

RÉHABILITATION SISMIQUE DES PILIERS DE PONTS RECTANGULAIRES À L'AIDE D'UNE CHEMISE EN BFUP

Guillaume Boucher-Proulx
Étudiant à la maîtrise

Bruno Massicotte
Professeur titulaire

Groupe de recherche de génie des structures
École Polytechnique de Montréal
C.P. 6079, Succursale Centre-Ville
Montréal (Québec), H3C 3A7

RÉSUMÉ : Un projet de recherche en cours à l'École Polytechnique vise l'amélioration du comportement des joints de chevauchements à la base des piliers rectangulaires de ponts soumis à des efforts sismiques. La méthode de chemisage à l'aide de béton renforcé de fibres (BRF) est étudiée dans le cadre de cette étude. Deux types de BRF ont été développés et des essais d'arrachement ont permis d'évaluer la performance de ces derniers pour améliorer le comportement d'une colonne soumise à du fendage. Cet article présente tout d'abord les résultats comparatifs de ces essais et permet de faire ressortir l'excellence de la réparation à l'aide d'une chemise en BFUP. Deux piliers rectangulaires à grande échelle conçus selon les règles antérieures à celles du code CSA-S6-88 ont été fabriqués. La technique de réhabilitation avec une chemise en BFUP a été appliquée à un pilier alors que l'autre pilier servait de spécimen de référence. Un chargement statique-cyclique a été appliqué aux deux piliers dans le but d'évaluer leur comportement sismique. Les résultats ont tout d'abord permis de confirmer les déficiences importantes des piliers de conception antérieure à 1988. La réhabilitation à l'aide d'un chemisage en BFUP a toutefois permis d'améliorer grandement la ductilité et la capacité portante en plus de démontrer un comportement écrouissant.

PROBLÉMATIQUE

Les observations faites sur les piliers en béton armé de différents ponts routiers touchés par des séismes ont permis de distinguer et reconnaître trois modes de rupture principaux (Priestley et al., 1992). De ces modes, la rupture par perte d'ancrage des barres d'armature chevauchées est particulièrement préoccupante puisque la majorité des piliers de ponts québécois présentent une conception pouvant mener à ce type de ruine. En effet, avant 1988, les codes de conception permettaient le chevauchement des barres à la base des piliers et n'exigeaient pas une longueur de chevauchement suffisante pour les ancrer, ni un confinement suffisant pour pouvoir assurer un transfert des efforts adéquat entre la pile et la semelle. Les piliers présentant des détails de conception inadéquats se sont très mal comportés lors de tremblements de terre historiques. Le glissement des barres d'armature par manque d'ancrage survient immédiatement après la fissuration rapide de l'enrobage de béton, ce qui entraîne la ruine de l'ouvrage. Il est souvent même impossible d'atteindre la résistance nominale en flexion. La figure 1 illustre ce mode de rupture.

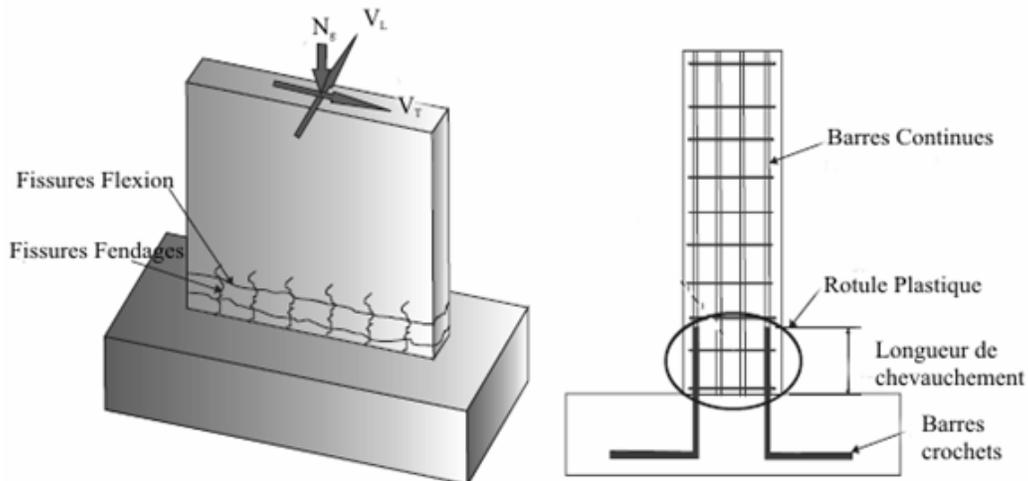


Figure 1 : Mode de rupture typique des piliers rectangulaires présentant une déficience au niveau de la zone de chevauchement des barres longitudinales (adapté de Vachon 2004)

Les récentes versions du code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-00 et S6-06) proscrivent les chevauchements de l'armature longitudinale à la base des piliers et demandent une longueur d'ancrage suffisante. De plus, les exigences visant les armatures transversales sont beaucoup plus restrictives et préviennent le flambement des barres d'armature. Par contre, étant donné que la majorité des ponts québécois ont été conçus avant 1988, la correction des conceptions inadéquates devient incontournable.

