

Lyon, France
5-6 juillet 2012

Renforcement en cisaillement des dalles épaisses en béton armé : étude expérimentale et numérique

M. Fiset^A, J. Bastien^A, D. Mitchell^B, M. Jolin^A

A Centre de recherche sur les infrastructures en béton, Université Laval, Québec, Canada

B Centre de recherche sur les infrastructures en béton, Université McGill, Montréal, Canada

RÉSUMÉ: Le système structural de plusieurs ponts peut être associé à dalle épaisse en béton armé. Avec l'augmentation des charges routières ainsi que la dégradation des matériaux, certains de ces ouvrages doivent maintenant être renforcés en cisaillement. Le but de ce projet est d'étudier le comportement des dalles épaisses renforcées par divers types de renforcements et de déterminer une méthode de calcul de ce renforcement. La méthode de renforcement étudiée consiste à percer une ouverture verticale dans la dalle, y insérer une barre d'armature et la retenir par différentes méthodes d'ancrage. Les premiers résultats expérimentaux montrent que le renforcement d'une dalle peut accroître sa résistance en cisaillement de 49%. L'outil d'analyse par éléments finis Vector2 va permettre d'étudier les principaux paramètres influençant le comportement des dalles. Les premiers résultats expérimentaux ainsi que les modèles numériques y étant liés sont présentés.

MOTS CLES : Dalle épaisse, Renforcement, Résistance au cisaillement, Éléments finis, Béton armé

1. Introduction

La conception des ponts existants de type dalle épaisse est basée sur le fait que le béton est en mesure de reprendre la totalité des efforts de cisaillement et que, par conséquent, l'utilisation d'étriers n'est pas requis. Néanmoins, l'augmentation des charges routières et la dégradation des matériaux font en sorte que certaines de ces structures doivent maintenant être renforcées afin d'être conservées en service. Certaines méthodes de renforcement en cisaillement de poutre ont déjà été mises à l'épreuve expérimentalement. Parmi celles-ci, l'ajout de barres (NSM)(De Lorenzis et Nanni, 2001) et l'ajout de gaines polymères (Barros et Dias, 2006 ; Adhikary et Mutsuyoshi, 2006) en surface de la poutre, ancrées par différents adhésifs, ont été suggérés. Bien que ces méthodes puissent renforcer efficacement une poutre, la position des renforcements en surface de la section de béton soulève des questions concernant leur efficacité sur la largeur d'un élément de dimension importante, telle une dalle épaisse. Plus récemment, l'ajout de barres d'armature verticales ancrées par adhésif époxydique a permis de procurer un renforcement en cisaillement efficace contre le poinçon d'une dalle mince (Fernández-Ruiz et al., 2010). Toutefois, peu d'études ont été réalisées sur des dalles épaisses pour lesquelles l'effet d'échelle peut influencer la résistance au cisaillement.

Dans ce projet visant à mieux comprendre le comportement des dalles épaisses, les méthodes de renforcement étudiées consistent à insérer à l'intérieur d'ouvertures verticales forées dans le béton une barre d'armature ancrée à l'aide de diverses méthodes : adhésif époxydique, ancrage mécanique interne et plaque d'ancrage externe. Deux séries d'essais en laboratoire ont été réalisées sur des poutres profondes (tranche d'une dalle épaisse) afin d'obtenir une rupture en cisaillement (Provencher, 2011; Cusson, 2012). Les premiers résultats montrent que, même si une dalle renforcée en cisaillement peut soutenir une charge à la rupture 46% plus importante qu'une dalle non renforcée, sa résistance ultime est surévaluée de 29% par la norme canadienne actuelle (CAN/CSA S6-06, 2006); en admettant dans le calcul la présence d'étriers conventionnels.

L'un des principaux objectifs de cette recherche est donc de prédire adéquatement le gain de résistance en cisaillement d'une dalle épaisse renforcée par différentes méthodes et, à la lumière des résultats expérimentaux et numériques, d'élaborer et de proposer une méthode de calcul pouvant être introduite aux normes. Pour y parvenir, le modèle éléments finis utilisé doit, dans un premier temps, être en mesure de reproduire le comportement expérimental observé des poutres testées. Par la suite, les modèles éléments finis aideront à réaliser une analyse des principaux paramètres pouvant influencer le comportement des dalles renforcées. L'outil d'analyse par éléments finis VecTor2 sera utilisé dans cette étude. Les principaux paramètres analysés sont la rigidité relative des éléments, les propriétés des matériaux et le type de renforcement, leur ancrage, et leur géométrie. Les essais expérimentaux ont montré que certains des renforcements ont glissé lors du chargement, ce comportement devra donc être pris en considération par les modèles numériques.

