

**Titre:** Réhabilitation sismique des joints de chevauchement de piles de pont par chemisage en béton fibré à ultra haute performance  
Title: Rehabilitation seismic of bridge pile overlap joints by ultra high performance fiber-reinforced concrete jacketing

**Auteur:** Marc-André Dagenais  
Author:

**Date:** 2014

**Type:** Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

**Référence:** Dagenais, M.-A. (2014). Réhabilitation sismique des joints de chevauchement de piles de pont par chemisage en béton fibré à ultra haute performance [Ph.D. thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.  
<https://publications.polymtl.ca/1582/>

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

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/1582/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de recherche:** Bruno Massicotte  
Advisors:

**Programme:** Génie civil  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

RÉHABILITATION SISMIQUE DES JOINTS DE CHEVAUCHEMENT  
DE PILES DE PONTS PAR CHEMISAGE EN  
BÉTON FIBRÉ À ULTRA-HAUTE PERFORMANCE

MARC-ANDRÉ DAGENAIS

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUES ET DES MINES  
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

THÈSE PRÉSENTÉE EN VUE DE L'OBTENTION  
DU DIPLÔME DE PHILOSOPHIAE DOCTOR  
(GÉNIE CIVIL)  
DÉCEMBRE 2014

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Cette thèse intitulée :

RÉHABILITATION SISMIQUE DES JOINTS DE CHEVAUCHEMENT  
DE PILES DE PONTS PAR CHEMISAGE EN  
BÉTON FIBRÉ À ULTRA HAUTE PERFORMANCE

présentée par : DAGENAIS Marc-André

en vue de l'obtention du diplôme de : Philosophiae Doctor

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

M. CHARRON Jean-Philippe, Ph. D., président

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

M. TREMBLAY Robert, Ph. D., membre

M. MITCHELL Denis, Ph. D., membre externe

## DÉDICACE

*À mes parents*

## REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier en premier lieu monsieur Bruno Massicotte, mon directeur de recherche, qui m'a permis de réaliser cette thèse. Ses connaissances techniques et scientifiques m'ont guidé tout au long du projet. Je le remercie pour sa disponibilité, son enthousiasme et son soutien financier.

La réalisation d'un tel projet aurait été impossible sans la contribution de tout le personnel du laboratoire de Structures. Je tiens donc à remercier, Viacheslav Koval, Cédric Androuët, Guillaume Cossette, Patrice Bélanger, Denis Fortier, Xavier Willem, Martin Leclerc, Marc Charbonneau, David Ek et Gaël Asorin.

Merci à tous les auxiliaires qui m'ont donné un bon coup de main au laboratoire, dont Frédéric Lachance, Marc-Antoine Harbec, Marie-Ève Gagné, Nicolas Boileau et Olivier Martin.

J'aimerais souligner la contribution et la motivation de Cédric Androuët. Son expertise et son dévouement ont grandement contribué à la réussite de ce projet.

Je souhaite également remercier Patrice Bélanger pour son implication lors des essais expérimentaux et son expertise dans la programmation des procédures d'essais. Ce fut particulièrement agréable de côtoyer M. Bélanger avec qui j'ai eu énormément de plaisir.

Je remercie également Martin Montpetit pour sa motivation et son intérêt envers un tel projet ainsi que toute l'équipe de Béton Brunet limité.

## RÉSUMÉ

L'activité sismique des dernières décennies a été la cause de l'effondrement de plusieurs structures autour du globe. Dans le cas des ponts, plusieurs effondrements ou désordres majeurs ont été observés dans le cas d'ouvrages qui ne comportaient pas de détails de conception parassismique adéquats. Un des modes de rupture souvent observé est caractérisé par la désolidarisation des barres d'armature chevauchées suite à la formation de fissures de fendage due à la pression exercée sur le béton par les barres en traction et à l'éclatement subséquent du béton d'enrobage en compression. Ce type de rupture est provoqué par une conception déficiente des armatures dans les zones de moment maximum, souvent situées à la base des piles dans la zone de chevauchement avec les armatures de la semelle et de la pile. L'ajout d'un gainage extérieur en acier ou en matériaux composites s'est avéré une méthode de renforcement efficace qui a été utilisée sur plusieurs ouvrages pour augmenter le confinement à la base de piles circulaires ou carrées afin d'éliminer la fragilité du béton en traction et en compression dans les zones de chevauchement et de procurer un confinement au noyau central des piles. Ces méthodes d'apparence simple d'application requièrent des conditions particulières (béton sain, ajustement en chantier, etc.) qui amènent des contraintes additionnelles à leur mise en œuvre. Ces méthodes perdent leur efficacité pour des piles de forme rectangulaires. Les méthodes disponibles pour les piles rectangulaires présentent un degré de complexité qui rend leur mise en œuvre laborieuse. Ainsi très peu de méthodes de renforcement permettent de confiner adéquatement et efficacement les piles de section rectangulaire ou les piles murs. Récemment, des travaux de recherches exploratoires sur des piliers à grande échelle menés au laboratoire de Structures de l'École Polytechnique de Montréal ont démontré le potentiel d'un chemisage en béton fibré à ultra haute performance (BFUP) comme solution efficace pour éviter ce mode de rupture. Ces travaux ont consisté à remplacer le béton existant autour des barres chevauchées à la base des piles par du BFUP.

L'objectif principal de ce projet de recherche est de fournir les bases théoriques et expérimentales nécessaires à la conception de chemisages en BFUP visant à éliminer le mode de rupture en flexion par perte d'ancre des barres chevauchées à la base des piles rectangulaires. La première étape a été d'identifier, à partir d'essais monotoniques et cycliques sur poutres, les modes de ruptures associés à différentes configurations de joints de chevauchement renforcés à l'aide de BFUP. En fonction des résultats des essais sur poutres, 4 piles de pont rectangulaires à échelle réelle ont été

construites et soumises à un chargement axial et transversal en tête de pile amenant une flexion autour de l'axe faible de la pile, dans la direction exigeant la plus grande demande en ductilité.

Les niveaux de ductilité atteints sont comparables à ceux obtenus pour des piles conçues selon les règles sismiques modernes. De plus, les détails retenus dans la conception des piles sont tirés d'exemples réels ce qui permet de valider l'efficacité et l'applicabilité de la méthode pour une large plage d'ouvrages existants. Le projet a permis de démontrer que cette méthode de renforcement élimine également d'autres modes de rupture, soit le flambement des armatures et l'écaillage du béton en compression. Les résultats obtenus permettent de penser que les modes de rupture associés aux mauvais détails des étriers et au manque de confinement du béton pourraient également être éliminés.

Au terme de ce projet il est permis de conclure que le renforcement par gainage en BFUP s'avère fort probablement une solution innovante et performante, simple à mettre en œuvre et peu coûteuse pour la réhabilitation sismique des piles fortement rectangulaires, mais aussi pour les piles de toutes géométries. Des recommandations pour la poursuite des travaux sont faites, notamment pour la validation du comportement dans la direction de l'axe fort de piles rectangulaires trapues et pour la détermination du confinement amené par le chemisage en BFUP. Finalement, des recommandations sont proposées afin que ce type de réparation soit réalisable de manière pratique et efficace au chantier.

## ABSTRACT

Observations made following major earthquakes in the past four decades showed that reinforced concrete bridge piers may be seismically vulnerable. Splitting of the concrete in lap splice regions at the base of the column known as bond failure was frequently observed. This mode of failure is caused by common deficiencies including a lack of confinement by transverse reinforcements without cross ties and inadequate lap splice lengths. The improved behaviour given by steel and fibre reinforced polymer (FRP) jackets to a deficient lap spliced regions has been demonstrated for circular and square columns. The few solutions proposed for rectangular columns with a large aspect ratio are costly and complex to implement. A recent study on large scale bridge piers conducted at Polytechnique Montreal Structures Laboratory as shown the potential of anew retrofitting technique using ultra high-performance fibrefreinforced concrete (UHPFRC). With this concept, the existing concrete cover is removed around the spliced bars and is replaced by UHPFRC.

The main objective of this present project is to provide theoretical and experimental information on UHPFRC cover behaviourfor eliminating the flexural mode of failure known as bond failure in critical regions of rectangular columns. The first step was to identify from monotonic and cyclic tests on beams, the failure modes associated with different configurations of lap splice reinforced with UHPFRC. Based on these results, 4 rectangular full-scale bridge pier specimens were built and subjected to axial and transverse loading causing bending moment in the weak axis associated with higher ductility requirement.

Ductility levels reached are comparable to those obtained from piers designed according to modern seismic rules. This project demonstrated that this retrofitting technique also eliminates other modes of failure such as buckling of reinforcements and spalling of concrete in compression. The results suggest that the failure modes associated with inappropriate transverse reinforcementdetails could also be eliminated.

The use of UHPFRC covers appears to be a simple, efficient and economic strengthening technique for the seismic rehabilitation of highly rectangular column, but also for any column geometries. Recommendations for further research activities are proposed, including the validation of the behaviour in the strong axis of a short rectangular column and for the determination of the amount

of confinement provided by the UHPFRC covers. Finally, practical recommendations are given on how to execute this type of repair on site.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS .....	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT .....	VII
TABLE DES MATIÈRES .....	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XVI
LISTE DES FIGURES.....	XVIII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	XXV
LISTE DES ANNEXES.....	XXVIII
<b>CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....</b>	<b>1</b>
1.1 Problématiques et méthodes de renforcement.....	1
1.1.1 Capacité insuffisante des ponts construits avant 1988 .....	1
1.1.2 Renforcement par gainage externe .....	4
1.1.3 Renforcement par substitution du béton dans les zones de chevauchement .....	4
1.2 Définition du sujet de recherche et objectifs .....	7
1.3 Portée du projet et contributions .....	8
1.4 Contenu de la thèse .....	9
<b>CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE.....</b>	<b>11</b>
2.1 Principe de conception des piles de ponts .....	11
2.1.1 Généralités.....	11
2.1.2 Ductilité d'une pile de pont.....	13
2.1.3 Calcul des efforts sismiques d'une pile de pont.....	17
2.1.4 Normes de conception du code CSA-S6 .....	22

