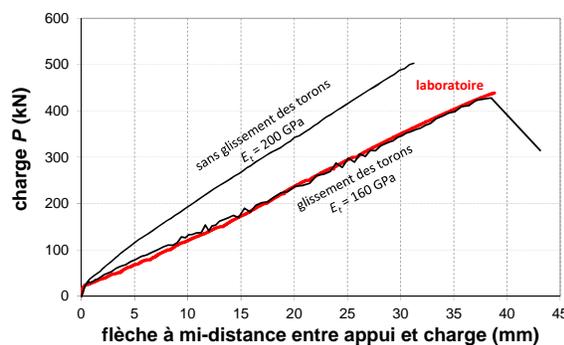
a) Poutre SC-9.5-2



b) Poutre SC-9.5-2



c) Poutre SC-9.5-3



d) Poutre SC-9.5-3

Figure 2.12 – Flèche et charge

2.3.3 DÉFORMATION DES TORONS

La déformation des torons à mi-travée présente un comportement linéaire durant tout le chargement. Le modèle EPM3D montre une déformation légèrement plus importante que celle mesurée en laboratoire (Figure 2.13). Toutefois cette différence peut être autant attribuée à la mesure des déformations des torons avec de petites jauges qui peuvent être affectées par les effets locaux qu'à l'imprécision du modèle numérique à reproduire ces mêmes effets locaux. En particulier, le modèle EPM3D donne des résultats qui correspondent davantage au comportement dans les fissures, alors que dans les essais, les jauges situées entre deux fissures mesurent nécessairement des déformations moindres. Ceci a toutefois une incidence négligeable sur la résistance à l'effort tranchant.

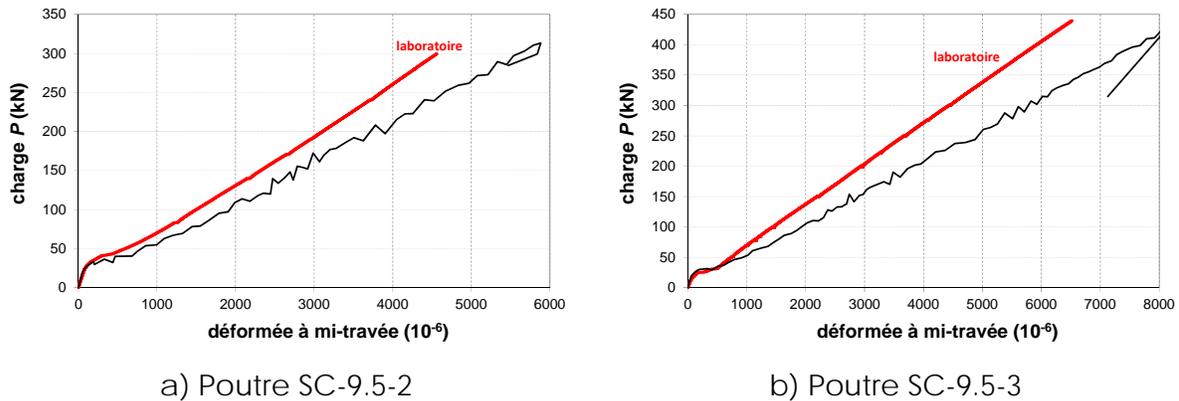


Figure 2.13 – Déformée des torons

2.3.4 DÉFORMATION ET RÉSISTANCE DES ÉTRIERS

Les déformations maximales mesurées durant les essais s'étendent de 3000 à 8000×10^{-6} pour la poutre SC-9-5-2 et 4000 à 10500×10^{-6} pour la poutre SC-9-5-3, ce qui correspond à une contrainte maximale pour les deux poutres respectivement de 1040 MPa et 1365 MPa (Figure 2.14). Ces mesures correspondent à ce qui se passe dans l'âme, loin des zones de coudes. Les mesures indiquent donc que les PRFC peuvent atteindre des valeurs élevées loin des zones de pliage.

Les valeurs numériques suivent une évolution semblable quoique d'amplitude généralement moindre. Ceci s'explique en partie parce que le modèle numérique utilise une valeur moyenne des déformations (les fissures n'étant pas discrètes) et parce que les jauges ayant été collées du côté extérieur des étriers (Figure 2.3), sont plus sujettes à donner des valeurs plus grande due à la poussée latérale du béton sur les étriers causée par le coefficient de Poisson.

Dans toutes les analyses la rupture a été initiée par l'atteinte de la résistance maximale des étriers dans la partie inférieure, à la jonction entre le coude et la partie droite des étriers. Cette réduction de résistance par rapport aux essais de caractérisation des matériaux est due au mode de rupture. En effet, les essais de traction normalisés destinés à déterminer les propriétés des étriers consistent à appliquer une force axiale concentrique. Toutefois, ces essais donnent une borne supérieure car, lors d'une rupture à l'effort tranchant, l'inclinaison des fissures par rapport aux étriers fait en sorte qu'ils subissent un effort de cisaillement qui est défavorable. Il est très difficile expérimentalement de reproduire sur un essai de caractérisation le même type de sollicitation qu'observé dans les essais sur des poutres.

Pour des poutres NEBT, ce point de faiblesse ne devrait pas causer préjudice car les coudes sont localisés loin de l'âme, dans le talon inférieur ou dans la partie en T des poutres NEBT. Il y a donc lieu de penser que la pleine résistance des étriers pourrait

être disponible pour les poutres NEBT, ce qui ne serait pas le cas, par exemple, pour des poutres rectangulaires ou en T qui seraient vulnérables.

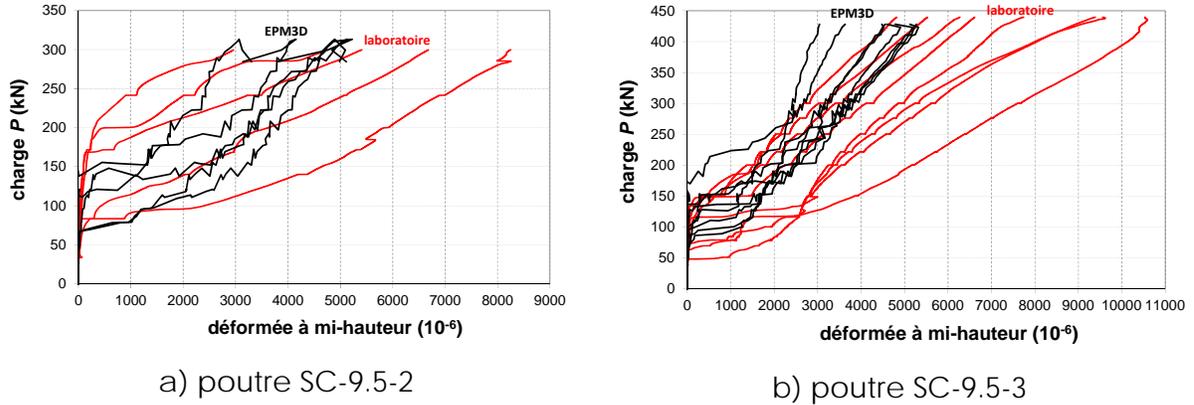
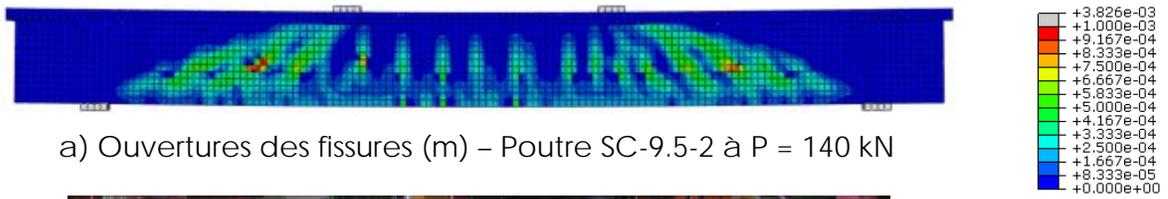


Figure 2.14 – Déformée des étriers composites

2.3.5 OUVERTURE DES FISSURES

Lors des essais, la fissuration de flexion se développe en premier lieu sur la partie centrale de la poutre entre les deux points d'application de la charge. La mesure des flèches (Figure 2.12) a permis de bien identifier le début de la fissuration de flexion. La fissuration à l'effort tranchant est survenue à une charge supérieure vue la configuration des poutres. Les fissures d'effort tranchant ont présenté une répartition uniforme et un espacement rapproché, indication que les étriers présentent une bonne adhérence au béton.