2. Résumé des essais expérimentaux

Des essais de chargement ont été réalisés sur deux séries de poutres (tranche de dalle) sur appuis simples, soit les séries PP et BC. La désignation des poutres XXY-Z fait référence à la série XX, à la catégorie Y et au numéro de la poutre chargée Z (1 ou 2 pour la série PP et charge (L) ou recharge (R) pour la série BC). Les propriétés des poutres et des renforcements de ces deux séries sont résumés au tableau 1 et à la figure 1. Pour ces deux séries, chacune des poutres étaient conçues afin d'avoir une rupture en cisaillement. Elles avaient une portée libre de 4m et une largeur « b » de 610mm.

Tableau 1 : Description des poutres renforcées

Poutre	Ancrage	h [mm]	d [mm]	a/d	ρ [%]	s [mm]	s/d _v	A _v [mm ²]	f _c [MPa]	E _c [MPa]
PP1	Époxy	450	370	3,60	3,10	240	0,72	400	32,5	28 382
PP2	Époxy	450	398	3,35	2,06	260	0,73	200	35,2	30 580
PP3	Époxy	750	698	2,87	1,17	470	0,75	400	35,0	29 395
BC1	Étrier	750	694	2,88	1,65	380	0,61	400	33,3	25 704

	standard									
BC2	Époxy	750	694	2,88	1,65	380	0,61	400	34,5	26 315
BC3	Époxy	750	694	2,88	1,65	380	0,61	400	32,6	25 029
BC4	HSLG	750	694	2,88	1,65	380	0,61	292	31,5	24 144
BC5	Plaque	750	694	2,88	1,65	1000	1,60	1290	31,2	25 333

Pour chacune des catégories de poutres PP (PP1, PP2 et PP3) 2 poutres non renforcées et 2 poutres renforcées ayant les mêmes dimensions ont été soumises aux essais. Pour la série PP, la méthode de renforcement utilisée consiste à introduire à des espacements précis une barre d'armature dans des ouvertures verticales forées à partir du haut de la poutre et à les combler y en injectant un adhésif époxydique. Cette méthode est semblable à celle utilisée pour le renforcement de la poutre BC2 présentée en figure 1. Les catégories PP1 et PP3 ont été renforcées par des barres 15M alors que la catégorie PP2 l'a été par des barres 10M. L'espacement relatif des renforcements choisi, s/d_v , est près de la limite supérieure de 0,75 autorisée par la norme canadienne pour des étriers conventionnels. Afin d'obtenir le type de rupture souhaitée, les poutres PP1 et PP2 ont été chargées au tiers de leur portée libre et les poutres PP3 au centre de leur portée.