2.2	Comportement sismique des piles de ponts .....	28
2.2.1	Éléments de sismologie et de sismicité .....	29
2.2.2	Modes de rupture des piles de pont .....	31
2.2.3	Déformations inélastiques des rotules plastiques .....	36
2.2.4	Ductilités en courbure et en déplacement .....	42
2.3	Méthodes de réhabilitation .....	43
2.3.1	Méthode de réhabilitation existantes .....	43
2.3.2	Longueur de la rotule plastique d'une pile renforcée .....	51
2.3.3	Ductilités en courbure et en déplacement .....	52
2.3.4	Méthode de réhabilitation proposée dans le cadre de ce projet .....	53
2.4	Bétons fibrés à ultra-hautes performance (BFUP) .....	55
2.4.1	Définition .....	55
2.4.2	Formulation .....	56
2.4.3	Propriétés mécaniques .....	59
2.5	Comportement des barres ancrées dans le béton .....	63
2.5.1	Mécanismes d'adhérence et modes de rupture .....	64
2.5.2	Joints de chevauchement .....	69
2.5.3	Facteurs influençant la performance d'un joint de chevauchement .....	73
2.5.4	Joint de chevauchement dans un BFUP .....	80
2.5.5	Modèle simplifié de la liaison acier-béton .....	83
2.6	Sommaire .....	85
CHAPITRE 3	DÉMARCHE DU PROJET DE RECHERCHE .....	87
3.1	Méthodologie expérimentale .....	87
3.1.1	Étapes du programme d'essais .....	87

3.1.2	Paramètres d'essais étudiés .....	91
3.2	Description des programmes expérimentaux .....	93
3.2.1	Essais monotoniques sur poutres – Article 1 .....	93
3.2.2	Essais cycliques sur poutres – Article 2 .....	95
3.2.3	Essais sur piles de pont de grande dimension – Article 3 .....	97
3.2.4	Rapport d'essais .....	100
3.3	Portée de l'étude .....	100
<b>CHAPITRE 4 ARTICLE 1: TENSION LAP SPLICES STRENGTHENED WITH ULTRA HIGH-PERFORMANCE FIBER REINFORCED CONCRETE .....</b>		<b>101</b>
4.1	Abstract .....	102
4.2	Introduction .....	103
4.2.1	Vulnerability of lap splices .....	103
4.2.2	Lap-splice strengthening using FRC .....	104
4.2.3	Objectives and scope of the paper .....	104
4.3	Experimental program .....	105
4.3.1	Specimens .....	105
4.3.2	Materials .....	109
4.3.3	Test setup, instrumentation and loading procedure .....	112
4.4	Test results .....	114
4.4.1	General behavior .....	114
4.4.2	Load-deflection behavior and ductility .....	116
4.4.3	Failure modes .....	118
4.4.4	Bond strength .....	120
4.5	Conclusions .....	125
4.6	Acknowledgments .....	127

4.7 References .....	127	
CHAPITRE 5 ARTICLE 2: CYCLIC BEHAVIOUR OF LAP SPLICES STRENGTHENED WITH ULTRA HIGH PERFORMANCE FIBER REINFORCED CONCRETE .....		130
5.1 Abstract .....	131	
5.2 Introduction .....	132	
5.2.1 Strengthening techniques for rectangular elements .....	132	
5.2.2 Background test series.....	134	
5.2.3 Global perspective and research objectives .....	135	
5.3 Experimental program.....	135	
5.3.1 Test specimens .....	135	
5.3.2 Materials.....	138	
5.3.3 Instrumentation and test procedure .....	139	
5.4 Discussion of the test results .....	141	
5.4.1 General behaviour .....	141	
5.4.2 Failure modes of 3% fibre content specimens .....	144	
5.4.3 Failure modes of 1% and 2% fibre content specimens .....	145	
5.4.4 Hysteretic behaviour .....	146	
5.4.5 Structural performance .....	148	
5.4.6 Efficiency of fibre reinforced concrete in structural applications.....	151	
5.5 Conclusions .....	153	
5.6 References .....	155	
CHAPITRE 6 ARTICLE 3 : SEISMIC RETROFITTING OF RECTANGULAR BRIDGES PIERS WITH DEFICIENT LAP SPLICES USING ULTRA HIGH-PERFORMANCE FIBER REINFORCED CONCRETE.....		158
6.1 Abstract .....	159	

6.2	Introduction .....	160
6.2.1	Behavior and retrofitting of existing bridge piers with a deficient lap splice .....	160
6.2.2	Proposed strengthening technique and research background.....	161
6.2.3	Scope of the paper .....	164
6.3	Experimental program.....	164
6.3.1	Test specimens .....	164
6.3.2	Specimen fabrication.....	166
6.3.3	Materials.....	168
6.3.4	Test setup and cyclic loading protocol .....	169
6.3.5	Instrumentation.....	171
6.4	Experimental results and discussion .....	172
6.4.1	General behavior and failure mode .....	174
6.4.2	Lateral load-displacement hysteretic response.....	176
6.4.3	Curvature distribution .....	178
6.4.4	Plastic hinge length .....	179
6.4.5	Effect of construction sequence .....	181
6.5	Practical considerations and recommendations.....	182
6.5.1	Plastic hinge length .....	182
6.5.2	Shear strength and confinement .....	182
6.5.3	Application .....	183
6.6	Conclusions .....	183
6.7	Acknowledgments.....	184
6.8	References .....	185
	CHAPITRE 7 DISCUSSION GÉNÉRALE .....	188

7.1	Retour sur les objectifs .....	188
7.2	Retour sur les observations expérimentales .....	193
7.3	Détermination de la longueur de la rotule plastique .....	201
7.3.1	Généralités.....	201
7.3.2	Collecte des données expérimentales.....	202
7.3.3	Détermination de $\psi_u$ à l'aide d'analyse sectionnelle .....	203
7.3.4	Calcul de la longueur de la rotule plastique .....	207
	CHAPITRE 8 COMPLÉMENT MÉTHODOLOGIQUE.....	212
8.1	Application de la méthode .....	212
8.1.1	Calcul des efforts sismiques .....	213
8.1.2	Renforcement de la pile.....	217
8.1.3	Calcul des déformations inélastiques de la section renforcée .....	218
8.2	Mise en place d'un BFUP .....	224
	CHAPITRE 9 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS .....	228
9.1	Conclusions .....	228
9.1.1	Étude de joints de chevauchement renforcés par un BFUP sous chargement monotonique.....	228
9.1.2	Étude de joints de chevauchement renforcés par un BFUP sous chargement cyclique inverse .....	230
9.1.3	Étude de joints de chevauchement renforcés par un BFUP situés à la base d'une pile de ponts .....	232
9.2	Conclusions générales .....	233
9.3	Recommandations .....	234
9.3.1	Recommandations spécifiques au renforcement sismique des ponts.....	234
9.3.2	Recommandations générales .....	236

RÉFÉRENCES .....	237
ANNEXES .....	248

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Catégories d'importance .....	18
Tableau 2.2 : Critères d'analyse minimaux des ponts à travées multiples (tableau 4.2 du code) ..	19
Tableau 2.3 : Coefficients de modification de réponse $R$ (portion du tableau 4.5 du code) .....	20
Tableau 2.4 : Vérification de la résistance en flexion de la pile .....	22
Tableau 2.5 : Évolution des normes de conception du code CSA-S6.....	26
Tableau 2.6 : Espacement des étriers selon le code CSA-S6 .....	28
Tableau 2.7 : Longueurs des rotules plastiques mesurées et estimées (Khaled, 2010).....	41
Tableau 2.8 : Recherches menées sur le renforcement de colonnes .....	45
Tableau 2.9 : Recherches menées à l'EPM impliquant l'utilisation de BFUP .....	58
Tableau 3.1 : Paramètres d'essais .....	92
Tableau 4.1 : Specimen description and test parameters .....	106
Tableau 4.2 : Reinforcing bar properties.....	110
Tableau 4.3 : 3%-UHPFRC average properties .....	110
Tableau 4.4 : 3%-UHPFRC components .....	110
Tableau 4.5 : Concrete strength.....	112
Tableau 4.6 : Summary of test results .....	114
Tableau 4.7 : UHPFRC tensile stresses and predicted failures modes.....	124
Tableau 5.1 : Specimen description and test parameters .....	137
Tableau 5.2: Reinforcing bar properties.....	138
Tableau 5.3 : UHPFRC properties .....	138
Tableau 5.4 : Summary of test results .....	143
Tableau 5.5 : UHPFRC tensile stresses and predicted failure modes .....	150
Tableau 6.1 : Average concrete strength at the day of testing (MPa) .....	168

Tableau 6.2 : Average measured reinforced steel properties .....	168
Tableau 6.3 : Summary of test result.....	173
Tableau 6.4 : Plastic hinge length .....	180
Tableau 7.1 : Données expérimentales.....	203
Tableau 7.2: Courbure à $M_{u, pos}$ .et à $M_{u, nég}$ .selon AIS.....	207
Tableau 7.3 : Longueurs de rotules plastiques calculées, équation (7.7) .....	210
Tableau 7.4 : Longueurs de rotules plastiques estimées, équation (7.10).....	210
Tableau 8.1 : Efforts dans la pile de pont.....	215
Tableau 8.2 Vérification de la résistance en flexion .....	215
Tableau 8.3 : Propriétés de l'acier utilisées dans AIS.....	216
Tableau 8.4 : Propriétés du béton utilisées dans AIS .....	216
Tableau 8.5 : Moments nominaux, probables et efforts tranchant de conception.....	216
Tableau 8.6 : Propriétés réelles de l'acier .....	219
Tableau 8.7 : Propriétés du béton confiné de la semelle.....	219
Tableau 8.8 : Résultats analyses sectionnelles (AIS).....	221
Tableau 8.9 : Résultats des calculs.....	221

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 Évolution des règles de conception des piliers de ponts selon le code CSA-S6 entre 1966 et 2006 (adapté de Vachon 2004).....	2
Figure 1.2 Réhabilitation de piles circulaires, carrées et rectangulaires par gainage externe .....	4
Figure 1.3 Technique de réhabilitation de piles de ponts par chemisage en BFUP .....	6
Figure 2.1 Comparaison de réponses sismiques de piles rectangulaires testées à l'École Polytechnique de Montréal.....	12
Figure 2.2 Réponse ductile d'une pile de pont.....	14
Figure 2.3 Définition de la ductilité en déplacement .....	15
Figure 2.4 Comportement sismique d'une pile de ponts (Priestley et al., 1996) .....	17
Figure 2.5 Efforts sismiques élastiques .....	20
Figure 2.6 Articles relatifs au dimensionnement d'une pile de pont selon la norme CSA-S6-06 .	23
Figure 2.7 Sismicité du Canada (RNC, 2014).....	30
Figure 2.8 Carte simplifiée de l'aléa séismique du Canada (RNC, 2014) .....	31
Figure 2.9 Fissures de fendage et de flexion à la base de piles rectangulaires (Vachon, 2004) ....	32
Figure 2.10 Rupture par perte d'ancrage des barres chevauchées .....	33
Figure 2.11 Rupture par manque de confinement .....	34
Figure 2.12 Rupture en cisaillement .....	35
Figure 2.13 Rupture en flexion - cisaillement.....	36
Figure 2.14 Rupture par arrachement (San Fernando 1971), (Priestley et al., 1996) .....	36
Figure 2.15 Déformations inélastiques d'une pile .....	38
Figure 2.16 Enveloppes des courbures et détermination des longueurs de rotules plastiques du spécimen S3 (Khaled, 2010) .....	41
Figure 2.17 Renforcement de colonnes par chemisage en acier .....	44