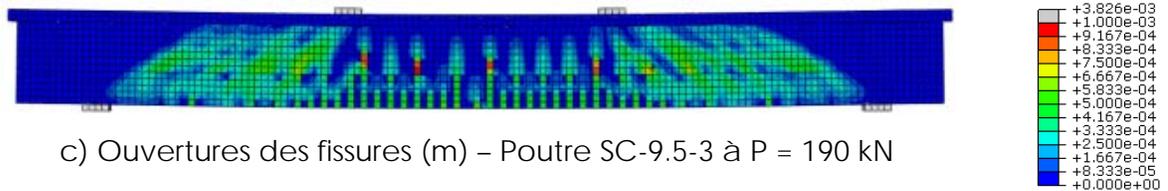
Les analyses ont présenté un comportement similaire, avec des fissures d'inclinaison légèrement moindre que 45° à proximité des points d'application des charges (Figure 2.15). Dans le cas de la poutre SC-9.5-2, l'inclinaison s'est adoucie jusqu'à environ 30° environ en s'approchant des points d'appui alors que l'angle est resté plutôt près de 45° pour la poutre SC-9.5-3. Les mêmes orientations de fissures ont été observées dans les essais.



a) Ouvertures des fissures (m) – Poutre SC-9.5-2 à P = 140 kN



b) Poutre SC-9.5-2 – P ≈ 165 kN



c) Ouvertures des fissures (m) – Poutre SC-9.5-3 à P = 190 kN



d) Poutre SC-9.5-3 – Rupture [6]

Figure 2.15 – Ouverture et orientation des fissures

3. VALIDATION AVEC UN ESSAI SUR POUTRE PRÉCONTRAINT

3.1 DONNÉES DE L'ESSAI

3.1.1 RÉFÉRENCES

Cette section s'inspire des travaux en laboratoire de Hanson and Hulsbos [13] faits sur des poutres en béton précontraint. Plusieurs poutres ont été testées dans ce programme d'essais et la validation du modèle EPM3D est présentée pour la poutre G-2.1 où une rupture en cisaillement est survenue pendant l'essai.

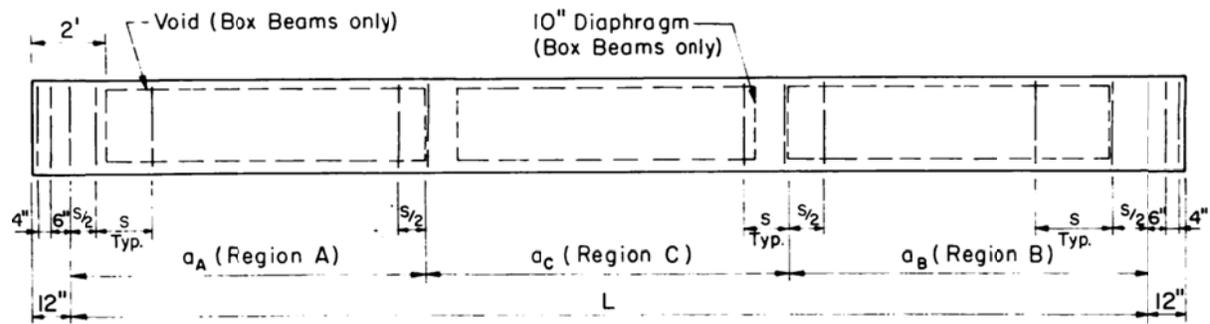
3.1.2 GÉOMÉTRIE DE LA POUTRE

La Figure 3.1 présente la géométrie de la poutre. Les dimensions sont celles indiquées dans la référence et sont en unités impériales. La hauteur mesure 914 mm et la largeur à sa base 457 mm. La portée L vaut 8.235 m et les distances a_A , a_B et a_C sont de 2.745 m.

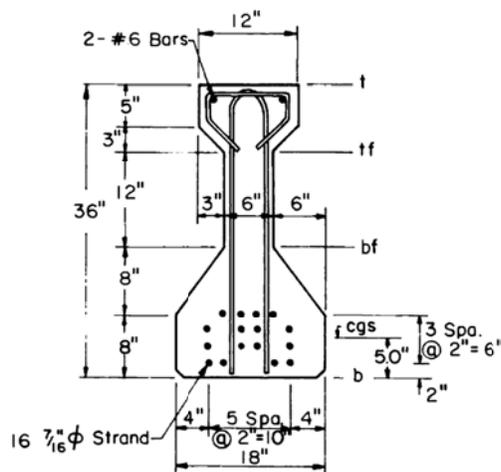
Ces distances correspondent au lieu d'application de la charge. La poutre est précontrainte avec 16 torons de 11 mm de diamètre. La géométrie des étriers se visualise également sur la Figure 3.1a. L'espacement et le diamètre des étriers diffèrent selon les trois zones de la poutre :

- zone A : espacements = 45.72 mm et la section $A_s = 71 \text{ mm}^2$ (#3)
- zone B : espacements = 45.72 mm et la section $A_s = 31.7 \text{ mm}^2$ (#2)
- zone C : espacements = 30.48 mm et la section $A_s = 200 \text{ mm}^2$ (#5)

Deux barres d'armature longitudinale sont disposées dans la zone supérieure de la poutre. Leur section est de 284 mm^2 (#6).



a) élévation



b) profil

Figure 3.1 – Géométrie de la poutre

3.1.3 MATÉRIAUX

Le béton de la poutre précontrainte atteint une résistance à la compression f_c' de 45.9 MPa alors que le module d'élasticité correspondant était de 33.1 GPa. Des essais de fendage ont donné une résistance à la traction de $f'_{sp} = 4.0$ MPa. Ces résultats sont obtenus par la moyenne des tests sur 3 ou 6 échantillons.

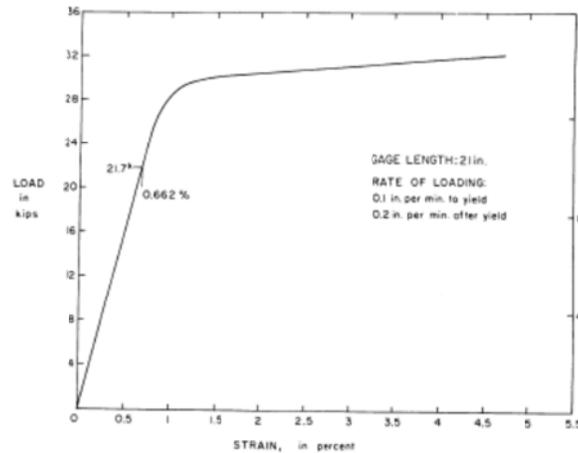


Figure 3.2 – Résistance en traction des torons

Des tests de traction, exécutés sur les torons, montrent un comportement mécanique bilinéaire. La limite élastique f_{yp} s'élève à 1761 MPa et à la rupture f_{up} 1926 MPa. Le module d'élasticité E_{sp} s'élève à 194 GPa. Sa déformée maximale ϵ_u atteint à la rupture une valeur de 4.73% (Figure 3.2).