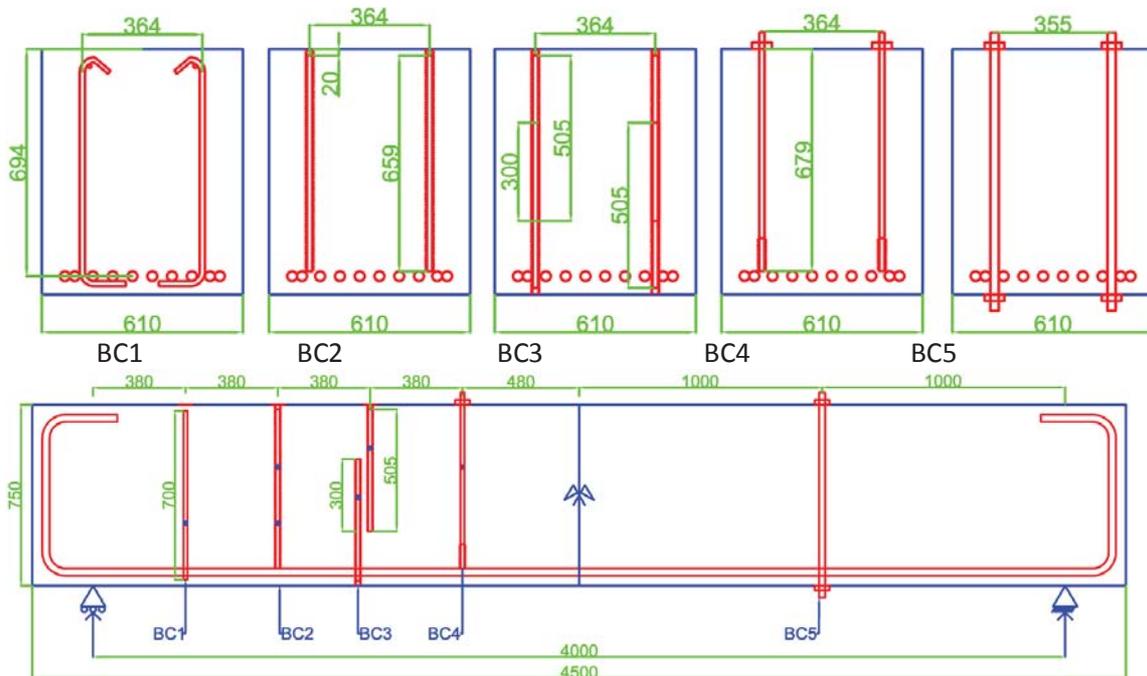


Figure 1 : Poutres de la série BC

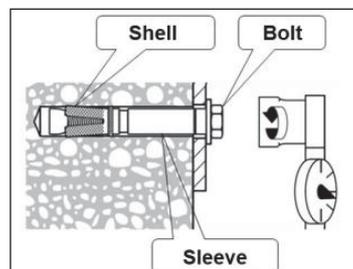


Figure 2: Ancre HSLG utilisée pour la poutre BC4

La série BC est différente de la série PP en termes de quantité d'armatures, d'espacement des renforcements de cisaillement et des méthodes de renforcement. La poutre BC1 contient des étriers conventionnels tel que prescrit par la norme canadienne. C'est d'ailleurs le seul spécimen de poutre

pour lequel les renforcements en cisaillement ont été disposés avant la coulée de la poutre. Similairement à la catégorie PP3, les poutres BC2 et BC3 ont été renforcées après la coulée par des barres d'armatures 15M ancrées par adhésif époxydique dans une ouverture forcée. La poutre BC3 contient des renforcements insérés à la fois à partir du bas et du haut de la poutre et se chevauchant à la mi-hauteur de la poutre sur une distance de 300mm. La poutre BC4 a été renforcée par des armatures verticales filetées insérées dans des ouvertures percées du haut de la poutre jusqu'à la hauteur du lit d'armature de flexion. Les renforcements sont ancrés au haut de la poutre par une plaque d'ancrage boulonnée. Le bas de la barre d'armature est ancré à la structure par un ancrage mécanique expansif HSLG (figure 2). Lorsqu'elle est ouverte, la coquille de cet ancrage mécanique exerce une pression sur la surface de l'ouverture forcée, ce qui permet d'ancrer la barre par friction. La poutre BC5 a été renforcée par une seule paire de barres d'acier Dywidag haute résistance insérées dans des ouvertures percées sur toute la hauteur de la poutre et ancrées aux faces supérieure et inférieure par des plaques d'ancrage boulonnées. Chacune des poutres de la série BC ont été chargées au centre de leur portée libre. Lorsque l'un des deux côtés de la poutre atteignait la rupture, ce côté était renforcé en cisaillement par des étriers externes (barres Dywidag), ce qui permettait de recharger la poutre afin d'obtenir la résistance ultime du second côté.

2.1 Matériaux

Les propriétés mécaniques du béton présentées au tableau 1 ont été obtenues d'après les spécifications des normes ASTM-C39 et ASTM-C469. D'après ASTM E08-04 et ASTM E111-04, la limite élastique F_y , la limite ultime F_u et le module d'Young des barres d'armature sont respectivement de 472MPa, 660MPa et 178GPa. La déformation plastique maximale et la déformation à l'ultime associée sont de 23mm/m et 114mm/m. Tel que spécifié par le manufacturier, la limite élastique et la limite ultime de l'acier haute résistance utilisé pour les barres filetées (poutre BC4) sont respectivement de 642MPa et 800MPa. La charge maximale prescrite que peut reprendre un ancrage expansif HSLG est de 84,5kN. L'acier haute résistance des barres Dywidag (poutre BC5) avait une limite élastique et une limite ultime de 517MPa et 689MPa respectivement. Une résine époxy commerciale a été utilisée pour l'ancrage des renforcements des poutres de la série PP et des poutres BC2 et BC3. Tel que spécifié par le fabricant, les propriétés mécaniques de l'époxy sont : adhérence de 12,4MPa (ASTM C882-91), résistance en compression de 82,7MPa (ASTM D-695-96), module de compression de 1493MPa (ASTM-D-695-96), résistance en traction de 43,5MPa (ASTM D-695-96) et déformation à l'ultime de 2% (ASTM D-638-97).