Plusieurs méthodes de réhabilitation de ce détail de conception ont été testées et analysées au cours des dernières années. Les résultats des études démontrent clairement que ces techniques permettent une amélioration de la ductilité et de la résistance en flexion. La majorité de ces méthodes agissent par confinement de la colonne et permettent ainsi de prévenir la macrofissuration du béton et le flambement des barres. Toutefois, lorsqu'on traite de colonnes fortement rectangulaires ($b/h \geq 4$), les méthodes agissant principalement par confinement du noyau perdent beaucoup de leur efficacité puisqu'il s'avère difficile et coûteux de les confiner efficacement comme le présente la figure 2. La littérature ne contient pas de méthodes efficaces et aisément réalisables pour enrayer le mode de rupture par perte d'ancrage des barres chevauchées pour des piliers rectangulaires.

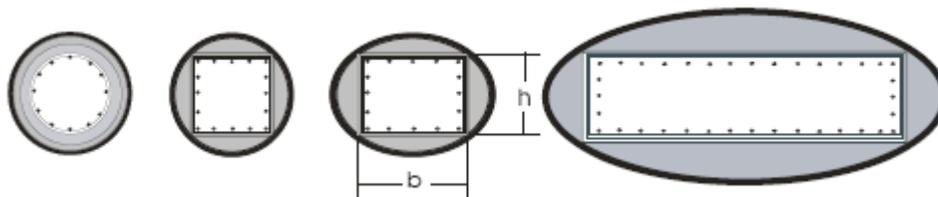


Figure 2 : Réhabilitation par confinement pour différentes géométries (adaptée de Vachon 2004)

Au cours d'une étude antérieure menée à l'École Polytechnique de Montréal (Vachon, 2004), il a été démontré que le remplacement du béton d'enrobage par du béton renforcé de fibres (BRF) offre un potentiel élevé. Le chemisage en BRF ralentit l'ouverture, autrement

rapide, des fissures de fendage associées à la perte d'ancrage au niveau des barres longitudinales et permet d'augmenter considérablement la charge nécessaire à la rupture. De plus, cette technique de réhabilitation permet de rendre ductiles des éléments qui seraient autrement grandement fragiles. Cependant ce projet était essentiellement expérimental et des études additionnelles sont requises afin de permettre une meilleure compréhension des phénomènes et optimiser certains paramètres qui permettraient d'appliquer cette technique innovatrice au renforcement de piles rectangulaires réelles.

OBJECTIFS ET PORTÉE DU PROJET DE RECHERCHE

Le projet vise à poursuivre le développement d'une technique de réhabilitation novatrice convenant à tous les types de colonnes mais plus particulièrement aux colonnes rectangulaires présentant un problème au niveau de l'ancrage des barres chevauchées. Un des objectifs primordiaux de ce projet est que la réhabilitation puisse être aisément réalisée en chantier, dans le but de faciliter son implantation.

Le développement inclut à la fois l'étude expérimentale de différents paramètres sur des spécimens de petites tailles ainsi qu'une validation d'une réparation jugée performante sur des piliers de grande taille. Au terme de ce projet de recherche, une méthode de réhabilitation visant à éliminer le mode de rupture par perte d'ancrage des barres chevauchées pour les piliers rectangulaires sera proposée. La technique développée sera testée sur une pile de grande taille ayant des caractéristiques de conception typiques de celles d'avant 1990. Les résultats seront comparés à ceux d'un pilier de référence identique non renforcé.

DÉMARCHE EXPÉRIMENTALE

Ce projet de recherche a tout d'abord été divisé en trois phases. La première phase portait sur la mise au point de deux bétons de réparation renforcés de fibres possédant une excellente fluidité, qualité nécessaire à la mise en place du matériau. La deuxième phase a porté sur l'évaluation de différents renforcements pour deux géométries de colonnes différentes. Ces réparations ont été testées à l'aide d'un essai d'arrachement. Les connaissances recueillies lors de ces tests ont fait ressortir une technique de réparation efficace et performante qui permettra de réhabiliter efficacement un pilier de grande dimension soumis à un chargement statique-cyclique au cours de la dernière phase du projet expérimental.

PHASE 1 – DÉVELOPPEMENT DES BRP

Puisque qu'il est proposé d'utiliser le BRP pour effectuer une réparation in situ sur la colonne, la contrainte principale associée à son développement est sa fluidité. En effet, il s'agit de mettre en place le BRP sur un pilier dont le chevauchement des armatures a été

mis à découvert. Il faut donc créer un béton capable de bien se disperser dans les coffrages et bien enrober les armatures sans l'usage d'aiguilles vibrantes. Le premier mélange optimisé a été un béton de 55 MPa renforcé de 80 kg de fibres à crochets de 35 mm dont les granulats sont de petites dimensions (2.5-10 mm). Tout au long du développement du matériau, le test d'étalement a été privilégié pour qualifier la fluidité du béton, le but étant d'approcher les caractéristiques d'un béton autonivelant tout en évitant la ségrégation. Le tableau 1 présente la composition du BRF optimisé de 55 MPa ainsi que ses propriétés de base. Le deuxième mélange utilisé est une adaptation d'un béton fibré ultra-hautes performances (BFUP) développé à l'École Polytechnique de Montréal (Braïke 2007). Ce BFUP de 130 MPa contient 3 % de fibres de 10 mm. Le tableau 2 présente la formulation et les propriétés de base de ce mélange. Les figures 3 et 4 montrent l'essai d'étalement réalisé respectivement sur le BRF et le BFUP.