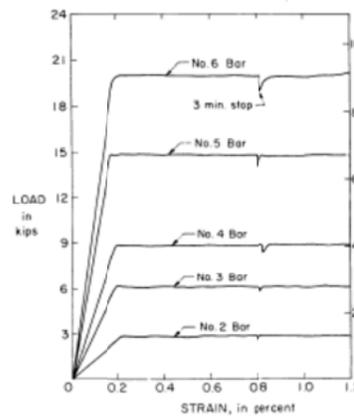


Figure 3.3 – Résistance en traction des aciers d'armature

Les armatures passives obéissent à une loi élasto-plastique (Figure 3.3). Les caractéristiques de résistance sont données ci-après (Tableau 3.1). Le module d'élasticité adopté E_s s'élève à 200 GPa.

Tableau 3.1 – Résistance de l'armature passive

Type d'acier	#2	#3	#5	#6
Limite élastique f_y (MPa)	414	395	330	317
Contrainte ultime f_u (MPa)	582	579	527	519
Déformée maximale ϵ_u (%)	17.2	21.3	24.9	23.9

3.1.4 APPLICATION DES CHARGES ET CONDITIONS D'APPUI

La mise en précontrainte initiale s'élève à 1539 kN et la précontrainte mesurée le jour du test s'élève à 1370 kN, correspondant à une perte de précontrainte de 11%. Deux charges ponctuelles sont appliquées sur la poutre, aux tiers de la portée selon les distances a_A , a_B et a_C (Figure 3.1). Les charges ont été augmentées jusqu'à la rupture par cisaillement de la poutre.

3.2 ANALYSE

3.2.1 MODÈLE NUMÉRIQUE

La géométrie de la poutre et les aciers sont introduits dans ABAQUS [2] (Figure 3.4). Par simplification, les 16 torons sont remplacés par un toron unique disposé au centre de gravité des 16 torons. Des éléments de solides à 8 nœuds disponibles sur ABAQUS/Explicit ont été utilisés. Typiquement les éléments avaient dimension verticale de 100 mm.

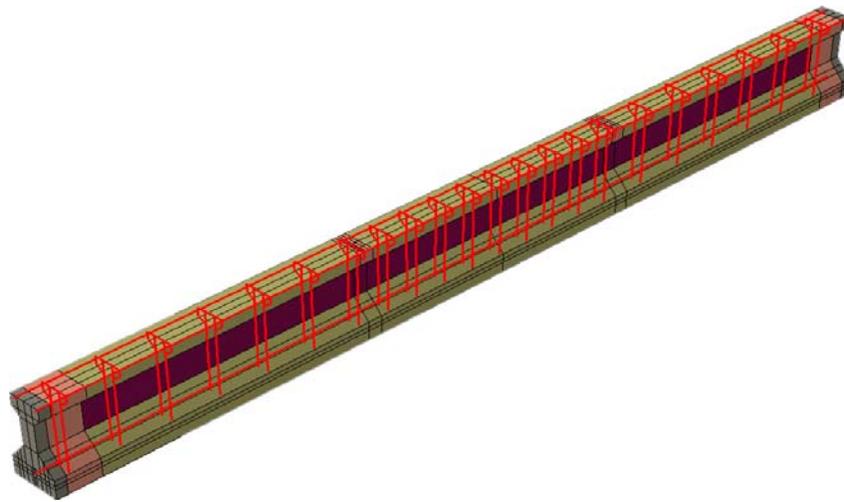


Figure 3.4 – Géométrie de la poutre et des aciers

3.2.2 PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX

Les propriétés de référence des matériaux retenues pour les analyses avec le logiciel EPM3D sont indiquées sur la Figure 3.5. Le raidissement en traction du béton dû à la présence des armatures est divisé en deux zones selon l'orientation des armatures (Figure 3.4) : la zone plus foncée sur l'âme de la poutre considère le raidissement en traction des étriers seuls, alors que la zone plus claire considère le raidissement en traction des étriers et des armatures longitudinales. Aux extrémités des poutres, deux zones se succèdent, soit (I) à l'extrémité de la poutre, la bande grise représente une plaque de métal permettant de redistribuer les efforts de précontraintes et (II) au-dessus de l'appui, une bande en béton linéaire empêchant la fissuration due à l'introduction des forces de précontrainte. Cette dernière zone (II) se retrouve également dans la zone d'introduction des charges de vérin (Figure 3.4).

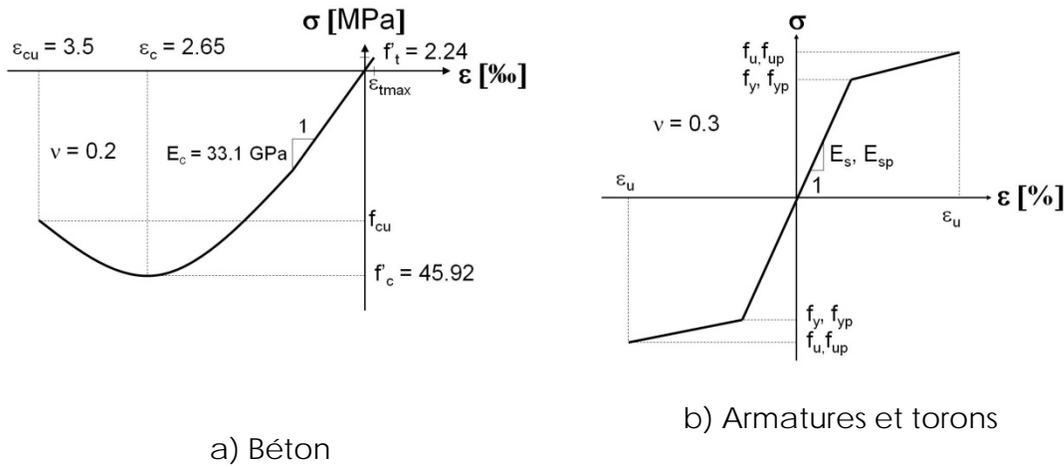


Figure 3.5 – Diagrammes contrainte-déformation

Les aciers d'armature et les torons sont caractérisés par un comportement élasto-plastique en traction et en compression avec écrouissage (Figure 3.5b). Les caractéristiques mécaniques sont donnés précédemment (Figure 3.2, Figure 3.3 et Tableau 3.1).

3.2.3 PROCESSUS DE CHARGEMENT

Le processus de chargement a suivi les mêmes étapes qu'au laboratoire, soit en 2 étapes. D'abord la mise en place simultanée du poids propre et de la précontrainte, avec une masse volumique du béton $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$, suivi de l'application des charges ponctuelles jusqu'à la rupture de la poutre (Figure 3.6).