3. ModÈle numérique

Le volet numérique de ce projet est actuellement en cours de réalisation, seule une présentation partielle en est donc présentée. Jusqu'à présent, l'outil d'analyse par éléments finis VecTor2 a été utilisé pour construire certains des modèles. Ce logiciel a été développé à l'Université de Toronto pour réaliser une analyse bidimensionnelle de structures en béton armé. Il utilise un modèle de fissuration diffuse à angle rotatif basé principalement sur la théorie des champs de compressions modifiées (MCFT)(Vecchio et Collins, 1986) et la théorie des champs de contraintes perturbés (DSFM)(Vecchio, 2000). VecTor2 offre plusieurs options pour modéliser le comportement des matériaux.

Le comportement du béton est linéaire jusqu'à l'atteinte de la résistance en traction. Après la fissuration, l'effet d'adoucissement en traction (tension softening) est modélisé par une loi bilinéaire. La rigidification en traction (tension stiffening) est également considérée d'après le modèle de Lee (Lee et al., 2011). En compression, le comportement du béton fissuré inclut les effets d'adoucissement en compression tel que présenté par l'équation (1). Le comportement de l'acier est modélisé telle une loi trilineaire (figure 3).

$$f_{c2} = f_p \left[2 \left(\frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_p} \right) - \left(\frac{\varepsilon_{ci}}{\varepsilon_p} \right)^2 \right] \quad (1)$$

En considérant:

$$f_p = \beta_d f_c' \quad (2)$$

$$\varepsilon_p = \beta_d \varepsilon_c \quad (3)$$

$$\beta_d = \frac{1}{1+0.55C_d} \quad (4)$$

$$C_d = \begin{cases} 0 & \text{if } r < 0.28 \\ 0.35(r-0.28)^{0.8} & \text{if } r > 0.28 \end{cases} \quad (5)$$

$$r = \frac{-\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{c2}} \leq 40 \quad (6)$$

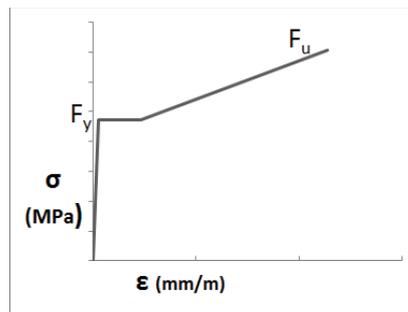


Figure 3 : Loi de comportement de l'acier

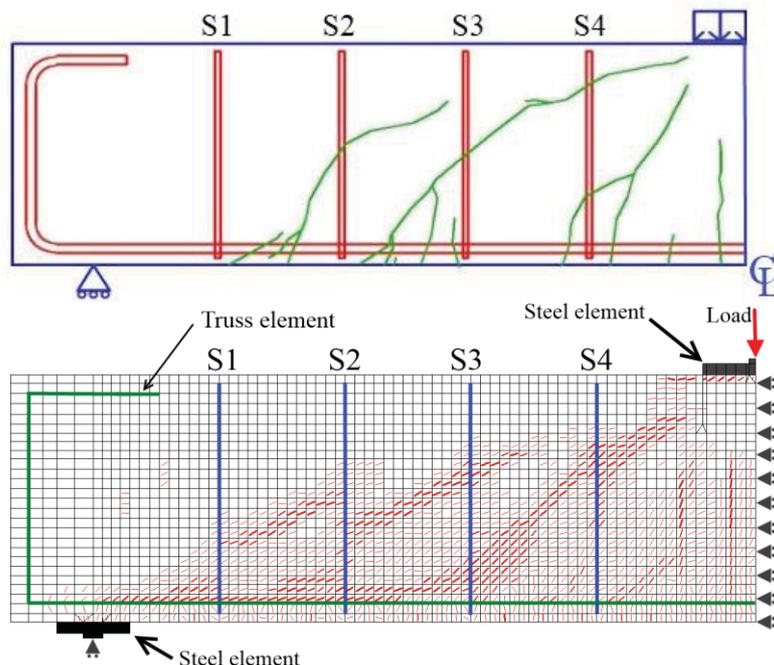


Figure 4: Fissuration présenté sur la demi-poutre BC1 obtenue expérimentalement (haut) et prédite par le modèle éléments finis (bas)