Figure 2.18 Étapes nécessaire à l'application d'une chemise en matériaux composites (Endeshaw et al., 2008).....	46
Figure 2.19 Chemise circulaire (Mitchell et al., 1994) .....	47
Figure 2.20 Aire de béton efficacement confiné dans une colonne rectangulaire (Lam et al., 2003) .....	47
Figure 2.21 Dimensions d'une chemise elliptique (Priestley & Seible, 1995) .....	48
Figure 2.22 Chemise en béton (Priestley et al., 1996) .....	49
Figure 2.23 Chemisage elliptique partiel (Mitchell et al., 1994) .....	50
Figure 2.24 Méthode de renforcement d'une pile mur (FHWA, 2006) .....	51
Figure 2.25 Techniques de renforcement sismique de pile rectangulaire utilisé par Boucher-Proulx (2008) .....	54
Figure 2.26 Courbes charge-déplacement, essais Boucher-Proulx (2008) .....	55
Figure 2.27 Effet du superplastifiant sur l'interaction des composants de la pâte (Roy, 1987) ....	57
Figure 2.28 Comportement du BFUP en compression uniaxiale.....	59
Figure 2.29 Comportement en traction du BFUP (adapté de Naaman, 2003) .....	60
Figure 2.30 Comportement en traction de BFUP (Lagier, 2014).....	61
Figure 2.31 Modélisation du comportement en traction d'un BFUP (Duscheneau, 2011).....	62
Figure 2.32 Comportement du BFUP en traction directe pour différentes orientations de fibres (Delsol, 2012).....	63
Figure 2.33 Concept simplifié de la liaison acier – béton (adapté de Thompson et al., 2002) .....	64
Figure 2.34 Fissuration transversale et variation des efforts internes (adapté de Thompson et al., 2002).....	65
Figure 2.35 Mécanisme de butée des crénelures (adapté de Thompson et al., 2002) .....	66
Figure 2.36 Modes de rupture (Lettow, 2006) .....	67
Figure 2.37 Butée mécanique des crénelures sur le béton .....	68

Figure 2.38 Orientation des fissures de fendage (Darwin, 2005).....	68
Figure 2.39 Représentation schématique contrainte tangentielle / glissement d'un essai d'arrachement (Radaelli, 2009).....	69
Figure 2.40 Mécanisme de transfert d'efforts dans un joint de chevauchement (Spieth, 2002)....	70
Figure 2.41 Anneaux de tensions radiales ovales (Thompson et al., 2002).....	70
Figure 2.42 Fissures primaires de flexion et fissures longitudinales de fendage en zone de chevauchement (Lagier, 2010).....	71
Figure 2.43 Orientation de la fissuration de fendage (adapté d'Eligehausen, 1979).....	72
Figure 2.44 Schéma de fissuration de fendage sur joint de chevauchement radial.....	73
Figure 2.45 Confinement par étriers transversaux (Giuriani et al., 1991) .....	73
Figure 2.46 Distribution des étriers dans une zone de joint de chevauchement (ACI 408.2R-12)	74
Figure 2.47 Comportement idéalisé d'une barre en traction ancrée dans un béton (Azizinamini et al. 1995).....	76
Figure 2.48 Transferts d'efforts d'un joint de chevauchement (Spieth, 2002) .....	76
Figure 2.49 Contrainte tangentielle – glissement sous chargement monotonique et cyclique inverse (Eligehausen et al., 1983).....	77
Figure 2.50 Étude menée par Harajli et al. (2002) sur le comportement monotonique de joints de chevauchement .....	78
Figure 2.51 Étude menée par Harajli (2010) sur le comportement cyclique de joint de chevauchement .....	79
Figure 2.52 Coupes des piles du projet de Boucher-Proulx (2008) .....	80
Figure 2.53 Distribution de la contrainte moyenne ( $u$ ) proposée par Canbay & Frosch (2005)....	81
Figure 2.54 Distribution des contraintes tangentielles dans un BFUP (Lagier, 2012).....	82
Figure 2.55 Modèles de distribution de contrainte dans l'anneau de tension radiale (Thompson et al., 2002).....	82
Figure 2.56 Mécanismes de résistance d'un chevauchement latéral.....	84

Figure 2.57 Distribution des contraintes autour de barres chevauchées (Cairns et al., 1996) .....	84
Figure 3.1 Méthodologie expérimentale .....	88
Figure 3.2 Essais sur poutre (adapté de Zuo & Darwin, 2000).....	89
Figure 3.3 Concept des poutres spécimens .....	90
Figure 3.4 Montage expérimental des essais monotoniques sur poutres .....	94
Figure 3.5 Montage expérimental essais cycliques sur poutres .....	96
Figure 3.6 Montage expérimental piles de ponts .....	98
Figure 4.1 Specimen dimensions and reinforcement details.....	107
Figure 4.2 Splice length details .....	108
Figure 4.3 UHPFRC repair depth.....	108
Figure 4.4 Splice configurations .....	109
Figure 4.5 Average measured tensile properties of UHPFRC .....	111
Figure 4.6 Instrumentation details in the splice area.....	113
Figure 4.7 Typical failure modes .....	116
Figure 4.8 Load deflection behavior .....	117
Figure 4.9 Bond stress versus transverse strain response.....	122
Figure 4.10 Resisting mechanism for lateral bar arrangement.....	123
Figure 5.1 : Proposed technique .....	133
Figure 5.2 : UHPFRC tensile stresses for lateral bar arrangement .....	133
Figure 5.3 : Specimen dimensions and reinforcement details.....	136
Figure 5.4 : Test parameters: splice length and bar arrangement.....	136
Figure 5.5 : Average stress-strain response of UHPFRC .....	139
Figure 5.6 : Strain gauges on UHPFRC tensile face .....	140
Figure 5.7 : Lateral load history of beams specimens.....	141

Figure 5.8 : Cumulative dissipated energy .....	142
Figure 5.9 : Failure modes.....	144
Figure 5.10 : Specimen 35-18-R-3% splitting crack.....	145
Figure 5.11 : Effect of fibre content on the hysteretic behaviour .....	147
Figure 5.12 : Effect of splice arrangement and bar diameter on the hysteretic behavior.....	148
Figure 5.13 : Preferential fibre orientation.....	152
Figure 5.14 : UHPFRC casting methods.....	152
Figure 6.1 : Proposed technique.....	162
Figure 6.2 : UHPFRC tensile stresses .....	163
Figure 6.3 : Test specimens reppresenting a slice of a wide rectangular column .....	165
Figure 6.4 : Splice and repair length details.....	166
Figure 6.5 : Bar configuration and surface preparation in the repair zone.....	167
Figure 6.6 : Preferential fiber orientation.....	167
Figure 6.7 : Tensile behavior of 3% UHPFRC .....	169
Figure 6.8 : Test setup .....	170
Figure 6.9 : Lateral cyclic loading history .....	171
Figure 6.10 : Instrumentation layout.....	172
Figure 6.11 : Opening at column base.....	174
Figure 6.12 : Lateral load-displacement response.....	176
Figure 6.13 : Specimen S4 cross section just above footing .....	177
Figure 6.14 : Typical maximum curvature distribution from surface measurements .....	179
Figure 6.15: Plastic hinge length.....	180
Figure 7.1 Détails d'un renforcement d'une pile de ponts pour l'axe fort (Projet de Maîtrise de Jean-François Garneau).....	191
Figure 7.2 Essais de traction directe (Fabien Lagier, 2013).....	193

Figure 7.3 Comportement des poutres en fonction de la $L_{ch}$ renforcée par BFUP sous chargement monotonique.....	194
Figure 7.4 Observations expérimentales essais monotoniques sur poutres .....	194
Figure 7.5 Distribution des fibres selon le mélange utilisé .....	195
Figure 7.6 État des piles à la rupture .....	197
Figure 7.7 Coupes des piles à 50 mm du dessus de la semelle .....	198
Figure 7.8 Enveloppes des courbures à la rupture calculées à partir des LVDT sur les faces des piles .....	199
Figure 7.9 Réponse moment – courbure de la pile 3 pour deux cas de chargements .....	200
Figure 7.10 Déformations inélastiques d'une pile renforcée .....	201
Figure 7.11 Exploittattion des données expérimentales et de l'analyse sectionnelle .....	202
Figure 7.12 Hypothèse élasto-plastique et collecte des données expérimentales .....	203
Figure 7.13 Courbes contraintes - déformation des aciers d'armatures .....	205
Figure 7.14 Hypothèse considérée pour le confinement de la semelle .....	206
Figure 7.15 Courbes contrainte - déformation du béton des semelles .....	206
Figure 7.16 Moment – courbure (AIS).....	207
Figure 7.17 Longueur de la rotule plastique en fonction du diamètre des barres .....	210
Figure 7.18 Déformation moyenne de l'acier en traction aux moments ultimes .....	211
Figure 8.1 Détails du pont.....	212
Figure 8.2 Détails d'armature de la pile .....	213
Figure 8.3 Efforts élastiques.....	214
Figure 8.4 Résultats de l'analyse CU .....	214
Figure 8.5 Efforts tranchantmaximum de conception.....	217
Figure 8.6 Détails du renforcement de la pile par chemisage en BFUP .....	217
Figure 8.7 Hypothèse élasto-plastique du comportement moment - courbure .....	218

Figure 8.8 Relation moment-courbure dans la direction longitudinale.....	220
Figure 8.9 Relation moment-courbure direction transverale .....	220
Figure 8.10 Renforcement pour la résistance au cisaillement.....	222
Figure 8.11 : Renforcement typique d'une semelle (Mitchell et al. 1994) .....	223
Figure 8.12 Option de renforcement de la semelle .....	224
Figure 8.13 Désolidarisation des barres à la base .....	224
Figure 8.14 Orientation optimale des fibres .....	225
Figure 8.15 Mise en place du BFUP autour d'un joint de chevauchement horizontal .....	226
Figure 8.16 Mise en place du BFUP autour d'un joint de chevauchement vertical.....	226

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

### **Abréviations**

ACI	American Concrete Institute
AFGC	Association Française de Génie Civil
AHM	Accélération Horizontale Maximale du sol
AIS	Logiciel d'analyse inélastique des sections
ASTM	American Society for Testing and Materials International
BRF	Béton renforcé de fibres
BFUP	Béton fibré à ultra-haute performance
CSA	Canadian Standard Association
EPM	École Polytechnique de Montréal
EPM3D	Logiciel Endommagement Progressif Multiaxial Tridimensionnel
FHWA	Federal Highway Administration
FIB	Fédération Internationale du Béton
MEF	Méthodes des éléments finis
LVDT	Linear Variable Differential Transformer / Capteur de déplacement linéaire
MTQ	Ministère des Transports du Québec
PRF	Polymère renforcé de fibres
RNC	Ressources Naturelles Canada
ZRS	Zone de rendement sismique