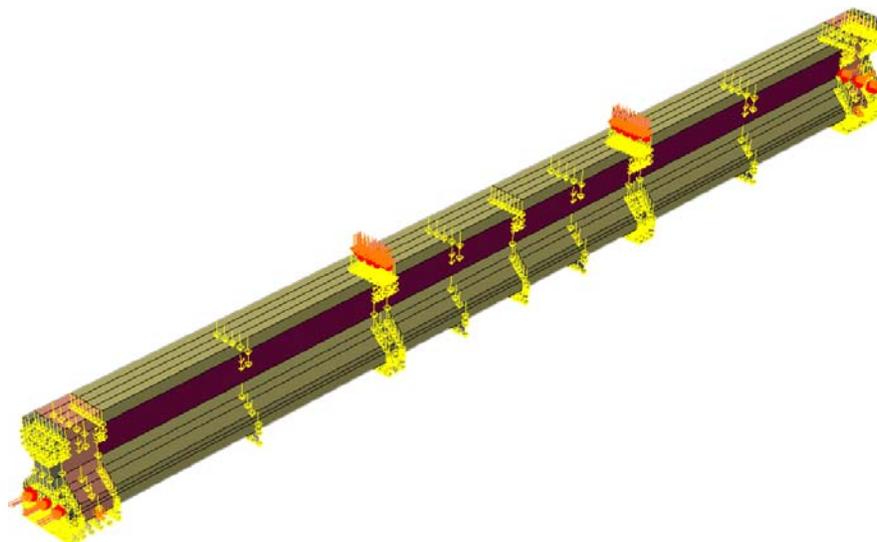


Figure 3.6 – Chargement dans ABAQUS

3.3 COMPARAISON DES RÉSULTATS DES ESSAIS ET DES SIMULATIONS

3.3.1 LA CHARGE DE RUPTURE

La poutre testée possède un moment résistant environ égal à 1800 kN-m, correspondant à l'application de deux charges de 635 kN, sans considérer le poids propre de la poutre. La rupture est survenue en cisaillement à une charge moindre.

La résistance en cisaillement en laboratoire a été de 489 kN alors que la valeur obtenue avec EPM3D est de 503 kN, un écart de moins de 3%. Une analyse sans application de la précontrainte (torons passifs) a été réalisée avec EPM3D afin d'illustrer la différence de comportement amenée par la précontrainte. L'utilisation de celle-ci se manifeste par l'accroissement de la résistance à l'effort tranchant. En effet, la précontrainte augmente de manière importante la contribution du béton et, en favorisant la formation de fissures moins inclinées, permet qu'un plus grand nombre d'étriers soient interceptés. L'augmentation de la résistance se traduit toutefois par un mode de rupture plus fragile que l'élément non précontraint quoique suffisamment ductile dû à la contribution des étriers.

3.3.2 LES FLÈCHES

Les analyses linéaires montrent que la poutre répond linéairement jusqu'à environ 350 kN. Lorsque les torons ne sont pas précontraints, la partie linéaire devient très petite et s'élève à 50 kN. L'absence de précontrainte augmente la ductilité et en

même temps n'exploite que partiellement le potentiel des matériaux. Aussi, la charge de rupture est bien inférieure au cas de la poutre avec torons précontraints. La ductilité de la poutre précontrainte est bien représentée avec EPM3D et corrobore les valeurs mesurées en laboratoire (Figure 3.7).

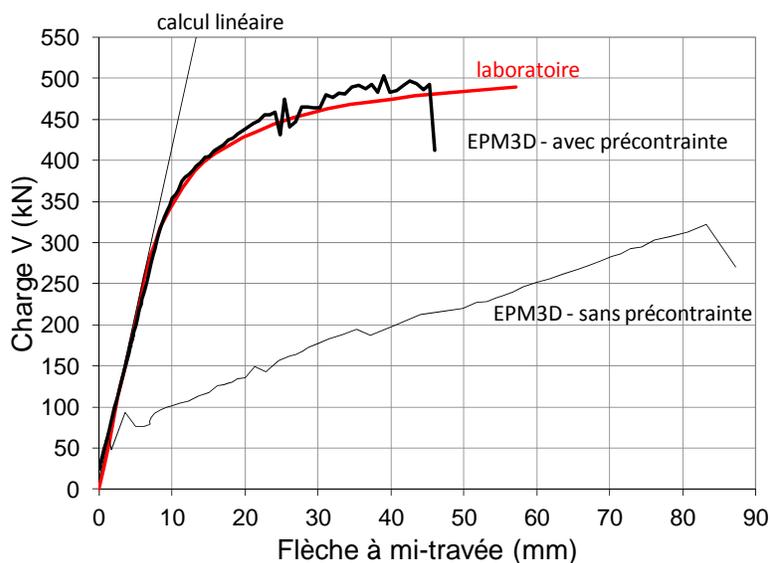


Figure 3.7 – Flèche à mi-travée

3.3.3 CONTRAINTES DANS LES ÉTRIERS ET FISSURATION

Dans les essais, les étriers ont été disposés afin que favoriser une rupture dans la zone B de la poutre (Figure 3.1a). Les étriers se plastifient à une contrainte maximale de 425 MPa dans cette zone. La zone plastifiée suit la ligne diagonale des fissures qui se développe entre l'appui de la poutre et le point d'application de la charge (Figure 3.8b).

Les fissures de flexion apparaissent également de façon plus espacée pour les poutres sans précontrainte. Proche de la rupture, la fissure de cisaillement apparaît dans l'âme oblique et moins inclinée que celle de la poutre sans précontrainte. L'ouverture des fissures avoisinent les 3 mm à l'ultime.

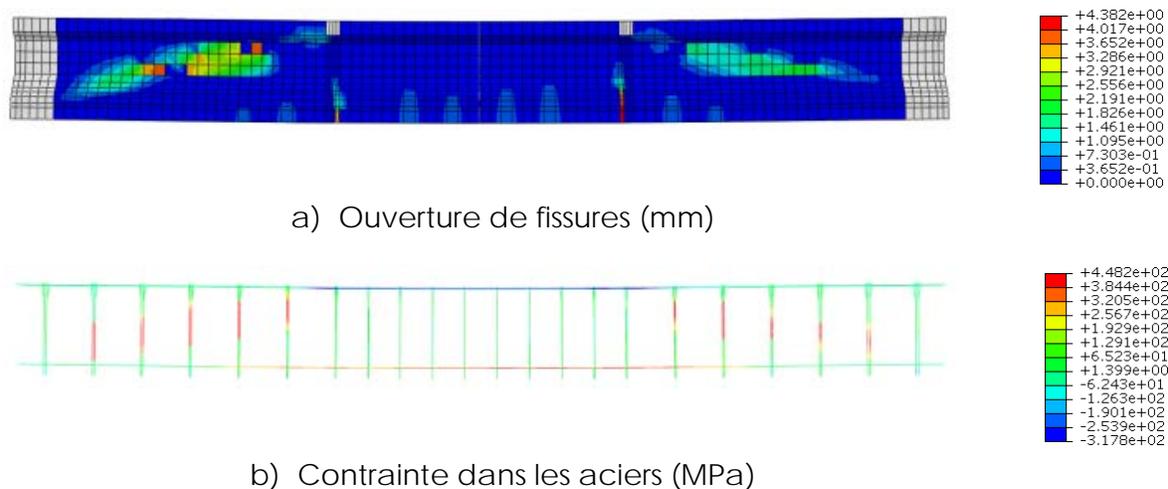


Figure 3.8 – Fissuration de la poutre précontrainte et contraintes dans les aciers

4. RÉSISTANCE EN CISAILLEMENT DES POUTRES NEBT

4.1 GÉOMÉTRIE DES POUTRES

Cette section porte sur l'analyse des poutres de type NEBT précontraintes par pré-tension. Le profil type est constitué d'une section en I (Figure 4.1), avec des torons horizontaux dans la partie inférieure et des torons dans l'âme en partie inférieure au centre de la poutre et inclinés vers la partie supérieure aux deux extrémités de la poutre.