Tel que présenté en figure 4, les conditions de géométries ont permis de modéliser la moitié de la poutre BC1 par des éléments membranes. Pour imposer les bonnes conditions aux limites, les déplacements horizontaux sont bloqués à la mi-portée et les déplacements verticaux sont bloqués à l'appui. Pour bien reproduire les conditions expérimentales, la plaque d'appui et la plaque de chargement ont été modélisées. Pour la poutre BC1, les armatures longitudinales et les étriers conventionnels ont été modélisés par des éléments barres parfaitement liés aux nœuds des éléments de béton. Pour les poutres renforcées dont l'ancrage des renforcements est assuré par un adhésif, des éléments ressorts peuvent être utilisés pour modéliser leur glissement potentiel.

4. Résultats et discussion

4.1 Résultats expérimentaux

Un résumé des résultats des poutres renforcées et des poutres sans renforcement est présenté aux tableaux 2 et 3 respectivement. La résistance au cisaillement V_{CSA} prédite a été calculée selon les spécifications de la norme canadienne (CAN/CSA S6-06, 2006). Cette méthode de calcul basée sur la MCFT considère la résistance totale comme étant la somme de la contribution du béton V_C et de la contribution des renforcements en cisaillement V_S . La contribution du béton V_C est associée au produit entre la résistance en traction du béton et une constante β , constante fonction de la déformation longitudinale de la structure et de l'espacement des renforcements. La contribution V_S correspond à la charge menant à la plastification des renforcements traversant la fissure principale de cisaillement. Pour la poutre BC3, le chevauchement des barres à la mi-hauteur n'est pas considéré dans le calcul de l'aire des renforcements A_v .

Tableau 2 : Résumé des résultats pour les poutres renforcées en cisaillement

Poutre	V_{exp} [kN]	V_{CSA} [kN]	V_{exp}/V_{CSA}	V_{c-CSA} [kN]	V_{s-CSA} [kN]	V_{s-exp}^{**} [kN]	V_{s-exp}/V_{s-CSA}	δ_{ult} [mm]
PP1-1	476	603	0,79	214	389	262	0,67	13,6
PP2-1	293	420	0,70	243	177	50	0,28	6,7
PP2-2	321	420	0,76	243	177	78	0,44	9,7
PP3-1	504	705	0,71	355	350	149	0,43	12,2
PP3-2	519	705	0,74	355	350	164	0,47	11,4
BC1-L	740	779	0,95	352	427	388	0,91	10,6
BC1-R	801	779	1,02	352	427	448	1,05	39,5
BC2-L	756	783	0,97	357	426	399	0,94	11,9
BC2-R	783	783	1,00	357	426	426	1,00	22,1
BC3-L	956	776	1,23	349	427*	607	1,42	15,5
BC3-R	837	776	1,08	349	427*	488	1,14	37,4
BC4-L	593	796	0,74	362	434	231	0,53	11,5
BC4-R	604	796	0,76	362	434	242	0,56	16,7
BC5-L	731	903	0,81	334	569	397	0,70	12,0
BC5-R	983	903	1,09	334	569	649	1,14	24,3

* $V_{s-exp} = V_{exp} - V_{c-CSA}$

Tableau 3 : Résumé des résultats pour les poutres sans renforcement

Poutre	V_{exp} [kN]	V_{CSA} [kN]	V_{exp}/V_{CSA}	$V_{renforcé}/V_{non-renforcé}$	δ_{ult} [mm]
PP1-1	329	275	1,19	1,45	7,5
PP1-2	330	275	1,20	-	7,6
PP2-1	283	271	1,04	1,03	6,7
PP2-2	309	271	1,14	1,04	7,6
PP3-1	357	375	0,95	1,41	5,0
PP3-2	355	375	0,95	1,46	4,6