### **Symboles**

<i>A</i>	Rapport d'accélération de la zone
<i>A<sub>b</sub></i>	Aire d'une barre d'armature

$A_g$	Aire brute d'une section
$A_c$	Aire d'une section de béton
$A_{sh}$	Aire de l'armature transversale totale
$C_{sm}$	Coefficient de réponse sismique élastique
$d_b$	Diamètre d'une barre d'armature
$E_s$	Module élastique de l'acier
$f_y$	Limite élastique de l'acier
$f_u$	Contrainte ultime de l'acier
$g$	Espace libre entre le dessus de la semelle de fondation et le bas de la chemise de renforcement
$I$	Coefficient de priorité sismique
$L_a$	Longueur d'ancrage d'une barre d'armature
$L_d$	Longueur de développement d'une barre d'armature
$L_c$	Longueur de chevauchement de deux barres d'armature
$L_p$	Hauteur de la rotule plastique
$M_r$	Moment résistant pondéré
$M_f$	Moment dû aux efforts pondérés
$M_n$	Moment résistant nominal
$M_p$	Moment résistant probable
$P_f$	Charge axiale due aux efforts pondérés
$R$	Coefficient de modification de réponse sismique
$S$	Coefficient du site
$s$	Espacement vertical de l'armature transversale
$T_m$	Période de vibration du mode étudié
$u$	Contrainte moyenne d'adhérence

$V_f$  Effort tranchant pondéré

### Symboles latins

$\mu_d$	Ductilité en déplacement
$\mu_\psi$	Ductilité en courbure
$\theta_p$	Rotation plastique
$\Delta_y$	Déplacement latéral à la plastification de l'armature
$\Delta_p$	Déplacement latéral plastique
$\Delta_u$	Déplacement latéral ultime
$\psi_p$	Courbure plastique
$\psi_u$	Courbure ultime
$\psi_y$	Courbure à la plastification
$\varepsilon_y$	Déformations à la plastification
$\varepsilon_u$	Déformations à la contrainte ultime
$\delta$	Glissement relatif de la barre par rapport au béton

## **LISTE DES ANNEXES**

Annexe A	Description du logiciel AIS.....	248
Annexe B	Calcul des propriétés des matériaux.....	249
Annexe C	Calcul des efforts dans les piles.....	258

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Problématiques et méthodes de renforcement

#### 1.1.1 Capacité insuffisante des ponts construits avant 1988

Les séismes de San Fernando en 1971, de Loma Prieta en 1989 et de Northridge en 1994 aux États-Unis ont permis de constater que les piliers en béton armé ne disposaient pas d'une résistance adéquate aux efforts sismiques (Priestley, Seible & Chai, 1992). Depuis ces événements, de nombreuses recherches se sont penchées sur le comportement des structures en béton armé sous sollicitations sismiques. Ces études ont amené au cours des 40 dernières années des modifications considérables aux exigences relatives au calcul parassismique. Celles-ci ont été introduites progressivement dans plusieurs codes de conception. Certaines dispositions visant la résistance des ouvrages aux séismes ont été introduites à compter de l'édition 1988 du code CSA-S6.

Plusieurs des ponts construits avant cette époque sont potentiellement déficients quant à la leur résistance parassismique : l'amplitude des efforts des sollicitations sismiques prescrit dans les codes a grandement augmenté dans plusieurs régions alors qu'un grand nombre d'ouvrages comportent des détails d'armature d'usage courant par le passé qui sont maintenant reconnus comme étant inadéquats pour la résistance aux séismes. Le présent projet de recherche s'intéresse aux joints de chevauchement des armatures typiquement retrouvés à la base des piles mais ailleurs également, comme à mi-hauteur des piles, ou encore à la jonction pile-chevêtre par exemple. Avant les règles introduites en 1988, aucune exigence relative à la résistance parassismique n'était spécifiée dans le code des ponts CSA-S6 pour les détails d'armature à la jonction pile-semelle. La Figure 1.1 présente l'évolution des règles de conception des piles de pont depuis 1966 spécifiées dans les six éditions du code CSA-S6 (1966, 1974, 1978, 1988, 2000 et 2006). Depuis l'édition 2000, les règles de conception des piles en béton armé du code CSA-S6 ne permettent plus la présence d'un joint de chevauchement d'armatures dans les zones critiques et exigent l'utilisation d'armatures de confinement dans les zones de rotule plastique.

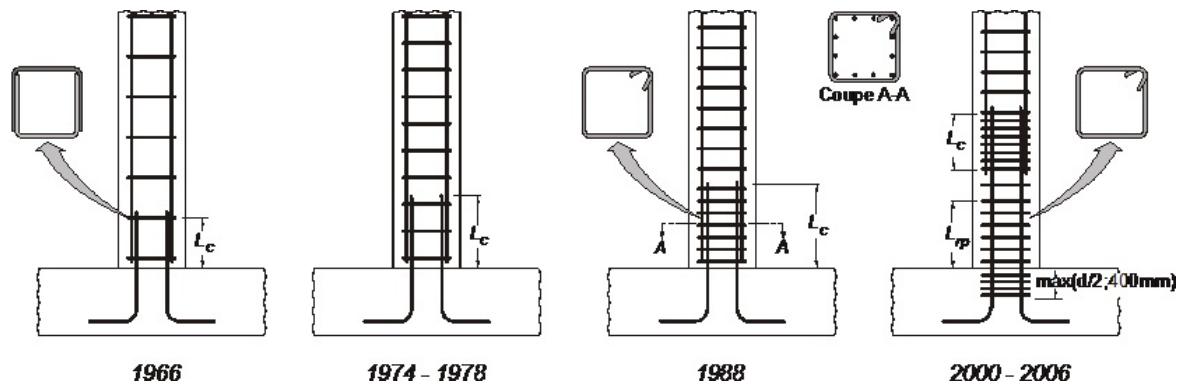


Figure 1.1 Évolution des règles de conception des piliers de ponts selon le code CSA-S6 entre 1966 et 2006 (adapté de Vachon 2004)

Bien que plusieurs des exigences des codes actuels ne soient pas respectées pour les piles conçues avant l'édition 2000 du code CSA-S6 et ainsi, qu'un grand nombre de ponts ne disposent probablement pas de tous les détails d'armature qui leur permettraient de résister adéquatement à des séismes de très forte intensité, c'est toutefois principalement les piles construites avec des défauts majeurs qui sont les plus préoccupantes car elles sont susceptibles de subir des ruptures même pour des séismes d'intensité moyenne. Dans le cas du chevauchement des armatures à la base des piles ancrées dans les semelles, trois défauts majeurs sont couramment rencontrés :

- une longueur de chevauchement insuffisante des armatures de flexion;
- un manque d'étriers pour résister aux efforts tranchants sismiques selon les exigences actuelles;
- des étriers trop espacés et inadéquatement ancrés pour assurer un confinement adéquat du béton.

Pour les armatures de flexion, l'utilisation d'une longueur de chevauchement inadéquate est souvent accentuée par l'utilisation de barres de nuance plus élevée que la valeur prescrite car une grande variété de nuances était d'usage courant, notamment avant les années 1970. De plus la quantité d'armature utilisée dans les piles a typiquement été gouvernée par la limite minimale établie à 1%, ce qui conduit souvent à une grande quantité d'armature pour les piles de grande taille. En contrepartie, les piles sont souvent caractérisées par un manque important d'étriers. La faible quantité d'étriers, leur grand espacement et les défauts de configuration qui les caractérisent

amènent une faible résistance à l'effort tranchant, ne procurent pas un confinement suffisant au béton dans le cœur de la pile et ne peuvent empêcher le flambement des armatures de flexion. Les piles des ponts existants présentent donc une résistance potentielle en flexion supérieure à la capacité disponible à l'effort tranchant, ce qui va à l'encontre du principe de conception adopté dans les codes modernes qui requiert que les éléments non ductiles aient une capacité supérieure à celle des éléments ductiles, en particulier les zones de rotule plastique. Toutefois, les défauts d'armature à la base de certaines piles (ancrage, étriers, etc.) sont souvent tels que la capacité en flexion ne peut être atteinte.

Ces déficiences peuvent ainsi avoir un impact significatif sur la performance globale d'une structure (Mitchell, et al. 1995). Les modes de rupture les plus fréquents ont été identifiés par Priestley, Seible et Calvi (1996) et sont énumérés ci-dessous :

- rupture associée à la résistance en flexion et au manque de ductilité :
  - rupture par perte d'ancrage des barres chevauchées situées à la base;
  - rupture par flambement des armatures comprimées;
  - rupture d'étriers;
- rupture en cisaillement;
- rupture en flexion – cisaillement.

Le mode de rupture par perte d'ancrage des barres chevauchées associé aux détails de conception inadéquats est caractérisé par une perte soudaine et fragile de résistance qui peut provoquer l'effondrement des ouvrages (Priestley et Park 1987). De plus, la présence d'un joint de chevauchement inadéquat dans une zone critique affecte à la fois, la ductilité en flexion, la résistance en flexion et la résistance en cisaillement.

Bien que les règles actuelles permettent de répondre aux exigences de ductilité en cas de séismes majeurs, plusieurs ouvrages en service pourraient être vulnérables. En effet, le Québec compte plus de 10000 ponts dont environ 70% ont été construits entre 1960 et 1980 selon le dernier bilan de l'état des structures publié en 2013 (communication personnelle, MTQ, 2013). Un nombre important de ces structures pourrait nécessiter un renforcement sismique. Le renforcement des zones de chevauchement d'armature à la base des piles où doit pouvoir se former une rotule plastique afin d'être en mesure de développer suffisamment de résistance pour résister aux efforts provoqués par un séisme est essentiel. De plus, les techniques de renforcement sismiques devraient

idéalement permettre de rencontrer les mêmes niveaux de performance exigés pour les ouvrages nouveaux.

### 1.1.2 Renforcement par gainage externe

Afin de corriger le manque de ductilité causé par un faible confinement, des détails d'étriers inadéquats et une longueur de chevauchement trop courte à la base des piles, plusieurs techniques de renforcement ont fait l'objet de recherches. Il a été démontré que l'application d'une chemise en acier ou en polymères renforcés de fibres augmente la ductilité et la résistance en flexion sur des poteaux circulaire et carrés. Ces techniques par chemisage externe agissent par confinement passif de la section, ce qui prévient la fissuration prématuée du béton associée au glissement et au descellement des barres chevauchées, ou encore au flambement de celles-ci, tout en augmentant la résistance à l'effort tranchant. Les gainages permettent aussi d'éviter la perte du béton d'enrobage. Cependant, les chemises extérieures utilisées pour les piles rectangulaires ( $b/h > 2$ ) présentent une efficacité nettement inférieure à celle obtenue pour les sections circulaires et carrées, tout en étant d'utilisation complexe (Priestley et al. 1996). En effet, il s'avère difficile de confiner adéquatement le noyau et cela nécessite généralement une surépaisseur importante de forme elliptique (Priestley et al. 1996), problématique illustrée sur la Figure 1.2.