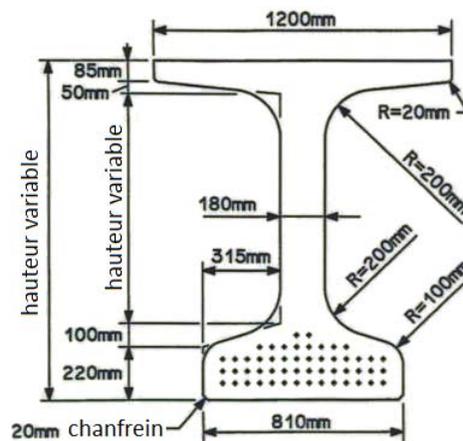


Figure 4.1 – Section type des poutres NEBT

Lors de la mise en place de la dalle en chantier, celle-ci forme une section mixte avec les poutres NEBT. Les poutres NEBT sont disponibles en hauteurs de 1000 à 1800 mm par incréments de 200 mm. Elles atteignent des portées de 20 à 40 m, selon le type de poutres NEBT. Dans le cadre de ce projet, des poutres NEBT ont été dimensionnées pour différentes portées. Le tablier du pont choisi a une largeur de 13.5 m et supporte 3 voies de calcul. Les poutres sont espacées de 2.75 m et une dalle de 200 mm d'épaisseur a été utilisée dans tous les cas. Les détails sont donnés au Tableau 4.1.

Tableau 4.1 – Caractéristiques géométriques des poutres NEBT

POUTRES NEBT	Portée (m)	A	ycg	Inertie	Torons			Longueur inclinée (mm)
		(m ²)	(m)	(m ⁴)	Droits	Inclinés	Total	
1000	20	0.481	0.483	0.062	16	4	20	8000
1200	25	0.517	0.575	0.099	22	4	26	10000
1400	30	0.553	0.667	0.147	26	6	32	12000
1600	35	0.589	0.761	0.205	32	6	38	14000
1800	40	0.625	0.855	0.275	34	10	44	16000

La géométrie complexe a été prise en considération dans la modélisation avec ABAQUS en respectant les parties courbes de la section et tous les aciers ont été modélisés. La Figure 4.2 montre une demi-poutre NEBT 1200 avec des étriers espacés à 150 mm. Des étriers supplémentaires sont placés dans la zone d'introduction de la précontrainte dans la semelle inférieure.

Des étriers en acier ou en PRFC ont été utilisés dans toutes les poutres modélisées. Des espacements d'étriers de 150, 300, 600 et 900 mm ont été retenus. La section d'un toron s'élève à 140 mm², celle des étriers en composite à 71 mm² et celle des étriers en acier à 100 mm².

Le béton dans les parties bleues sur la Figure 4.2 a des propriétés linéaires. Ceci a été rendu nécessaire afin d'avoir une rupture à l'effort tranchant sans rupture en flexion tout en ayant le nombre de torons requis pour la résistance en flexion de la poutre.

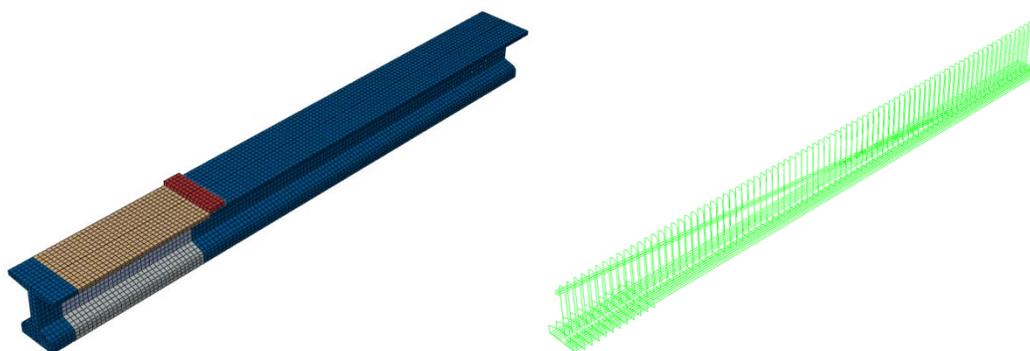


Figure 4.2 – Demies-poutres NEBT-1200 dans ABAQUS

Les poutres NEBT ont été modélisées sans dalle pour les raisons suivantes. Tout d'abord avec ABAQUS/Explicit [2], on ne peut faire apparaître de nouveaux éléments en cours d'analyse. Inclure une dalle dès le départ aurait changé le niveau de précontrainte dans la poutre et dans l'âme en particulier. Même si cela avait été possible, cela n'aurait pas été recommandé car la contribution de la dalle dans les analyses par éléments finis, aurait eu tendance à augmenter la résistance alors que la méthode de calcul adoptée dans le code des ponts [1] néglige cette contribution. Enfin, la résistance en cisaillement des étriers en PRFC au niveau du joint froid entre la dalle et la poutre n'est pas connue et il aurait été hasardeux de modéliser cette propriété sans résultats expérimentaux. Toutefois, pour éviter des ruptures en flexion, la résistance en compression du béton de l'aile supérieure des poutres NEBT a été doublée sans que cela n'ait d'incidence sur la résistance à l'effort tranchant.

4.2 MATÉRIAU ET RÉSISTANCE

Les propriétés de référence des matériaux retenues pour les analyses avec le logiciel EPM3D sont indiquées sur la Figure 4.3. Ces propriétés sont utilisées dans la zone de la poutre située entre le point d'application de la charge et l'appui (Figure 4.2).

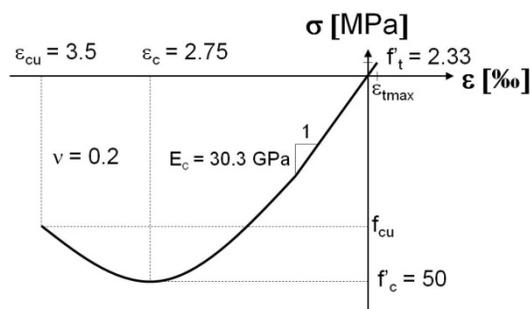


Figure 4.3 – Diagramme contrainte-déformation du béton

Le raidissement en traction du béton dû à la présence des armatures est divisé en trois zones selon l'orientation des armatures (Figure 4.2). La zone de l'âme considère le raidissement en traction des étriers seuls, alors que la zone de la semelle inférieure considère le raidissement en traction des torons longitudinaux. La zone de la semelle supérieure considère le raidissement des étriers de l'âme et de l'aile.

Deux types de matériaux ont été étudiés pour les étriers, (1) l'acier, (2) le matériau composite PRFC. Lorsque l'acier est utilisé comme matériau, il est caractérisé par un comportement élasto-plastique en traction et en compression avec une résistance élastique limite f_y de 400 MPa (Figure 2.10b). Les étriers en PRFC ont un comportement linéaire élastique (Figure 2.10c). Les coudes ont également été modélisés avec une réduction de la résistance à 450 MPa, située du côté conservateur. Les torons ont un comportement élasto-plastique modélisé avec plusieurs droites dans la zone de plasticité (Figure 2.10d).

4.3 PROCESSUS DE CHARGEMENT

La mise en charge dans ABAQUS se déroule en 2 étapes. D'abord la mise en place de la précontrainte et du poids propre, avec une masse volumique pour le béton $\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$. Cette valeur considère également le poids propre des aciers et des étriers. Une tension de 1300 MPa dans chaque toron a été appliquée initialement. Cette valeur est ensuite réduite dû au raccourcissement élastique que subit la poutre lors du transfert de précontrainte. Par exemple pour une poutre NEBT 1200, la contrainte effective des torons inférieurs droits s'élève à 1200 MPa et alors qu'elle est de 1282 MPa pour les torons inclinés (Figure 4.4). Ensuite un déplacement vertical est imposé au niveau du point d'application de la charge localisé à une distance égale à trois fois la hauteur de la poutre depuis l'appui (Tableau 4.2). Cette position peut se

visualiser par la plaque rouge sur la Figure 4.2. Le déplacement est augmenté jusqu'à la rupture par cisaillement de la poutre.