Les résultats présentés au tableau 2 montrent que la procédure de calcul spécifiée par la norme canadienne actuelle pour les éléments renforcés en cisaillement ne permet pas de prédire adéquatement la résistance au cisaillement de la plupart des méthodes de renforcement. Toutefois, les résultats présentés au tableau 3 permettent d'observer qu'avec un ratio moyen V_{exp}/V_{CSA} de 1,08, la norme canadienne actuelle prédit adéquatement la résistance en cisaillement des poutres sans renforcement. Avec un ratio V_{s-exp}/V_{s-CSA} entre 0,28 et 0,67, l'espacement des renforcements et le

système d'ancrage des poutres PP1, PP2 et PP3 sont insuffisants pour permettre la plastification des barres de renforcement interceptant la fissure de cisaillement. En comparant les résultats des poutres BC1, BC2, BC3 et BC4, il peut être observé que les méthodes de renforcement utilisées influencent de façon significative la résistance au cisaillement des poutres ainsi que les mécanismes de résistance impliqués. Par exemple, les ancrages expansifs HSLG de la poutre BC4 n'ont permis de développer qu'entre 53% et 56% de la contribution des renforcements en cisaillement. Ceci peut être attribuable au fait que le renforcement est ancré seulement à ses extrémités plutôt que sur toute sa longueur. Ainsi, au lieu de subir de grandes déformations menant à une plastification locale près de la fissure, les déformations sont redistribuées sur toute la longueur de la barre. Le ratio de l'espacement s/d_v des renforcements influence également la résistance ultime. Ceci peut être observé avec les poutres renforcées de la catégorie PP3 et la poutre BC2. En effet, l'espacement de 0,75 utilisé pour la poutre PP3 a pour effet de permettre à la fissure de progresser près des extrémités de la barre. Ainsi, la position de la fissure ne permet pas aux renforcements de développer pleinement leur capacité F_y avant leur décrochement. L'utilisation d'un espacement inférieur d'environ 0,6 pour la poutre BC2 permet d'assurer le développement de la fissure de cisaillement plus près du centre du renforcement, ce qui assure un meilleur ancrage du renforcement et donc, le développement de sa pleine capacité. Ceci peut également être observé en comparant les poutres renforcées et non-renforcées de la série PP. Avec un espacement s/d_v légèrement inférieur, le rapport des résistances $V_{\text{renforcé}}/V_{\text{non-renforcé}}$ de la catégorie PP1 (1,45) est beaucoup plus important que la catégorie PP2 (1,04). De surcroît, ce rapport de 1,04 démontre que l'espacement choisi (poutre PP2 renforcée) ne permet qu'un très faible gain de résistance en cisaillement. Puisque la norme canadienne pour le calcul des éléments en cisaillement a été développée pour des structures non renforcées ou renforcées par des étriers standards parfaitement ancrés, elle permet de prédire adéquatement la résistance ultime obtenue expérimentalement de la poutre BC1, poutre répondant aux spécifications de la norme.

4.2 Résultats numériques et comparaison avec les essais expérimentaux

La figure 4 permet de comparer la fissuration de la poutre BC1 observée expérimentalement et celle prédite par le modèle éléments finis. Avec un modèle de fissuration diffuse, chacun des éléments pour lequel la résistance en traction du béton est atteinte présentera un plan de fissuration perpendiculaire à la contrainte principale de traction. Les fissures présentées à la figure 4 ayant une ouverture plus importante sont représentées par un trait plus foncé. Tel qu'observé, la fissuration de la poutre BC1 obtenue expérimentalement est bien prédite par le modèle élément finis. La fissure qui mène à la rupture en cisaillement de la poutre est celle qui traverse les rangs d'étriers S3 et S4. La déformation de ces étriers obtenue expérimentalement de 23mm/m montre que ces deux rangs d'étriers sont entrés dans leur phase plastique. Le modèle éléments finis corrobore cette information puisque la contrainte maximale des étriers S3 et S4 à l'ultime est de 493MPa et 481MPa respectivement, ce qui est bien au-dessus de la limite élastique de 472MPa.