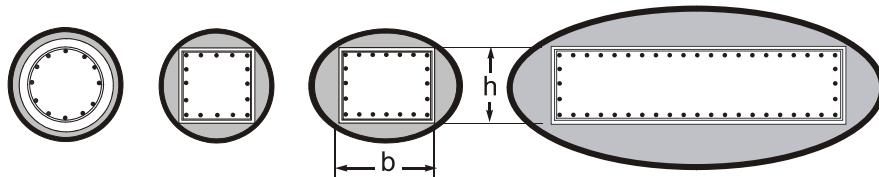


Figure 1.2 Réhabilitation de piles circulaires, carrées et rectangulaires par gainage externe

### 1.1.3 Renforcement par substitution du béton dans les zones de chevauchement

Les bétons renforcés de fibres (BRF) apportent de nouvelles alternatives de renforcement en raison de leurs excellentes propriétés mécaniques. En effet, l'élimination de la fragilité en traction du béton amenée par l'utilisation des fibres permet d'approcher le problème de conception défaillante de la zone de chevauchement selon un angle nouveau : au lieu d'utiliser le confinement externe pour améliorer le comportement des zones de chevauchement, il est proposé de substituer

le béton normal en place dans la zone de chevauchement par du BRF afin d'éliminer le mode de rupture par fendage associé au descellement des armatures chevauchées.

Différentes gammes de BRF existent, avec différents types et volumes de fibres. Typiquement les BRF se distinguent par leur comportement en traction directe : adoucissant ou écrouissant (Wille, El-Tawil & Naaman, 2014). Lorsque la matrice présente une résistance élevée en compression, typiquement 150 MPa, on parle de béton fibré à ultra-haute performance (BFUP). Toutefois, c'est la résistance et la ductilité en traction qui constituent les principales caractéristiques d'intérêt pour le renforcement des zones de chevauchement.

Les recherches sur le renforcement de joints de chevauchement par chemisage en BRF ont démontré le potentiel élevé de cette approche. Des essais sur poutres effectués par Harajli et al. (2002) ont démontré, en remplaçant le béton autour des barres chevauchées par un BRF, une meilleur résistance au fendage, caractéristique du mode de rupture étudié, ainsi qu'une augmentation de la ductilité. Une étude réalisée par Vachon (2004) à l'École Polytechnique de Montréal (EPM) sur le renforcement des piles de ponts avec des BRF a démontré ces mêmes améliorations. Les BRF utilisés dans ces projets pour le renforcement de joint de chevauchement sur poutres et sur piles de ponts contenaient des macrofibres ayant une longueur variant entre 30 et 50 mm. Malgré des propriétés mécaniques en traction des BRF inférieures à celles d'un BFUP, le renforcement s'est avéré efficace. La technique de renforcement par chemisage en BRF a toutefois été grandement améliorée suite aux travaux de Boucher-Proulx (2008) réalisés à l'EPM sur des piles à grande échelle. Lors de cette étude, le béton existant autour des barres chevauchées à la base de la pile a été remplacé par un BFUP autonivelant. La Figure 1.3 résume les étapes de la méthode de réparation utilisée par Boucher-Proulx. Cette réparation ne nécessite pas de surépaisseur de béton et n'enraîne pas d'augmentation des dimensions de la pile. Ceci est un avantage au niveau sismique car les effets sur la demande sont négligeables alors que cela devient un facteur important à considérer pour les piles qui se trouvent dans des endroits à accès restreint.

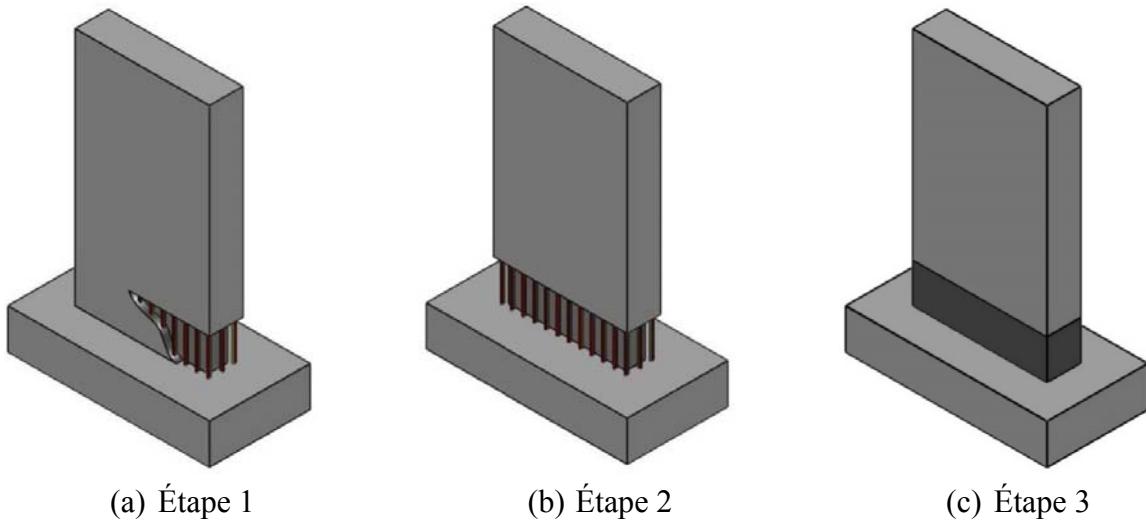


Figure 1.3 Technique de réhabilitation de piles de ponts par chemisage en BFUP

La particularité de la méthode de renforcement proposée est qu'elle consiste à substituer le béton normal présent dans les zones de chevauchement par du BFUP. Cette technique se distingue des méthodes de renforcement traditionnelles par gainages externes pour lesquelles la technique de renforcement tire son efficacité de la pression exercée par le gainage externe qui s'oppose à l'expansion de l'élément renforcé, créant des contraintes de confinement passives. Le remplacement d'un béton normal fragile en traction par un béton très ductile améliore le transfert des efforts entre les armatures chevauchées. Bien que ce type de renforcement soit identifié comme un chemisage, celui-ci est intrinsèque à l'élément renforcé et son comportement n'a rien à voir avec les méthodes de renforcement par gainage externes. Il s'agit d'un chemisage interne dont la fonction première est d'éliminer la fragilité du béton en traction afin d'éliminer à la source les ruptures associées à la fissuration du béton.

Ainsi, les résultats de l'étude de Boucher-Proulx ont permis de conclure que cette technique de renforcement représente une solution efficace pour empêcher un mode de rupture par perte d'ancre des barres chevauchées. De plus les résultats de cette étude ont également permis de constater que le chemisage en BFUP pouvait potentiellement éliminer plusieurs problèmes et modes de rupture liés aux détails d'armature inadéquats dans les zones de rotules plastiques. En effet, le BFUP permet non seulement d'assurer le transfert des efforts entre les barres chevauchées et d'assurer ainsi leur continuité, mais il empêche également le flambement des barres et l'écaillage du béton. De plus, la chemise de BFUP ancrée à la pile par les étriers confère un confinement

supérieur au béton, ce qui pourrait également permettre d'obtenir une meilleure contribution du béton à la résistance en cisaillement, d'une part et permettre aux étriers de demeurer efficaces en empêchant leur descellement lorsqu'inadéquatement ancrés par des crochets, d'autre part.

Les résultats très encourageants obtenus de l'étude exploratoire de Boucher-Proulx ont amené à élaborer un programme de recherche visant à mieux comprendre les mécanismes de résistance mis en cause dans le comportement des joints de chevauchement en BFUP pour éventuellement proposer des critères de conception pour le renforcement d'ouvrages existants. Le présent projet qui en est une composante, porte sur l'étude des solutions visant à éliminer la rupture en flexion prématuée par perte d'ancrage des barres chevauchées provoqué par les détails d'armature inadéquats à la base des piliers de pont.

## 1.2 Définition du sujet de recherche et objectifs

### Objectif global du programme de recherche

L'objectif global du programme de recherche dans lequel s'inscrit ce projet est de proposer des règles de calcul pour la réhabilitation sismique des piles de ponts par la technique de chemisage en BFUP. Ces règles de calcul auront pour but de permettre de faire la conception d'un chemisage en prenant en considération les propriétés mécaniques du BFUP utilisé, les caractéristiques géométriques de la pile ainsi que les exigences sismiques de l'ouvrage considéré. Ces règles devront être pratiques et applicables à un large éventail d'ouvrages ayant des zones de chevauchement d'armature déficientes. La méthode de renforcement permettra l'élimination de l'ensemble des modes de rupture des piles de ponts énumérés à la section 1.1.1. L'atteinte de cet objectif global implique plusieurs étudiants aux cycles supérieurs et le présent projet s'inscrit dans ce programme. Ce projet de recherche s'attarde spécifiquement au mode de rupture par perte d'ancrage des barres chevauchées pour une pile mur sollicitée en flexion selon l'axe faible.

Le comportement des piles trapues sollicitées selon l'axe fort et l'élimination du mode de rupture en cisaillement est l'objectif du projet de maîtrise de Jean-François Garneau. Finalement, les travaux du doctorant Fabien Lagier permettront d'améliorer la compréhension à l'échelle locale

des joints de chevauchement ancrés dans un BFUP et de déterminer l'influence du BFUP sur la distribution des contraintes tangentielles.

### **Objectif du présent projet**

L'objectif du présent projet de recherche est de développer une méthode de renforcement sismique qui permette d'éliminer le mode de rupture en flexion provoqué par la perte d'ancrage du joint de chevauchement d'armature situé à la base des piles de ponts. Le projet porte sur les piles fortement rectangulaires. Plus spécifiquement le projet vise à :

- améliorer les connaissances du comportement en flexion des joints de chevauchement renforcés de BFUP en identifiant les modes de ruptures associés à différentes configurations de joint pour des sollicitations monotoniques et cycliques;
- déterminer l'efficacité de la méthode de renforcement par chemisage en BFUP pour des joints de chevauchements déficients ayant des caractéristiques géométriques comparables à celles des piles de ponts réels, notamment quant à la taille des barres d'armatures et des longueurs de chevauchement;
- démontrer la validité de la méthode de renforcement proposée par des essais sur piles rectangulaires à grande échelle soumises à un chargement cyclique;
- faire les recommandations nécessaires qui permettront de faire la conception de ce type de renforcement et de faire des recommandations sur les détails constructifs afin de pouvoir réaliser ce type de réparation en chantier;
- établir la base scientifique qui permettra éventuellement d'ajouter la méthode de renforcement sismique par chemisage en BFUP à l'éventail des techniques existantes.