Tableau 1 : Composition du BRF 1% de fibres

Constituants	Type	Quantité [kg/m ³]
Ciment	Type HSF (CSL)	425
Pierre	2.5-10 mm	733
Sable	Joliette	953
Fibres métalliques	Dramix 65/35	80
Superplastifiant	Eucon 36	12,9
Viscosant	Visctrol	1,06
Eau totale		195
Sable / Ciment (massique)		2,24
Eau totale / Ciment (massique)		0,46
Quantité de fibres [kg/m ³]		80
Masse volumique du mélange [kg/m ³]		2394
Étalement du mélange [mm]		530
f _c à 28 jours [MPa]		56,9
E _c à 28 jours [MPa]		28 085
Coefficient de Poisson		0,225

Tableau 2 : Composition du BFUP 3% de fibres

Constituants	Quantité [kg/m ³]
Ciment	1020
Fumée de silice	255
Sable	610
Fibres métalliques	239
Superplastifiant	34,8
Eau totale	255
Fumée de silice / Ciment (massique)	0,25
Sable / Ciment (massique)	0,60
Eau totale / Ciment (massique)	0,25
Eau totale / Liant (massique)	0,20
Pourcentage volumique des fibres	3 %
Masse volumique du mélange [kg/m ³]	2394
Étalement du mélange [mm]	710
f _c à 28 jours [MPa]	130
E _c à 28 jours [MPa]	36 280
Coefficient de Poisson	0,248



Figure 3 : Étalement du BRF (530mm)



Figure 4 : Étalement du BFUP (710mm)

PHASE 2 – ESSAIS D'ARRACHEMENT À PETITE ÉCHELLE

La deuxième partie du projet a consisté principalement à tester l'efficacité d'un renforcement par chemisage en BRF, remplaçant le béton d'enrobage original, sur des petites colonnes carrées ancrées dans une base et soumises à de la traction directement sur les barres. Cet essai d'arrachement a permis de simuler la mise en traction de la zone de chevauchement dans un pilier soumis à un séisme. Les spécimens représentent la partie en traction d'une tranche d'un pilier rectangulaire comme le présente la figure 5. L'objectif de cette étape expérimentale était de comparer l'efficacité de différents renforcements entre eux et avec les spécimens de référence.

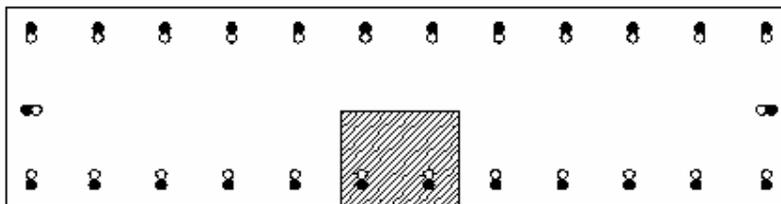


Figure 5 : Le spécimen représente la partie en traction d'une tranche d'un pilier rectangulaire

Conception des spécimens

Les spécimens ont été conçus afin d'obtenir une rupture par fendage du béton. Ils sont armés de barres 35M et les épaisseurs de recouvrement sont plutôt faibles, représentatives des conditions retrouvées en chantier. Ils mesurent 300 mm de côté et 1400 mm de hauteur. Les barres 35M sont chevauchées sur une longueur de $20 d_b$, soit 700 mm et ressortent du spécimen de manière à appliquer le chargement directement sur ces dernières. Puisque ces spécimens sont assimilables à une tranche centrale d'un pilier rectangulaire, l'armature transversale est constituée de barres 10M passives espacées à 300 mm. Toutes ces dimensions et caractéristiques sont constantes d'un spécimen à l'autre. Les spécimens de référence ont été fabriqués entièrement à l'aide d'un béton ordinaire de 35 MPa. Dans le

cas des spécimens réhabilités, le chevauchement d'armature a été mis à nu à l'aide d'un marteau-piqueur jusqu'à une profondeur approximative de 110 mm, soit à l'assise de la barre d'ancrage. Les BRF de réparation ont ensuite été coulés sans surépaisseur de manière à assurer une comparaison directe entre les spécimens. La figure 6 permet de visualiser la conception à l'aide d'une coupe des spécimens à trois et deux chevauchements. La profondeur de la réparation peut aussi être appréciée sur cette figure.