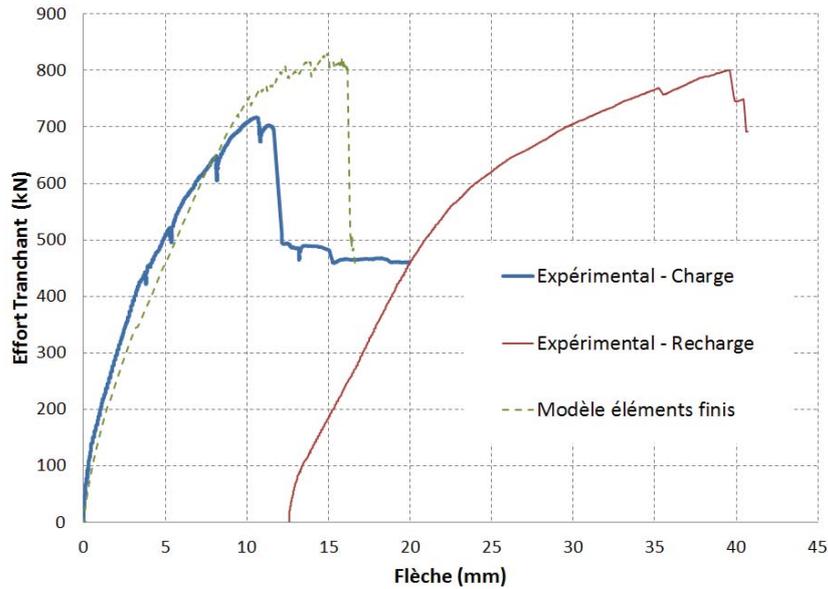


Figure 5 : Comparaison de l'effort tranchant en fonction du déplacement de la poutre BC1

La figure 5 présente l'effort tranchant en fonction de la flèche obtenue expérimentalement lors du chargement et du rechargement de la poutre BC1 ainsi que la prédiction du modèle éléments finis. Lors du chargement de la poutre BC1, le modèle éléments finis et la poutre testée expérimentalement ont montré un comportement très similaire jusqu'à environ 9,5mm de flèche. Expérimentalement, lorsque la capacité ultime en cisaillement de 740kN est atteinte, la poutre présente une déflexion de 10,6mm. Le modèle numérique prédit quant à lui une capacité ultime de 830kN et une flèche maximale de 15.1mm. En comparaison, la capacité ultime en cisaillement prédite par la norme canadienne est de 779kN. Lors du rechargement de la poutre BC1, il peut être observé que la capacité ultime obtenue expérimentalement est de 801kN. D'après le modèle numérique (FEM), le ratio entre les capacités en cisaillement V_{FEM}/V_{exp} sont de 1,12 et 1,04 pour le chargement et le rechargement respectivement.

5. Conclusion et travaux futurs

L'objectif principal de ce projet de recherche est de prédire efficacement le gain de résistance en cisaillement de dalles épaisses renforcées en cisaillement par différentes méthodes. Pour y parvenir, plusieurs tranches de dalle (poutre) ayant différentes hauteurs, différents ratios d'espacement des renforcements en cisaillement et différentes méthodes de renforcement ont été chargées expérimentalement jusqu'à l'obtention d'une rupture en cisaillement. La norme canadienne actuelle pour le calcul de la résistance au cisaillement étant développée pour des éléments non renforcés ou pour des éléments contenant la quantité minimale d'étriers conventionnels parfaitement ancrés, elle n'est pas directement adaptée pour la prédiction de la résistance d'une section de béton armé post-renforcée en cisaillement. Néanmoins, elle peut permettre de donner une première approximation acceptable de la capacité ultime en cisaillement pour une structure dont l'ancrage des post-renforcements est suffisant sur toute la longueur de la barre, jusqu'à l'atteinte de la rupture. Cela n'est cependant pas observable pour chacune des méthodes de renforcements présentés au tableau 2. À cet égard, un modèle éléments finis peut donner une multitude d'informations complémentaires. En prenant avantage des conditions de symétrie, la moitié de la poutre BC1 a été modélisée à l'aide de l'outil d'analyse éléments finis VecTor2. Ce spécimen de poutre contient des étriers standards crochetés positionnés avant la coulé du béton à un espacement s/d_v de 0,6, ce qui est inférieur à la limite maximale permise par la norme canadienne de 0,75. Les résultats ont montré que le comportement et la résistance ultime en cisaillement de cette poutre peuvent être prédits adéquatement par le modèle éléments finis.