### **1.3 Portée du projet et contributions**

Le projet de recherche porte sur l'étude du renforcement en flexion de piles de pont rectangulaires ou de piles murs sollicitées selon leur axe faible. Le projet se limite à l'étude du renforcement des zones de chevauchement des armatures de flexion à la base des piles à la jonction avec la semelle. Les principaux paramètres considérés pour les piles sont :

- un pourcentage d'armature de flexion de 1.6%, typique des piles de ponts situées dans des zones d'activité sismique modérée (zone de rendement sismique (ZRS) de 3 et 4);

- des détails d'armature typique des ponts existants au Canada (longueur de chevauchement, diamètres des barres, espacement des étriers, etc.);
- un BFUP;
- quatre diamètres de barres de flexion.

Pour permettre de bien comprendre les mécanismes de résistance des joints de chevauchement en BFUP, des études préalables à celle sur les piles ont été réalisées sur des poutres en considérant les paramètres suivants :

- sollicitation monotonique ou cyclique;
- diamètre des barres;
- épaisseur de l'enrobage en BFUP autour des barres;
- disposition des barres chevauchées (radiale ou latérale);
- dosage en fibres du BFUP.

Les études expérimentales sur les poutres et les piles et l'analyse des résultats expérimentaux permettront de dégager des règles de conception pour le renforcement de joints de chevauchement d'éléments fléchis à l'aide d'un chemisage en BFUP, valides dans les limites des paramètres considérés dans cette étude.

Ce projet de recherche constitue une contribution originale au développement d'une technique de renforcement innovatrice utilisant une nouvelle gamme de matériaux qui s'avèrent prometteurs pour le génie des structures, particulièrement dans le domaine du génie parasismique.

## **1.4 Contenu de la thèse**

Cette thèse est divisée en 8 chapitres. Le présent chapitre est dédié à l'introduction. Une revue de la littérature est présenté au chapitre 2 et permet de mettre à jour l'état des connaissances sur les éléments abordés dans cette thèse: les principes de conception des piles de pont, le comportement sismique des piles de pont, la réhabilitation sismique des piles de pont, les bétons fibrés à ultra-hautes performance (BFUP) et le comportement des barres ancrées dans le béton. Le chapitre 3 décrit l'ensemble des travaux qui ont été réalisés durant ce projet de recherche. La vision globale y est présentée avec l'enchaînement des trois campagnes expérimentales. Ce chapitre présente également la méthodologie de la recherche et positionne les articles selon les différentes étapes du projet. Le chapitre 4 est dédié au comportement en flexion des joints de chevauchement renforcés

de BFUP sous sollicitation monotonique. Le chapitre 5 porte sur le comportement en flexion des joints de chavauchement renforcés de BFUP sous sollicitation cyclique. Le chapitre 6 porte sur le comportement en flexion de joints de chevauchement de piles de pont renforcés de BFUP sous sollicitation cyclique. Ces trois chapitres correspondent aux articles de revue qui ont été publiés et soumis à la suite des essais expérimentaux. Une discussion est présentée au chapitre 7 et propose, en premier lieu, un retour sur les objectifs du présent projet et du programme expérimental. Un retour sur les observations expérimentales pertinentes y est ensuite présenté. Finalement, un calcul de la rotule plastique est présenté afin de valider ce qui est proposé dans la littérature. Un complément méthodologique est présenté au chapitre 8. Ce chapitre s'attarde aux éléments reliés à la mise en oeuvre de la méthode proposée. Le chapitre 9 présente les conclusions reliées aux trois articles, les conclusions générales ainsi que les recommandations pour les recherches à venir. Trois annexes complètent le document.

## CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

### 2.1 Principe de conception des piles de ponts

#### 2.1.1 Généralités

La philosophie derrière les principes de conception des ouvrages en béton armé a considérablement évolué depuis les années 1970 alors que la théorie de calcul élastique était utilisée. Il a été démontré depuis que ce principe considère mal la réponse des structures en béton et tout particulièrement sous sollicitations sismiques. Une des conséquences principales est à l'effet que les déplacements maximaux étaient considérablement sous-estimés en comparaison avec les déplacements réels des ouvrages lors des séismes. De plus, les efforts latéraux sismiques utilisés dans la conception étaient environ équivalents à 5% des charges gravitaires alors qu'aujourd'hui, dans certaines zones, cette charge est équivalente à plus de 100% de la charge de gravité.

La conception élastique n'est plus utilisée de nos jours pour deux raisons principales. La première est qu'avec la compréhension actuelle de l'impact des séismes sur les structures, les charges latérales sismiques impliqueraient des dimensionnements énormes et économiquement démesurés afin que ceux-ci demeurent dans le domaine élastique. Deuxièmement, malgré le progrès effectué au niveau de la prédiction de l'amplitude des séismes selon un secteur et selon des considérations géologiques, il demeure une incertitude importante sur l'intensité.

La philosophie actuelle utilisée dans le code CSA-S6-06 repose sur les principes de calcul par capacité. Ce principe de conception permet à une structure de résister à des efforts sismiques importants en étant sollicitée au-delà du domaine élastique et subir d'importants déplacements sans rupture pouvant mener à l'effondrement. Selon ce principe, il est accepté que l'ouvrage soit endommagé sous le séisme de calcul et c'est pourquoi les efforts obtenus d'une analyse élastique sont divisée par un coefficient de modification de réponse ( $R$ ). Cette réduction s'applique uniquement aux éléments conçus pour offrir un comportement ductile tel qu'une pile de pont. Lors d'un séisme, les piles de pont doivent être en mesure de résister à de nombreux cycles de déformations inélastiques tout en maintenant une résistance suffisante. Les autres éléments du pont sont conçus pour demeurer essentiellement dans le domaine élastique. Le calcul des efforts sismiques selon le code CSA-S6-06 est présenté en détails à la section 2.1.3.

L'impact de la philosophie de conception sur le comportement de la structure est majeur. La réponse sismique d'une structure conçue avant les années 1970 en terme de charge/déplacement horizontaux lors d'un séisme d'importance sera fragile ou très peu ductile alors que celle d'une structure conçue avec les normes actuelles sera très ductile. À titre d'exemple des essais sur piliers de ponts effectués au laboratoire de Structures de l'École Polytechnique de Montréal illustrent bien la différence de comportement. Un essai mené par Boucher-Proulx en 2008 sur une pile de ponts ayant des détails d'armature similaires à ceux utilisés avant 1970 (Figure 2.1a) est comparé à un essai mené par Khaled en 2010 sur une pile de ponts conçue selon les normes actuelles (Figure 2.1b). Bien que les piles aient des géométries différentes, la différence de comportement entre ces deux piles de pont est évidente. La pile conçue selon les règles modernes est en mesure de subir de grands déplacements inélastiques durant plusieurs cycles (Figure 2.1b) alors que la pile construite dans les années 1970 (Figure 2.1a) subit une perte de résistance rapide sans ductilité dès la plastification des barres longitudinales.

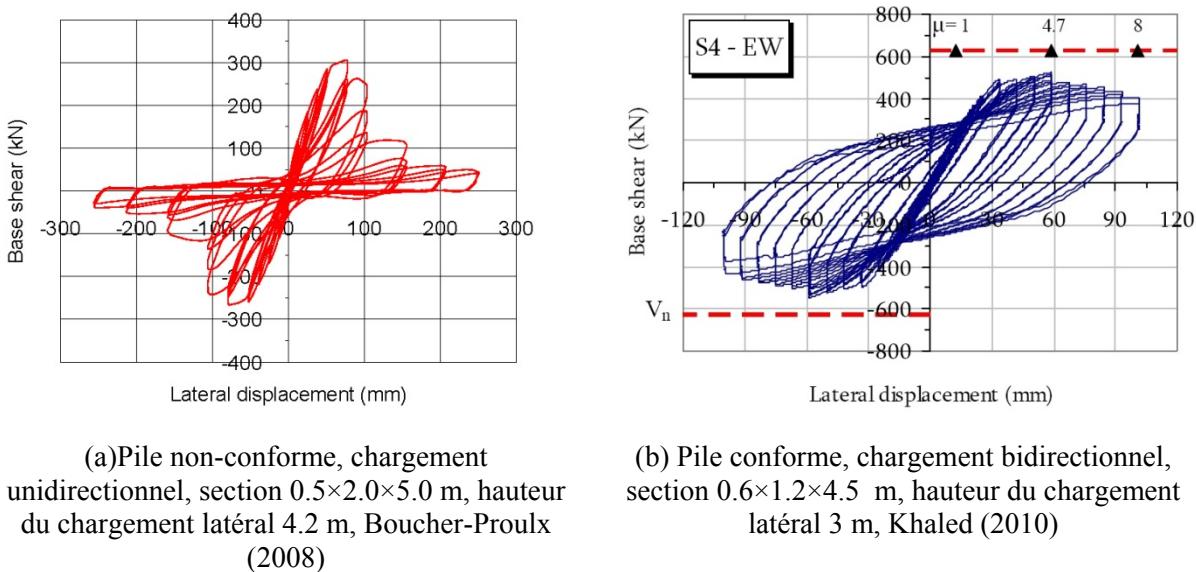


Figure 2.1 Comparaison de réponses sismiques de piles rectangulaires testées à l'École Polytechnique de Montréal

Cette philosophie de conception présente plusieurs avantages économiques. En premier lieu, il n'est pas économiquement réaliste de concevoir des structures qui globalement restent dans le

domaine élastique sous d'intenses sollicitations. Cela n'est pas souhaitable non plus vu le niveau incertain des sollicitations sismiques. D'autre part, lors d'un séisme important, une structure dimensionnée selon une approche élastique sans possibilité de subir des déformations inélastiques risque de subir de nombreux dommages ce qui pourrait conduire à sa démolition éventuelle. En localisant les dommages à des endroits judicieusement choisis, il est possible que seulement ceux-ci nécessitent des réparations après un séisme d'importance, évitant ainsi des réparations majeures aux éléments protégés et la destruction complète de la structure.