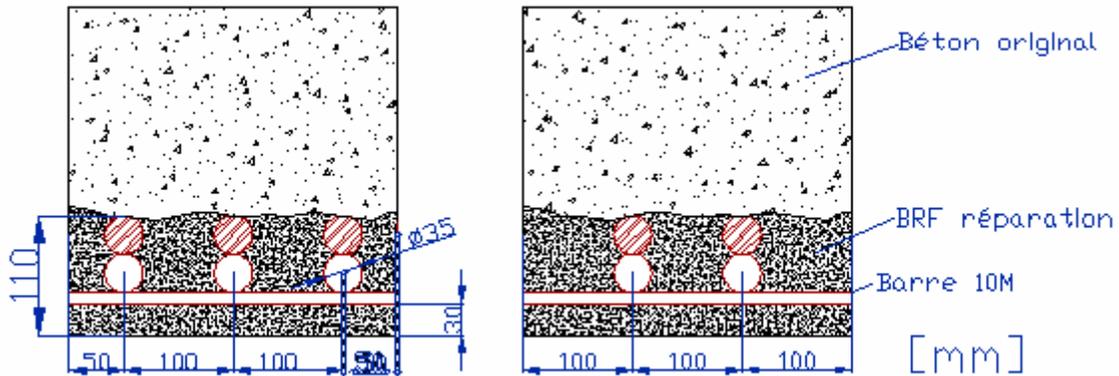


Figure 6 : Conception des spécimens et profondeur de réparation

Certains spécimens ont été construits avec deux chevauchements alors que d'autres avec trois chevauchements comme le présente la figure 6. Cette variable a été introduite dans le but de vérifier la performance des réparations pour des recouvrements latéraux différents. Cela devait aussi permettre de mieux quantifier le gain de résistance. Certains spécimens sont réhabilités à l'aide de BRF (F) alors que d'autres le sont à l'aide de BFUP (FUP). Le tableau 3 présente la matrice expérimentale des spécimens testés.

Tableau 3 : Matrice des spécimens

Nombre de chevauchements	Type de spécimen - réparation		
	Références	BRF	BFUP
2	R2	F2	FUP2
3	R3	F3	FUP3

Montage Expérimental

Le montage expérimental comprend une base fixée à la dalle d'essai dans laquelle les barres d'ancrage des spécimens sont ancrées, des vérins hydrauliques manuels installés sur le sol, deux profilés HSS et une poutre de transfert. La charge des vérins est transférée à la poutre grâce aux HSS et ensuite de la poutre vers les barres du spécimen à l'aide d'un assemblage de plaques de transfert. La figure 7 présente une vue d'ensemble du montage d'arrachement alors que la figure 8 présente un dessin en coupe de ce montage.



Figure 7 : Montage expérimental pour l'essai d'arrachement

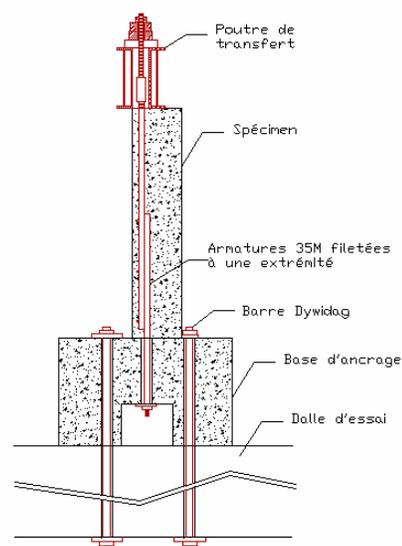


Figure 8 : Dessin en coupe du spécimen installé pour l'essai d'arrachement

Résultats des essais

Dans un premier temps, les spécimens à deux chevauchements ont été testés et les résultats comparés. Le spécimen R2 a subi une rupture très fragile par fendage du béton tout comme le spécimen F2. Le tableau 4 présente les résultats finaux des essais d'arrachement.

Tableau 4 : Résultats

Spécimen	R2	F2	FUP2	R3	F3	FUP3
Charge max [kN]	400	480	650	430	500	815
Augmentation [%]	s/o	20	> 60	s/o	15	90

Le comportement des spécimens R2, F2, R3 et F3 a été très similaire, la rupture se produisant de manière presque identique, mais à des charges différentes. Une fissure de fendage s'est d'abord développée sur les côtés du spécimen, à une profondeur d'environ 100 mm pour les spécimens de référence et au niveau du joint froid pour les spécimens réhabilités. Elle s'est ensuite allongée sur 150 à 200 mm avant de créer une rupture fragile en fendant complètement le spécimen sur la hauteur du chevauchement. Les spécimens F2 et F3 ont présenté une charge de rupture de 15 à 20 % plus élevée que leur spécimen de référence respectif, sans toutefois que le BRF de réparation ne modifie le caractère fragile de la rupture. Le spécimen FUP2 a atteint la limite supérieure de l'essai puisque les barres ont atteint la plastification. L'ancrage procuré par le BFUP était suffisant pour développer la pleine capacité des barres. Pour la conception à trois chevauchements, la réparation en BFUP a pour sa part permis d'augmenter la charge de rupture de 90 % comparativement au spécimen de référence R3. Les observations lors de l'essai ont permis de constater que le mode de rupture n'est pas différent des autres spécimens. Par contre la rupture se produit moins rapidement puisque la fissure critique s'ouvre et s'allonge graduellement tout au

long de l'essai avant d'entraîner la rupture. Cette rupture par fendage est ainsi plus ductile que celle des autres spécimens.