Tableau 4.2 – Position de la charge ponctuelle depuis l'appui

POUTRES NEBT	Position de la charge (mm)
1000	3000
1200	3600
1400	4200
1600	4800
1800	5400

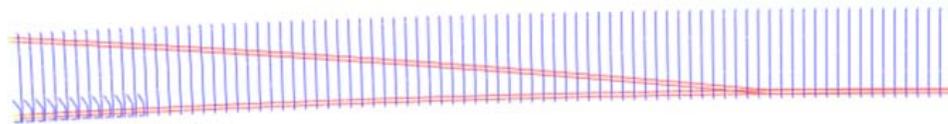
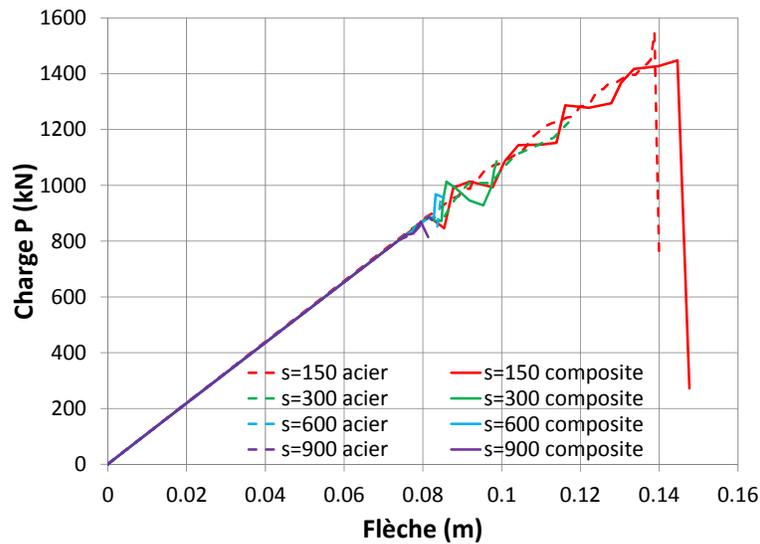


Figure 4.4 – Contraintes dans les torons et étriers dues à la précontrainte et au poids propre sur ½ poutre NEBT1400 avec étrier $s=150\text{mm}$
Rouge : $\sim 1200\text{ MPa}$

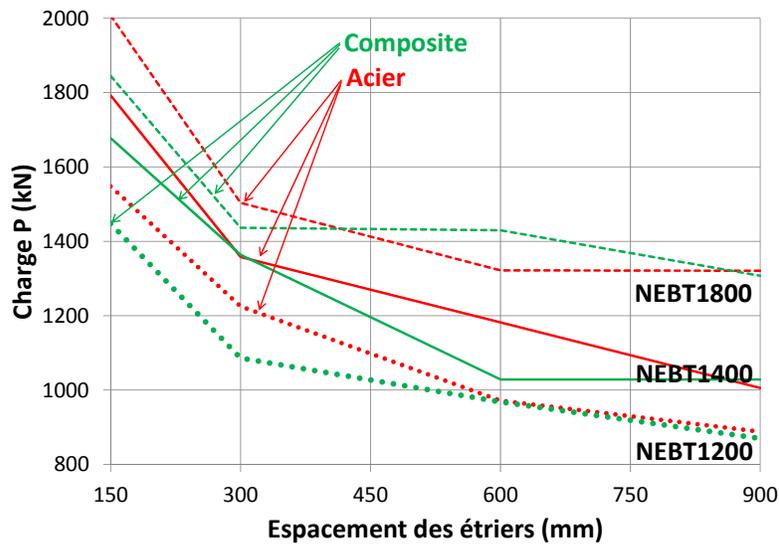
4.4 RÉSULTATS DES SIMULATIONS

Une analyse paramétrique sur l'espacement des étriers a été effectuée pour les poutres NEBT1200, NEBT1400 et NEBT1800, prenant en considération 4 espacements (150, 300, 600 et 900 mm) d'étriers en PRFC ou en acier.

Une rupture en cisaillement a été obtenue pour toutes les poutres modélisées. Comme la section et la quantité de torons ne varient pas par type de poutres NEBT, l'augmentation de la flèche varie de façon linéaire avec la charge pour tous les espacements des étriers (150-900 mm) et pour les 2 matériaux utilisés (composite et acier) (Figure 4.5a). L'augmentation de la capacité structurale est d'environ 10% pour les étriers en acier versus composite, lorsque l'espacement des étriers se situe entre 150 et 300 mm et elle diminue pour se confondre en allant vers un espacement de 900 mm (Figure 4.5b). Cela montre que la capacité structurale est similaire lorsque des étriers en acier ou en composite sont utilisés pour la section spécifique des étriers étudiée dans ces simulations.



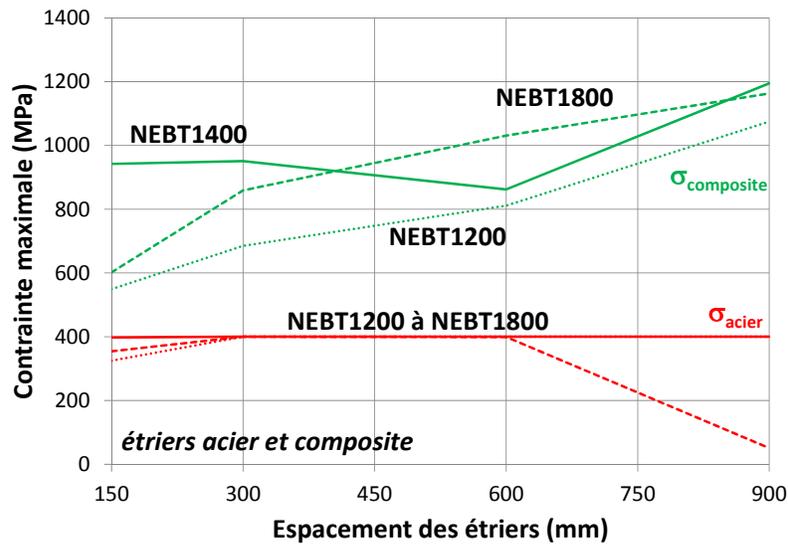
a) Charge-flèche pour différents espacements d'étriers et des 2 types de matériaux des étriers (NEBT1200)



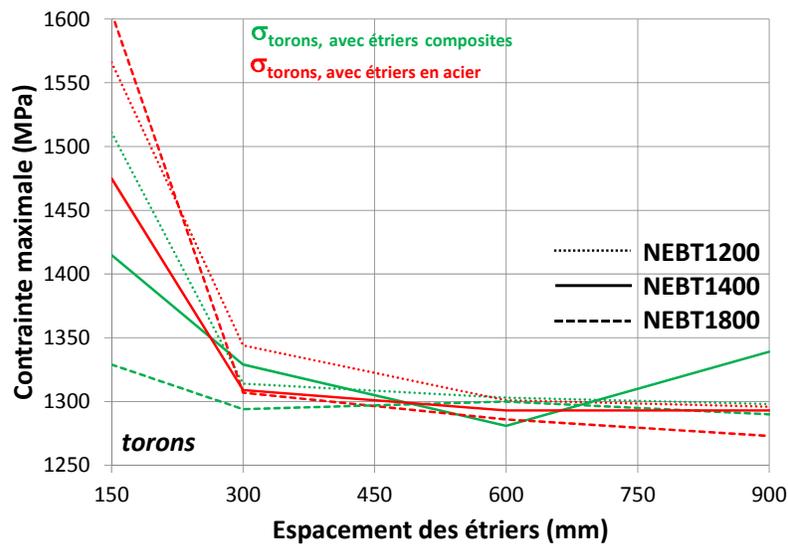
b) Charge à la rupture mesurée avec EPM3D (NEBT1200-NEBT1800)