## 2.1.2 Ductilité d'une pile de pont

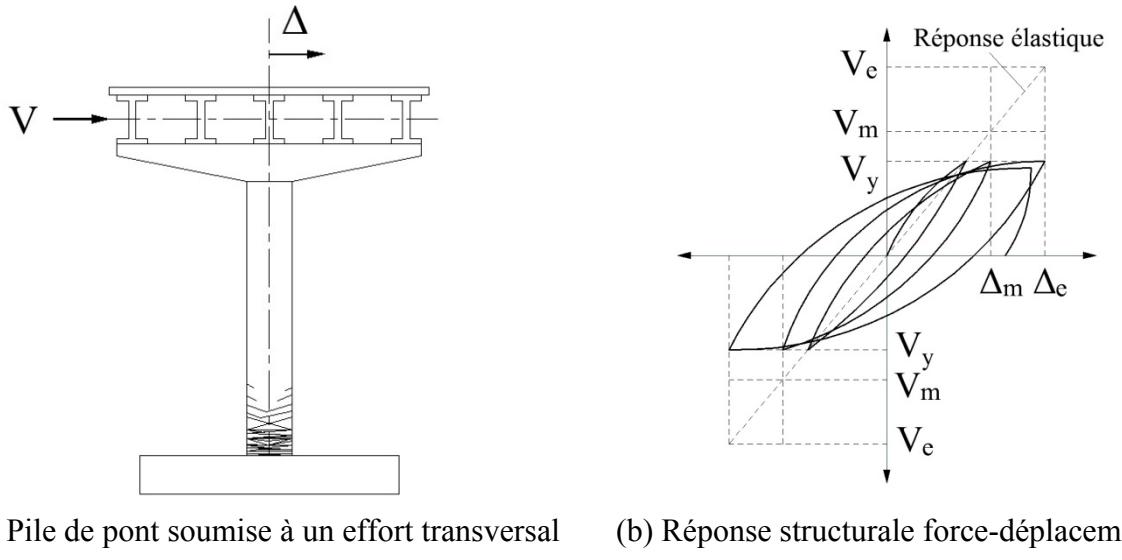
### Ductilité d'un élément structural

Le comportement ductile est généralement attribué à la capacité d'une structure ou d'un élément à se déformer dans le domaine inélastique sans subir une perte de résistance significative lorsque soumis à un certain nombre de cycles de chargement. Une pile de pont présente un comportement ductile lorsqu'elle conserve un niveau de résistance adéquat suite à des déformations inélastiques provoquées par un séisme. Un exemple de comportement souhaitable tiré de Priestley et al. (1996) est présenté ci-dessous pour deux niveaux d'intensité sismique.

Dans la situation où un pont en béton armé de la Figure 2.2a est soumis à un séisme modéré, on s'attend à ce que les éléments ductiles présentent des dommages limités. Un comportement élastique aurait nécessité une résistance équivalente à  $V_m$ , tel que montré à la Figure 2.2b. Toutefois la conception de la rotule plastique fait en sorte que des efforts moindres se sont développés. Le comportement de la pile s'est avéré ductile lorsque soumise à un effort tranchant  $V_y$  et causant un déplacement maximal  $\Delta_m$ . L'inspection de la pile suite à ce séisme modéré révèle quelques microfissures. Ce comportement est attribuable au fait que les déformations maximales en compression atteintes dans la rotule plastique sont demeurées inférieures à la déformation de rupture en compression du béton. Même si plusieurs barres longitudinales ont plastifié, les fissures résiduelles ont tendance à se refermer sous l'effet des charges permanentes. Ce comportement ductile et non élastique respecte les critères de conception parasismique.

Dans l'éventualité où le même pont est soumis à des sollicitations sismiques intenses, l'effort tranchant dans la pile de pont atteint la même amplitude  $V_y$ , accompagnée cependant de

déplacements  $\Delta_e$  plus grands, tel qu'illustré à la Figure 2.2b. À ce niveau de déplacement plus élevé, les déformations du béton dans la rotule plastique atteignent la limite de rupture en compression ce qui provoque l'écaillage du béton d'enrobage. Si les étriers sont suffisamment ancrés et rapprochés, le noyau de béton reste intact et la pile conserve une capacité suffisante. Idéalement, elle pourra même être réparée après le tremblement de terre. La réponse de la pile est clairement inélastique sous sollicitations intenses, mais le comportement est acceptable en déplacement. Par comparaison, un comportement élastique sous ces mêmes sollicitations intenses nécessiterait une résistance à l'effort tranchant  $V_e$ .



(a) Pile de pont soumise à un effort transversal      (b) Réponse structurale force-déplacement

Figure 2.2 Réponse ductile d'une pile de pont

La capacité de déformation inélastique requiert que la pile présente un comportement ductile. La ductilité d'un ouvrage est associée à sa capacité de subir des déplacements plastiques. La ductilité en déplacement d'une pile,  $\mu_\Delta$ , est définie mathématiquement par le rapport du déplacement latéral maximal,  $\Delta_{max}$ , sur le déplacement latéral à la plastification de l'armature de la pile,  $\Delta_y$  :

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (2.1)$$

Ces données sont obtenues de la réponse charge/déplacement d'une pile telle que présenté à la Figure 2.3. La forme des boucles d'hystérésis permet de juger rapidement de la performance d'un

l'élément. Un élément ductile affiche de grandes boucles stables qui sont une indication que l'élément peut permettre une bonne dissipation d'énergie. Le comportement visé requiert que l'élément structural résiste à plusieurs cycles de chargement qui imposent d'importants déplacements tout en conservant sa résistance. Expérimentalement on reproduit le comportement hystéristique en appliquant une charge horizontale alternée au sommet de la pile, la mesure des déplacements correspondant permettant d'illustrer le phénomène. Lors des essais les charges sont appliquées de façon cyclique alternée jusqu'à ce que l'élément présente une perte de résistance appréciable, c'est-à-dire jusqu'à ce que la charge devienne nettement inférieure aux forces appliquées aux cycles précédents.

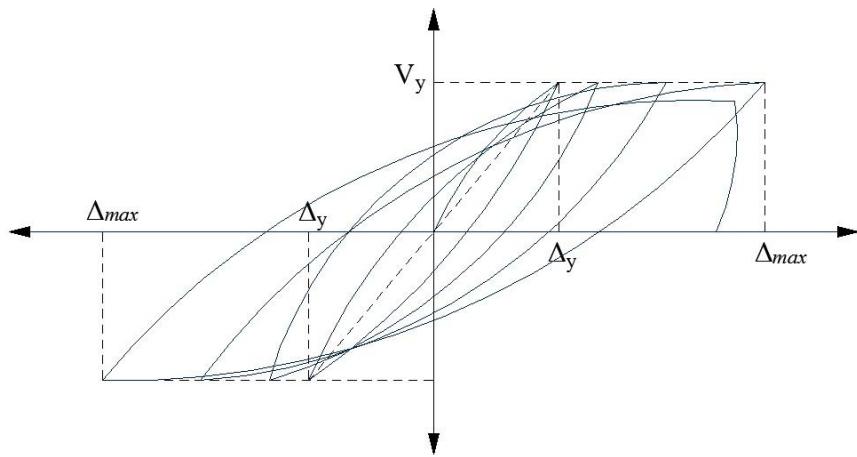


Figure 2.3 Définition de la ductilité en déplacement

### Ductilité sectionnelle

Tel que mentionné à la section 2.1.1, les règles de conception modernes appliquent le principe de conception par capacité avec éléments protégés. Ce principe veut que la grande majorité du comportement non linéaire se produise dans des zones conçues pour subir de grandes déformations inélastiques sans perte de résistance (rotules plastiques) alors que les autres éléments demeurent sollicités par des efforts inférieurs à leur résistance réelle (éléments protégés). Pour assurer le comportement ductile d'un pont, les déformations inélastiques sont ainsi concentrées intentionnellement dans les zones de rotules plastiques, généralement situées à la base de la pile au niveau de la connexion avec la semelle pour la configuration de pile retenue dans la présente étude (Figure 2.2a). La capacité de se déformer des rotules plastiques fait appel à la notion de ductilité

sectionnelle, soit la ductilité en courbure pour un élément fléchis. La ductilité en courbure d'une section,  $\mu_\psi$ , est définie mathématiquement par le rapport de la courbure maximale,  $\psi_m$ , sur la courbure à la plastification de l'armature de la section,  $\psi_y$  :

$$\mu_\psi = \frac{\psi_m}{\psi_y} \quad (2.2)$$

Le comportement idéal illustré à la Figure 2.3 est caractéristique d'une réponse structurale dominée par les déformations inélastiques en flexion d'une rotule plastique bien dimensionnée. Pour la condition usuelle et considérée dans cette étude, il est admis que la rotule plastique se forme à la base des piles où les efforts sont maximaux : M, V et N. Il est généralement admis que la presque totalité des déformations inélastiques est concentrée sur la hauteur de la rotule plastique. Cette zone requiert donc des considérations particulières.

### **Rotule plastique**

L'atteinte d'un comportement ductile pour la rotule plastique requiert l'utilisation d'un nombre suffisant d'étriers transversaux rapprochés et bien ancrés afin d'empêcher la perte de confinement du noyau et le flambement des armatures longitudinales. Une rotule plastique incapable de subir des déformations inélastiques pourrait éventuellement conduire à la mise hors service voire l'effondrement de l'ouvrage. La Figure 2.4 présente la réponse hystéritique d'une pile de pont ductile adéquatement confinée à la base (Figure 2.4a) et d'une pile comportant des détails d'armature inadéquats dans la zone de la rotule plastique ce qui a provoqué la rupture par perte d'ancre des barres chevauchées (Figure 2.4b). Ces résultats sont similaires à ceux obtenus par Boucher-Proulx (2008) et Khaled (2010) et qui ont été présentés à la Figure 2.1.

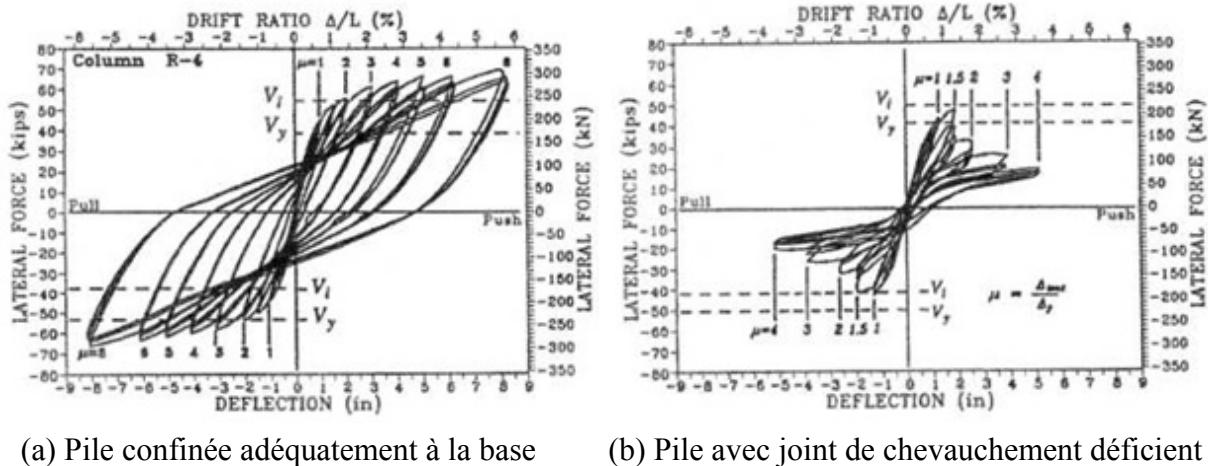


Figure 2.4 Comportement sismique d'une pile de ponts (Priestley et al., 1996)

### Conception selon CSA-S6-06

Le principe de conception présenté ici et préconisé par le code des ponts CSA-S6 (2006) vise à s'assurer que l'ouvrage possède la capacité pour résister à des charges réduites accompagnées de déplacements de l'ouvrage et de grandes déformations d'éléments ciblés. L'atteinte de cette performance nécessite de relier la demande de ductilité en déplacement  $\mu_d$  associée à un séisme de conception, à la capacité de déformation sectionnelle des éléments où se dissipe l'énergie, ou encore la demande de ductilité en courbure,  $\mu_y$  de la section dans la zone de rotule plastique. La relation entre ces deux quantités dépend de l'élément. Les relations pour les piles de pont considérées dans ce projet seront présentées ultérieurement.