Discussion des résultats

La tendance des résultats est très claire et les réparations effectuées ont nettement amélioré la capacité des colonnes à résister au fendage. Bien que le nombre d'essais soit limité, ceux-ci démontrent sans équivoque qu'une réparation en BFUP présente les qualités nécessaires pour éliminer le mode de rupture par fendage et potentiellement améliorer le comportement général d'une pile soumise à un chargement cyclique alterné. Les essais ont mis en évidence que l'amélioration du comportement provient de trois phénomènes importants : la résistance à la fissuration du BFUP, la capacité d'ancrage du BFUP sur la surface d'origine et l'adhérence du BFUP sur la barre d'armature qui permet le transfert des efforts. Cette méthode de réhabilitation a été retenue pour réhabiliter un pilier de grande taille.

PHASE 3 – ESSAIS SUR PILES DE GRANDE DIMENSION

L'objectif principal était donc de vérifier l'efficacité présumée du renforcement par chemisage en BFUP pour des piliers soumis à des efforts sismiques. Pour ce faire, deux piliers rectangulaires ont été conçus selon les règles prévalant dans les années avant 1990. Ils ont ensuite été construits dans le laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal et l'un d'eux a été réhabilité selon la technique définie dans le cadre de ce projet de recherche.

Conception des piliers

Le pilier rectangulaire de rapport $b/h = 4$ est armé de barres longitudinales 25M et d'étriers en « U » chevauchés au centre de la pile. Des calculs de résistance en flexion ont permis de déterminer le nombre d'étriers nécessaires pour assurer une résistance suffisante à l'effort tranchant tout en permettant d'installer les armatures transversales à 300 mm d'espacement comme le spécifiait entre autres le code S6-66. La figure 9 présente une coupe du pilier dans la zone de chevauchement. Les barres d'armatures longitudinales et les barres d'ancrage sont chevauchées à la base du pilier sur une longueur de $24 d_b$, soit 600 mm. Il y a donc deux rangs d'armatures transversales qui confinent la zone de chevauchement. Les piliers de 4,5 m de hauteur reposent sur des semelles ancrées dans la dalle d'essai du laboratoire. Les semelles ont été conçues selon les exigences du code S6-06 de manière à assurer un bon comportement au niveau de la fondation.

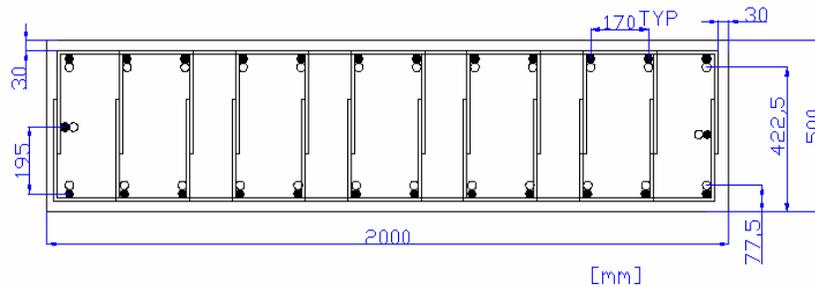


Figure 9 : Coupe transversale du pilier rectangulaire au niveau du chevauchement

Le chargement a été appliqué par des vérins MTS de 1000 kN ancrés et précontraints au mur de réaction et dans le haut du pilier grâce à des barres de précontrainte. La figure 10 permet de voir la cage d'armature des piliers ainsi que les points d'ancrage du vérin. Le chargement est ainsi appliqué à une hauteur de 4,17 m au dessus de la semelle.

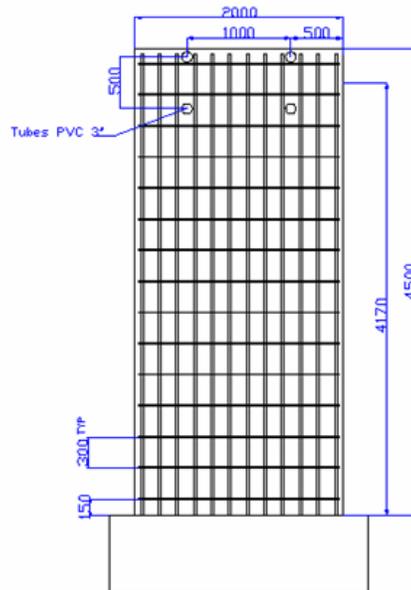


Figure 10 : Vue en élévation des armatures [mm]