Figure 4.5 – Influence de l'espacement des étriers sur la charge de rupture

L'observation des contraintes maximales dans les étriers en acier montre que les étriers en acier plastifient. Plus les étriers composites sont espacés, plus les étriers reprennent les charges verticales et plus ils sont sollicités au niveau du développement de la ou des fissures de cisaillement (Figure 4.6a). Les torons ont une contrainte maximale de 1300 MPa lors de la rupture (Figure 4.6b).



a) Contraintes dans les étriers



b) Contrainte dans les torons

Figure 4.6 – Contrainte maximale mesurée dans les étriers et les torons

L'observation de la contrainte dans les étriers en matériaux composites se situe dans le domaine élastique, puisque la résistance maximale vaut 1538 MPa. La contrainte maximale apparaît toujours dans la zone de l'âme, car les fissures se développent

toujours au-dessus et au-dessous des ailes inférieures et supérieures, ce qui élimine la rupture dans les zones de pliage où la contrainte limite élastique du composite vaut 450 MPa (Figure 4.7a à h). En comparant tous les résultats de fissuration des poutres NEBT, une tendance à une multi-fissuration se visualise pour les espacements serrés des étriers et l'apparition d'une seule fissure pour les espacements à 600 ou 900 mm. Il est également intéressant de noter l'effet de la précontrainte sur la fissuration de cisaillement qui montre un angle θ moins incliné que le spécifie le code des ponts.

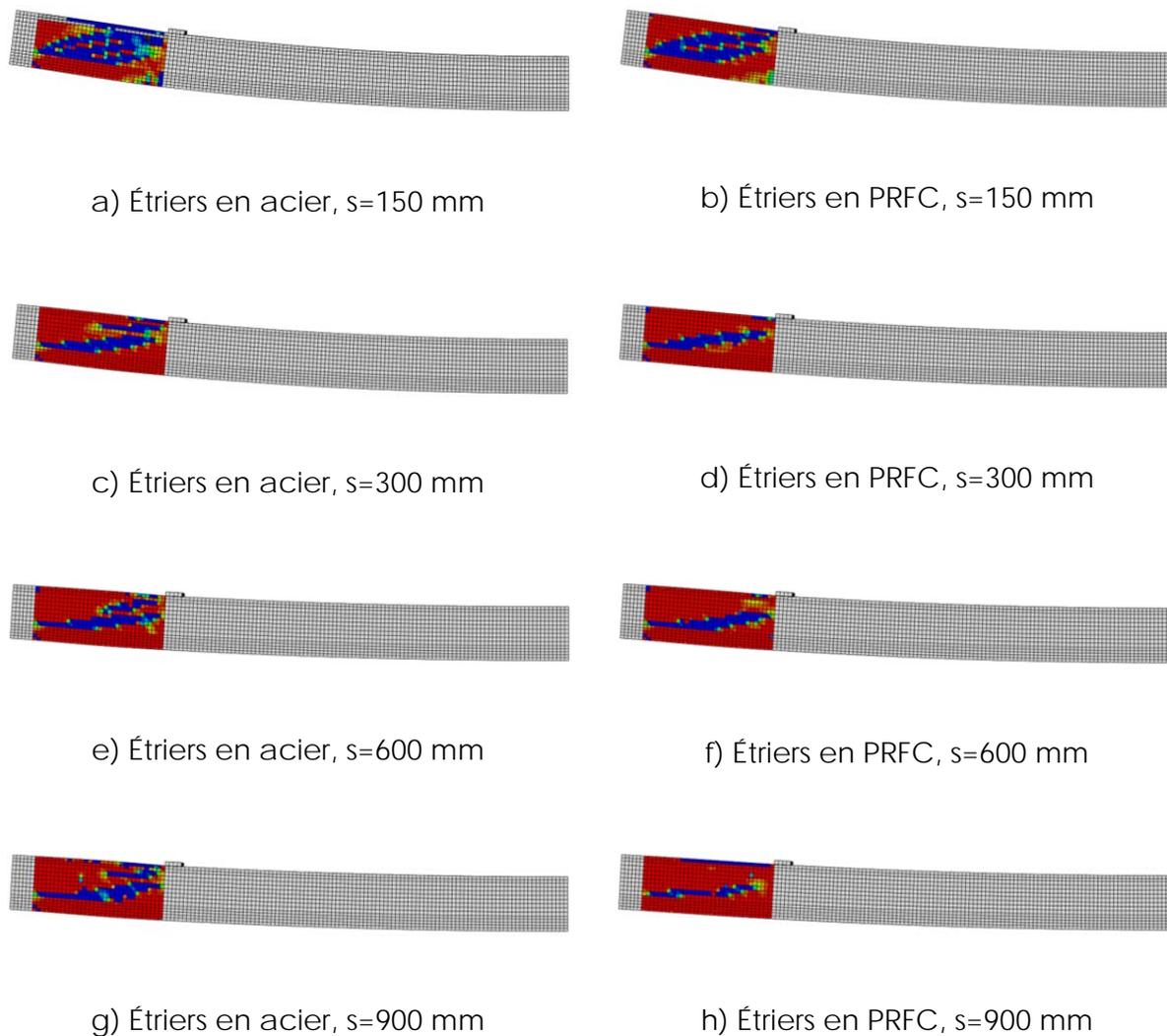
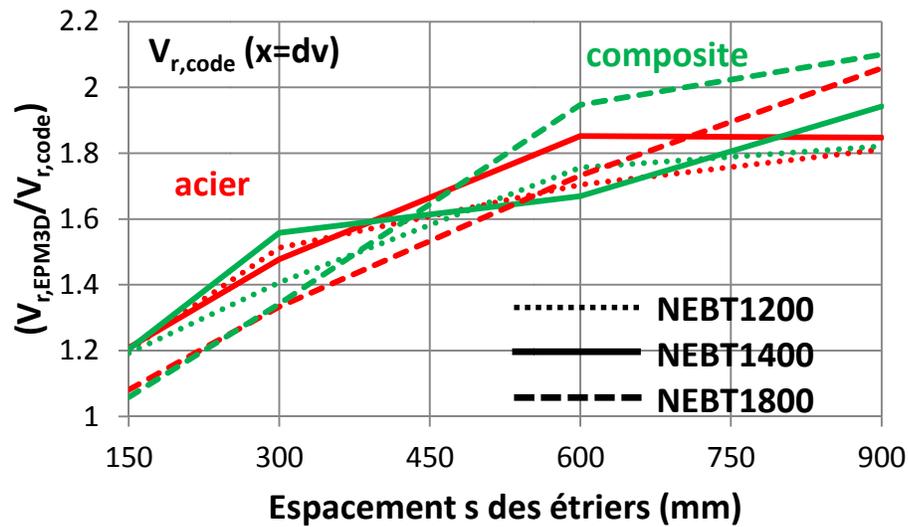