Bien que le volet numérique de ce projet soit toujours en cours de réalisation, l'une des premières étapes est de reproduire le comportement observé expérimentalement de la poutre BC1. La comparaison des résultats expérimentaux et numériques de cette poutre montre que le comportement

et la capacité ultime sont bien évalués. De plus, l'observation de l'évolution de la fissuration faite durant le chargement corrobore les prédictions du modèle numérique. Tel que présenté, la progression et la position de la fissuration ont un impact majeur sur la résistance en cisaillement de la poutre; ce qui est d'autant plus vrai pour les poutres dont le post-renforcement est ancré par un adhésif époxydique. La prochaine étape de cette recherche sera donc de modéliser les poutres renforcées en cisaillement par cette méthode et de comparer les résultats numériques à ceux obtenus expérimentalement. Par la suite, en se basant sur ces modèles, une analyse des principaux paramètres influençant la résistance au cisaillement sera réalisée. La suite d'essais expérimentaux réalisés a démontré que plusieurs méthodes de renforcements en cisaillement peuvent être utilisées sur une structure. Par contre, en se basant sur des conditions pratiques et sur l'efficacité de celles-ci, et pourvu que les contraintes géométriques soit satisfaites afin de permettre un ancrage adéquat des renforcements jusqu'à la l'atteinte de la résistance ultime en cisaillement, il apparaît que l'utilisation de barres d'armatures insérées dans la dalle et ancrées à l'aide d'un adhésif époxydique soit la méthode la mieux adaptée pour le renforcement des ponts existants de type dalle épaisse.

6. Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier le travail de Philippe Provencher et Benoit Cusson pour avoir réalisé au cours de leur maîtrise respective les essais expérimentaux liés à ce projet de recherche, ainsi que le CRSNG (Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada et le FQRNT (Fond de recherche du Québec – Nature et technologies) pour leur support financier.

7. Références

- Adhikary, B.B.; Mutsuyoshi, H. (2006) Shear strengthening of reinforced concrete beams using various techniques, *Construction and building materials*, 20: 366-373
- Barros, J.A.O.; Dias, S.J.E. (2006) Near surface mounted CFRP laminates for shear strengthening of concrete beams, *Cement & concrete composites*, 28: 276-292
- Canadian Standards Association (2006) *Canadian Highway Bridge design code*, Canada
- Cusson, B. (2012) *Renforcement des dalles épaisses en cisaillement*. Département de génie civil, Université Laval, Québec, Canada
- De Lorenzis, L.; Nanni, A (2001) Shear strengthening of reinforced concrete beams with NSM fiber-reinforced polymer rods, *ACI structural journal*, 1: 60-68
- Fernández-Ruiz, M.; Muttoni, A.; Kunz, J. (2010) Strengthening of flat slabs against punching shear using post-installed shear reinforcement, *ACI structural journal*, 4: 434-442
- Lee, S.C., Cho, J.Y, Vecchio, F.J. (2011) Model for post-yield tension stiffening and rebar rupture in concrete members, *Engineering structures*, 33: 1723-1733
- Provencher, P. (2011) *Renforcement des dalles épaisses en cisaillement*, Département de génie civil, Université Laval, Québec, Canada
- Vecchio, F.J.; Collins, M.P.(1986) The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear, *ACI Journal*, .2: 219-231
- Vecchio, F.J. (2000) Disturbed stress field model for reinforced concrete: Formulation, *Journal of structural engineering*, 9: 1070-1077

8. Liste des symboles

- a Distance entre la charge et l'appui le plus près
- A_s Aire totale des armatures de flexion
- A_v Aire totale de tous les renforcements en cisaillement situés sur une longueur s
- d Distance entre la fibre extrême comprimé du béton et le centre de gravité des armatures de flexion tendues

d_v	Hauteur effective en cisaillement
f_c	Résistance en compression du béton obtenue expérimentalement
f_{c2}	Contrainte de compression dans le béton
E_c	Module élastique du béton
F_y	Limite élastique du matériau
F_u	Limite ultime du matériau
h	Hauteur d'une poutre
s	Espacement des renforcements en cisaillement
V_{exp}	Résistance totale en cisaillement obtenue expérimentalement
ϵ'_c	Déformation du béton en compression correspondant à f'_c
$\epsilon_{c1}, \epsilon_{c2}$	Déformation axiale net du béton dans la direction principale en traction (1) et en compression (2)
ρ	Ratio de la quantité d'armature de flexion, pris comme étant équivalente à A_s/bd