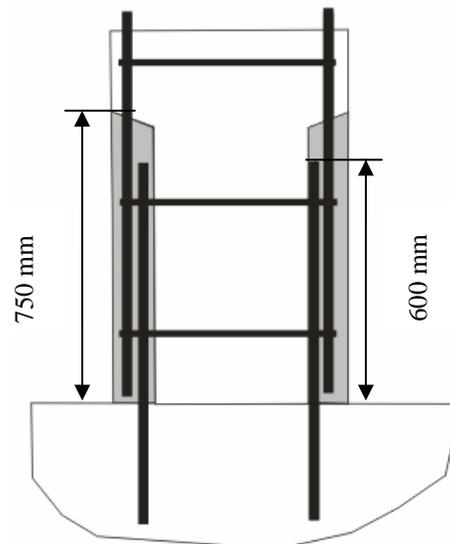


Figure 11 : Schéma en coupe de la réparation

Chemisage en BFUP

Il est important de souligner que cette phase expérimentale est effectuée en portant une attention particulière aux manipulations puisqu'elles doivent être réalisables en chantier. À cet effet, la hauteur de la réparation a été fixée à 750 mm de manière à ne pas créer dans le béton un joint froid au même endroit que la fin du chevauchement. Tout comme dans les essais d'arrachement, le BFUP a été coulé sans surépaisseur (figure 11) de manière à conserver les propriétés du pilier et ne pas augmenter l'inertie et par le fait même les efforts sismiques de conception. Par contre, il a été décidé de démolir le béton original à l'aide d'un marteau piqueur jusqu'à une profondeur de 25 mm derrière les barres de chevauchement de manière à ce que le BFUP puisse enrober complètement les deux barres

(figure 12). La coulée de 500 litres a été réalisée aisément à l'aide de seaux en raison de la grande fluidité du matériau.

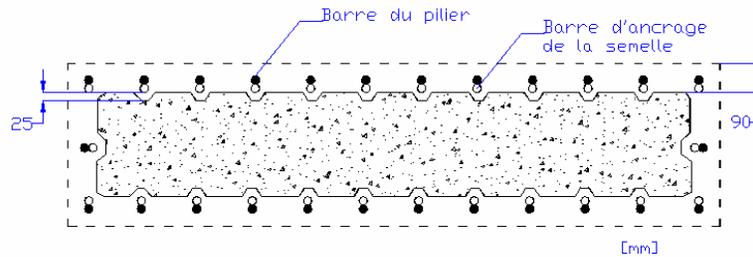


Figure 12 : Dessin en coupe montrant la profondeur de réparation

Protocole expérimental

Le protocole de chargement utilisé pour réaliser les essais a été établi dans le but premier de mieux simuler les séismes de l'est de l'Amérique du Nord. Plusieurs cycles à faibles déplacements ont donc été réalisés avant d'en arriver aux plus grandes déformations qui sont beaucoup moins fréquentes dans l'est en raison de la géologie et de la nature sismique de cette région. Ce protocole de chargement (figure 13), contrôlé à l'aide de la flèche du pilier, se base sur la ductilité en déplacement et culmine à une ductilité de $\mu = 5,0$ soit cinq fois de déplacement correspondant à l'initiation de la plastification des armatures de la pile, soit environ 50 mm. La vitesse de chargement fixée à 0,1 mm/s lors des premiers cycles, a été augmentée graduellement pour les plus grands déplacements, tout en conservant le caractère quasi-statique de l'essai.

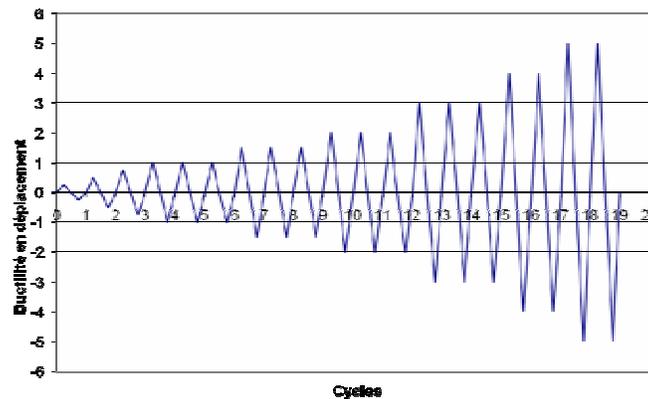


Figure 13 : Protocole de chargement cyclique

Résultats des essais statiques-cycliques

Le pilier de référence, S1, a subi une dégradation importante du béton de recouvrement à partir de $\mu = 1,5$. C'est aussi à partir de ce moment que la capacité portante du pilier s'est mise à diminuer continuellement. L'hystérèse charge-déplacement de cet essai (figure 14) témoigne d'un comportement non-ductile, d'une piètre dissipation d'énergie ainsi que d'une perte significative de rigidité et de capacité portante. Ce pilier conçu selon les codes antérieurs à 1988, présente un comportement sismique médiocre et déficient. La figure 15

présent la fissuration du côté ouest du pilier: le béton d'enrobage est complètement détruit et les armatures sont visibles de l'extérieures. Les coins du pilier se sont complètement décrochés suite au chargement.