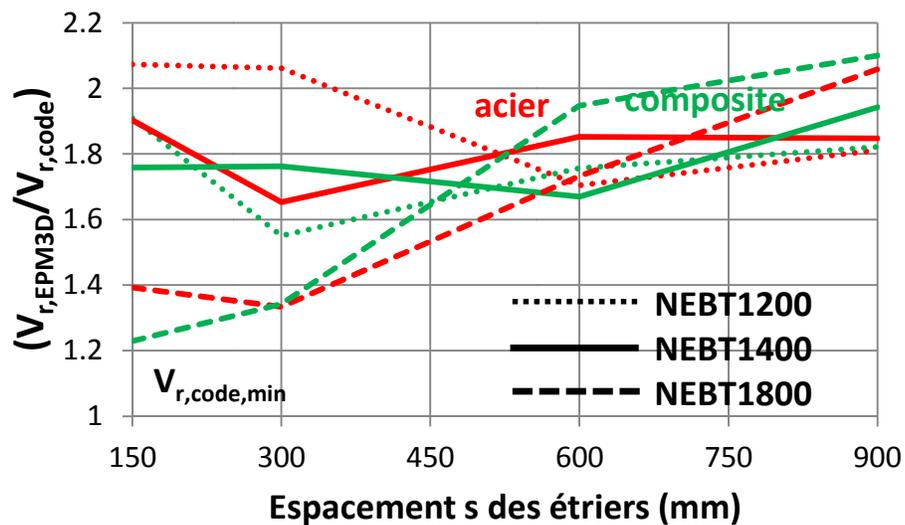
Figure 4.7 – Fissuration de cisaillement sur l'âme (en bleu) des NEBT 1200 pour différents types et espacements d'étriers

4.5 COMPARAISON AVEC LE CODE CSA-S6-06

La méthode générale du code des ponts [1] est utilisée pour comparer avec les résultats d'EPM3D (Figure 4.8). La première étape consiste à calculer la déformée ε_x au centre de la section avec V_f et M_f correspondant à la charge de rupture mesurée par EPM3D. Deux sections critiques sont choisies, (1) à une distance d_v de l'appui et (2) sous la plaque de chargement. Le calcul à cette 2^e section fournit pour tous les cas la déformée maximale $\varepsilon_{x,max}$ lorsque toutes les sections entre l'appui et la position de la charge sont analysées.



a) $V_{r, code}(x=d_v)$



b) $V_{r, code, min}$

Figure 4.8 – Comparaison de la résistance à l'effort tranchant des simulations et des valeurs recommandées par le code des ponts

Cette déformée ε_x permet de calculer les deux paramètres, l'inclinaison des fissures θ et le facteur de réduction de la résistance au cisaillement β . À partir de ces deux paramètres θ et β , la contribution du béton V_c et la contribution des étriers V_s ou V_{FRP} sont calculées et leur somme fournit la résistance à l'effort tranchant $V_{r, code}$. Pour les

étriers en composite, la résistance utilisée est déterminée par l'équation de l'édition 2010 du code CSA-6 [1] égale à 520 MPa ($0.004 \times 130\,000$). Le calcul de la résistance à l'effort tranchant de la section (1) est nommé $V_{r,code}(x = d_v)$ et celui de la section (2) $V_{r,code,min}$. La 2^e résistance établit la résistance minimale à l'effort tranchant dans la zone entre l'appui et la position de la charge.

La comparaison montrée sur la Figure 4.8 indique clairement que la nature des étriers ne change pas la comparaison entre les valeurs numériques et celles du code. L'écart obtenu pour les espacements de 150 mm est moindre parce que le nombre d'étriers interceptés est comparable. Toutefois, plus l'espacement des étriers augmente, plus la différence entre les deux prédictions s'accroît parce que le code limite l'angle des fissures à 29°, limite non imposée dans les analyses.

5. CONCLUSIONS DE L'ÉTUDE

5.1 RÉSULTATS DE L'ÉTUDE NUMÉRIQUE

Les résultats de l'étude numérique amènent les conclusions suivantes.

1. Le choix de l'utilisation de méthode d'analyse non linéaire comme EPM3D est tout à fait judicieux puisqu'il permet d'expliquer plusieurs phénomènes physiques, comme le glissement des torons lisses non précontraints et la réduction des contraintes dans les coudes des étriers qui a causé la rupture prématurée des poutres testées à Sherbrooke.
2. La validation d'EPM3D sur des essais en laboratoire permet de se fier avec confiance aux résultats obtenus pour l'analyse paramétriques sur les poutres NEBT.
3. Les analyses sur les poutres NEBT montrent que les poutres avec des étriers en PRFC présentent des modes de rupture et un comportement comparables à ceux obtenus avec des étriers en acier.
4. La rupture dans les zones de pliage des étriers est évitée lorsque celles-ci sont localisées loin des régions où la rupture à l'effort tranchant se produit comme dans le talon ou les ailes des poutres NEBT.

5.2 RECOMMANDATIONS POUR L'UTILISATION D'ÉTRIER EN PRFC

Suite aux résultats des essais réalisés par l'Université de Sherbrooke et aux analyses numériques faites à l'École Polytechnique et présentées dans ce rapport, il est possible de faire les recommandations suivantes.

1. La méthode de calcul préconisée par le code CSA-S6 (édition 2010) pour les étriers composites en PRFC est adéquate pour les poutres NEBT.
2. Vu le mode de rupture dans les zones de pliage, il n'est pas recommandé d'utiliser les étriers en matériaux composites pour les poutres en béton armé. Pour les poutres précontraintes autres que les poutres NEBT, sans talons à la fibre inférieure ou sans semelle supérieure, il n'est pas recommandé d'utiliser des étriers en matériaux composites sans que des essais avec des torons tendus soient réalisés.
3. Pour les poutres NEBT, il serait opportun de réaliser des essais sur le cisaillement horizontal dans le joint froid entre la dalle et les poutres, notamment pour des questions de fatigue.

RÉFÉRENCES

- [1] CSA 2006. "Code Canadien sur le calcul des ponts routiers – CAN/CSA-S6-06". Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario.
- [2] ABAQUS, 2012. "Analysis User's Manual Version 6.12", Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc. USA.
- [3] Massicotte, B., Nour, A., BenFtima, M. et Yildiz, E. A. 2012. "EPM3D-V3.1 – A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of reinforced concrete structures", Rapport SR12-03, École Polytechnique de Montréal.
- [4] Massicotte, B., Ben Ftima, M., Nour, A., Yildiz, E., Conciatori, D. 2012. Implementation of a validation procedure for using numerical models in concrete structure design and assessment. Invited paper. SSCS2012, Aix-en-Provence, France, May 29-June 1st.
- [5] Ben Ftima, M., Massicotte, 2012. Explicit nonlinear finite elements for the design of concrete structures: Application to hydraulic structures. Session II-5 Other applications. SSCS2012, Aix-en-Provence, France, May 29-June 1st
- [6] Ahamed, E.A., El-Salakawy, E., Benmokrane, B. 2008. "Shear behavior of NEBT-bridge girders reinforced with carbon FRP stirrups. Rapport d'étape 2, phase B. Université de Sherbrooke.
- [7] Ahamed, E.A., Benmokrane, B. 2008. "Tensile properties of V-ROD carbon FRP bend bars (#3). Rapport technique, Université de Sherbrooke.
- [8] Benmokrane, B, 2009. Beam-Results-SC-2 and SC-3 - April 1-09. Fichier Excel, Université de Sherbrooke.
- [9] Ahmed, E. A., El-Salakawy E. F., Benmokrane, B. 2010. Shear performance of RC bridge girders reinforced with carbon FRP stirrups. ASCE Journal of Bridge Engineering, 15 (1), 44-54.
- [10] Folcher, D. 2002. Étude du renforcement passif d'une poutre en béton précontraint. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
- [11] Koval, V. 2007. Efficacité d'utilisation des matériaux composites pour le renforcement de poutres de ponts en béton précontraint endommagées. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.
- [12] Massam, L. 2001. The behaviour of GFRP reinforced concrete beams in shear. University of Toronto.
- [13] Hanson J. M. and Hulsbos C. L. 1971. Ultimate shear tests of large prestressed concrete bridge beams. SP26-21 Concrete Bridge Design, 523-551.