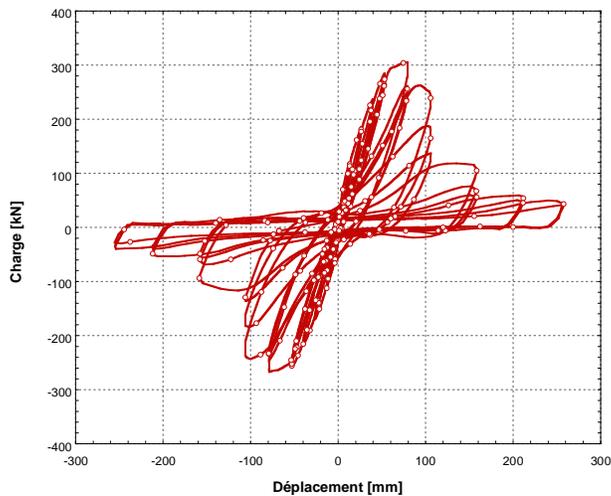


Figure 14 : Hystérèse charge-déplacement de S1



Figure 15 : État final du côté ouest de S1

Le pilier réhabilité, S2, a démontré un comportement complètement opposé. L'intégrité du BFUP de recouvrement a été conservée et aucune fissure de fendage importante n'a atteint la surface. La figure 16 qui présente l'hystérèse charge-déplacement obtenue de l'essai du pilier S2, permet de constater que le spécimen a présenté un comportement écrouissant où une charge croissante doit être appliquée pour amener le pilier vers des déplacements plus importants. Des boucles larges, stables et ouvertes témoignent d'un comportement sismique exemplaire et d'une grande dissipation d'énergie. La figure 17 permet d'observer l'intégrité du côté ouest du pilier suite au chargement complet.

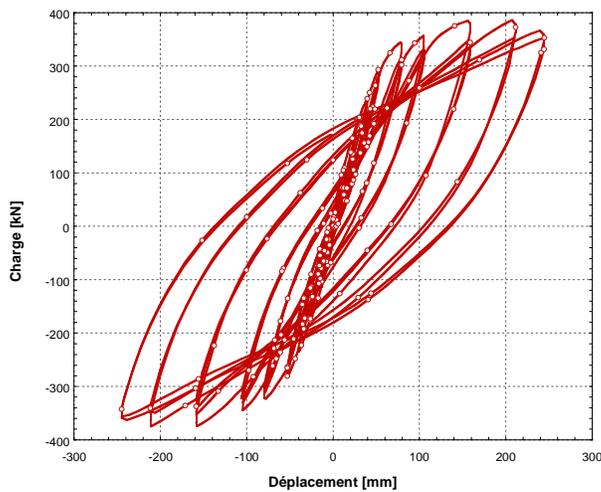


Figure 16 : Hystérèse charge-déplacement de S2

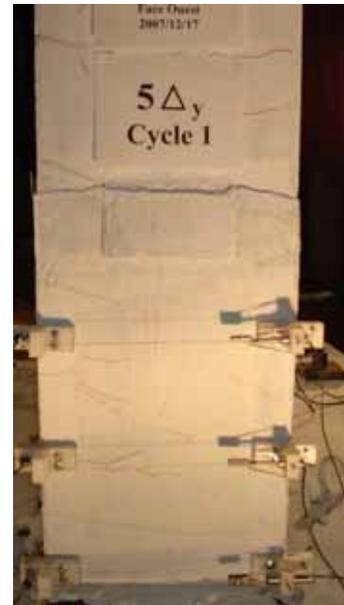


Figure 17 : État final du côté ouest de S2

La comparaison des mesures des différents LVDT a permis de constater l'efficacité du BFUP pour enrayer la fissuration de fendage. Pour le pilier S1, l'ouverture cumulative des fissures de fendage atteint, dans le bas des longues faces, une valeur de 17 mm au cycle 12, soit à la fin des cycles correspondant à $\mu = 2,0$. Pour le pilier S2, à la fin de l'essai, soit après les 19 cycles, l'ouverture cumulative des fissures de fendages au même endroit est uniquement de 0,5 mm.

Essais de flexion monotonique

Malgré les cycles successifs et les grands déplacements, le pilier présentait toujours une excellente capacité portante sans montrer aucun signe de faiblesse. Il a donc été décidé de tenter de pousser le pilier vers des ductilités en déplacement supérieures. La rotation importante en tête des vérins a fait que l'essai a été arrêté à $\mu = 7,0$. Le graphique charge-déplacement de cet essai de flexion monotonique est présenté à la figure 18. Ce déplacement supplémentaire n'a pas permis d'abîmer la surface de BFUP mais il a permis d'atteindre la résistance ultime de deux barres d'armatures. En effet, les deux chutes brusques de charge, encerclées sur le graphique, correspondent chacune à la rupture d'une barre d'armature. La chute de charge pointée par la flèche est probablement due à une rupture d'interface entre le BFUP et le béton d'origine. La figure 19 présente la pile lorsque soumise à une flèche de 370 mm.

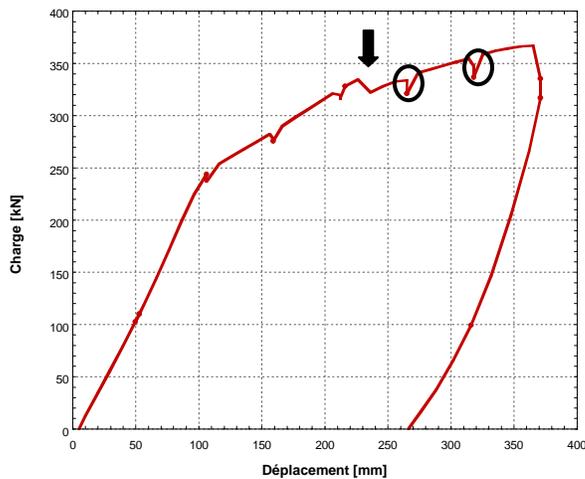


Figure 18 : Graphique charge-déplacement de l'essai de flexion monotonique de S2 vers l'ultime



Figure 19 : Allure du pilier S2 à 370 mm de flèche

Étude des coupes

Une fois les essais terminés et les observations recueillies, les piliers ont été sciés transversalement dans la zone de chevauchement, à 100 mm au-dessus de la semelle. Cette coupe de chacun des piliers a permis d'observer la fissuration interne et les plans de rupture dans la zone de chevauchement. La figure 20 présente la coupe du pilier S1 alors que la figure 21 présente la coupe du pilier S2. La différence est très marquée. Sur le pilier S1, il est possible de voir le plan de fendage parallèle aux faces du pilier qui relie les chevauchements. La raison de la perte rapide de capacité portante est donc évidente. Les efforts de traction dans les barres longitudinales du pilier ne peuvent plus être transférés aux barres d'ancrage de la semelle puisque le plan de fissuration sépare complètement les barres. Il n'y a donc pas de transfert d'efforts. Le pilier S2, pour sa part, ne démontre pas de plan de fissuration ni même de fissures importantes. Les barres sont toujours bien enrobées de BFUP et le transfert des efforts peut encore s'effectuer parfaitement. En fait, comme il a été mentionné, l'ancrage des barres ne limite pas l'essai puisque des barres ont atteint leur limite ultime. Le joint froid de réparation semble s'être ouvert de quelques millimètres. C'est cette observation qui a permis d'émettre l'hypothèse de la rupture d'interface dans l'essai monotonique.



Figure 20 : Coupe du pilier S1



Figure 21 : Coupe du pilier S2

CONCLUSION

Les résultats des essais d'arrachement ont fait ressortir la capacité du BFUP à améliorer le comportement d'un spécimen qui subit une rupture fragile par fendage et perte d'ancrage des barres d'armature. Cette réhabilitation réalisée en enlevant le béton d'origine de recouvrement dans la zone de chevauchement et en le remplaçant par un BFUP autonivelant a ensuite été mise à l'épreuve sur un pilier de grande dimension. Le spécimen de référence a démontré à quel point les piliers conçus au Canada avant 1988 ont un comportement sismique déficient et médiocre. Le comportement du pilier réhabilité a toutefois été complètement à l'opposé alors qu'il a présenté un comportement écrouissant, une grande dissipation d'énergie alors que le BFUP est demeuré presque intact. La méthode de réparation peut aisément être effectuée en chantier puisqu'elle ne fait intervenir que des techniques de travail connues et utilisées sur les chantiers courants. Les auteurs sont d'avis que cette méthode de réhabilitation permet d'enrayer efficacement le mode de rupture par perte d'ancrage des barres chevauchées et que cette technique mérite d'être approfondie de manière à l'implanter sur les ouvrages à moyen terme.

REMERCIEMENTS

Cette recherche a été réalisée grâce à l'appui financier du CRSNG. Des matériaux ont été gracieusement fournis par Bekaert, Demix et Euclid. L'appui du chapitre Québec et est de l'Ontario du ACI doit aussi être souligné. L'équipe technique du laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal a permis la réalisation de ce projet expérimental.

RÉFÉRENCES

BRAIKE, S. 2007, *Conception d'éléments préfabriqués de ponts avec des bétons fibrés à haute et ultra haute performance*, M.Sc.A. Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal.

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION 1988. *Code canadien sur le calcul des ponts routiers - CAN/CSA-S6-88*. Mississauga, Ontario, 302 pages

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION 2000. *Code canadien sur le calcul des ponts routiers - CAN/CSA-S6-00*. Mississauga, Ontario.

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION 2006. *Code canadien sur le calcul des ponts routiers - CAN/CSA-S6-06*. Mississauga, Ontario

PRIESTLEY, M.J.N., SEIBLE, F. & CALVI, G.M. 1996. *Seismic design and retrofit of bridges*, John Wiley and Sons. New York.

PRIESTLEY, M.J.N., SEIBLE, F. & CHAI, Y.H. 1992. *Design guidelines for assessment retrofit and repair of bridges for seismic performance*, A report to the National Institute of Standards & Technology under Contract number 50BNBIC6525, University of California, August 1992, 266 pages

ROSSI, P. 1998. *Les bétons de fibres métalliques*, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 309 pages

VACHON, D. 2004. *Renforcement sismique de piles de ponts rectangulaires avec béton renforcé de fibres*, M.Sc.A., Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, 218 pages.