### 2.1.3 Calcul des efforts sismiques d'une pile de pont

L'article 4.4.1 du code CSA-S6-06 (CSA, 2006) spécifie que les efforts sismiques provoqués par les séismes doivent être déterminés à l'aide du coefficient de réponse sismique élastique ( $C_{sm}$ ) et du poids effectif du pont. Les efforts sismiques élastiques ainsi obtenus doivent être ajustés à l'aide du coefficient de modification de réponse  $R$ , d'abord pour le calcul des éléments ductiles, tel que les piles de pont, puis pour le calcul des éléments protégés.

#### Calcul des efforts sismiques élastiques

La première étape est le calcul du coefficient de réponse sismique élastique à l'aide de l'équation (2.3) de l'article 4.4.7.1 du code S6-06 :

$$C_{sm} = \frac{1.2A/S}{T_m^{2/3}} \leq 2.5AI \quad (2.3)$$

où  $A$  est le rapport d'accélération de la zone,  $S$  est le coefficient du site,  $T_m$  est la période de vibration du mode  $m$  étudié, et  $I$  est le coefficient de priorité.

La sismicité du site est caractérisée par le rapport d'accélération de la zone  $A$ , fourni au tableau A3.1.1 du code. Ce paramètre varie de 0 à 0.40 et est directement relié à l'accélération horizontale maximale du sol ( $AHM$ ).

Le coefficient de site,  $S$ , indiqué au tableau 4.4 du code, est basé sur les types de profils de sol décrits aux articles 4.4.6.2 à 4.4.6.5.

Le coefficient de priorité,  $I$ , dépend de la catégorie d'importance du pont. Cette classification est basée notamment sur le critère d'accessibilité suite à un séisme de calcul ou à un séisme important. Les catégories d'importance des ponts et leur coefficient de priorité sont présentés au Tableau 2.1 (art. 4.4.2 et 4.4.7.1).

Tableau 2.1 : Catégories d'importance

Catégories d'importance	Coefficient de priorité ( $I$ )
Pont de secours	3.0
Pont d'urgence	1.5
Autres ponts	1.0

$T_m$  est la période de la structure dans le mode  $m$  étudié. Une méthode d'analyse est spécifiée par le code et dépend de la zone de rendement sismique ( $ZRS$ ) de l'ouvrage. La  $ZRS$  est assignée conformément au tableau 4.1 du code et dépend de l'importance du pont et du rapport d'accélération de la zone ( $A$ ). La  $ZRS$  varie de 1 à 4.

Une analyse sismique complète de l'ouvrage n'est pas requise pour les ponts situés dans une  $ZRS=1$  de même que pour les ponts n'ayant qu'une seule travée. Les ponts situés dans une  $ZRS \geq 2$  ainsi que les ponts à travées multiples nécessitent des calculs de déformations et des efforts dus aux mouvements sismiques horizontaux.

Les critères d'analyse minimaux pour les ponts à travées multiples doivent être conformes au Tableau 2.2 (tableau 4.2 du code). Autrement dit, la méthode d'analyse minimale requise est précisée par le code. Les méthodes d'analyses sont énumérées ci-dessous, de la plus simple à la plus complexe :

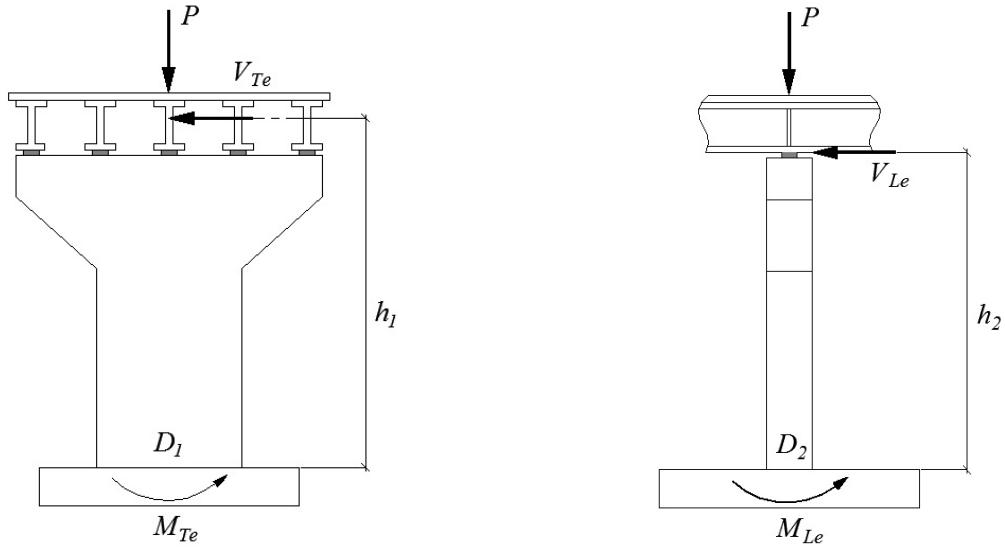
- méthode de la charge uniforme (CU) ;
- méthode spectrale unimodale (MU) ;
- méthode spectrale multimodale (MM) ;
- méthode des diagrammes d'évolution (MD).

Les spécifications relatives aux ponts réguliers et irréguliers sont mentionnées à l'article 4.4.5.3.2 du code.

Tableau 2.2 : Critères d'analyse minimaux des ponts à travées multiples (tableau 4.2 du code)

ZRS	Ponts de secours		Ponts d'urgence		Autres ponts	
	Réguliers	Irréguliers	Réguliers	Irréguliers	Réguliers	Irréguliers
1			Aucune	Aucune	Aucune	Aucune
2	MM	MM	CU	MM	CU	MU
3	MM	MD	MM	MM	CU	MM
4	MM	MD	MM	MM	MU	MM

Les différentes méthodes d'analyse sont décrites à l'article 4.5 du code et permettent de déterminer  $T_m$  ainsi que  $C_{sm}$  et finalement les efforts sismiques élastiques tel qu'illustrées à la Figure 2.5.



(a) Direction transversale (au pont)

(b) Direction longitudinale (au pont)

Figure 2.5 Efforts sismiques élastiques

### Résistance en flexion

Les efforts sismiques élastiques sont ensuite divisés par le coefficient de modification de réponse  $R$  provenant du tableau 4.5 du code tel que précisé à l'article 4.4.8.1. Une portion de ce tableau est présentée au Tableau 2.3.

Tableau 2.3 : Coefficients de modification de réponse  $R$  (portion du tableau 4.5 du code)

Élément de fondation ductile	$R$
Pile-mur, dans la direction de la dimension la plus grande	2.0
Chevêtres sur pieux en béton armé :	
pieux verticaux seulement	3.0
avec pieux inclinés	2.0
Poteaux simples :	
en béton armé ductile	3.0
en acier ductile	3.0

À titre d'exemple, dans la direction transversale (Figure 2.5a), l'élément serait considéré comme une pile mur, avec  $R = 2$  pour  $h_1 < 2.5 D_1$ , alors que dans la direction longitudinale (Figure 2.5b), l'élément serait considéré comme un poteau isolé, avec  $R = 3$  pour  $h_2 \geq 2.5 D_2$ . Dans ce cas, les

moments pondérés correspondent aux équations (2.4) et (2.5) tandis que la charge permanente du tablier produit une charge axiale ( $P$ ) (Figure 2.5).

$$M_{Tf} = M_{Te} / 2.0 \quad (2.4)$$

$$M_{Lf} = M_{Le} / 3.0 \quad (2.5)$$

À cette étape, la pile est dimensionnée pour deux combinaisons de charges données à l'équation (2.6).

$$\begin{aligned} & 1.25P + 1.0E \\ & 0.8P + 1.0E \end{aligned} \quad (2.6)$$

où  $P$  est la charge permanente, et  $E$  est la charge sismique pondérée obtenue des équations (2.4) et (2.5).

Ensuite, l'article 4.4.9.2 précise que les efforts pondérés ( $M_f$ ) obtenus d'une analyse dans les deux directions horizontales perpendiculaires doivent être combinés pour former deux cas de chargement, 100% dans une direction et 30% dans l'autre direction.

La quantité d'armature longitudinale choisie doit permettre à la pile de résister aux moments pondérés ( $M_r \geq M_f$ ) pour les deux directions, transversale et longitudinale. Le dimensionnement de la pile et les détails d'armatures longitudinales choisies doivent respecter la norme 4.7.4.2.2. Ainsi, le taux d'armature minimum est de 0.8% et doit demeurer inférieur à 6% tandis que l'espacement des barres longitudinales ne doit pas dépasser 200 mm. En fonction des détails d'armature choisie, le calcul des moments résistants ( $M_r$ ) est effectué pour les deux combinaisons de charges à l'aide d'une méthode conventionnelle tel que les diagrammes d'interactions.

Le Tableau 2.4 présente la vérification de la résistance en flexion de la pile. Puisqu'il s'agit d'un chargement biaxial, et en supposant que la résistance axiale ( $P_f$ ) est inférieure à  $0.10\phi_cf''cA_g$  (ce qui est généralement le cas pour des piles de pont), la résistance de la pile est adéquate si l'équation (2.7) est respectée (art. 8.8.5.5). Cette vérification est présentée dans le Tableau 2.4 dans la colonne interaction.

$$\frac{M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{M_{fy}}{M_{ry}} \leq 1 \quad (2.7)$$

Tableau 2.4 : Vérification de la résistance en flexion de la pile

$P_f$ (kN)		$P_{f1} = 0.8P$			$P_{f2} = 1.25P$		
		Long.	Transv.	Interaction	Long.	Transv.	Interaction
$M_r$ (kN-m)		$M_{Lr1}$	$M_{Tr1}$		$M_{Lr2}$	$M_{Tr2}$	
$M_f$ (kN-m)	Long.	100% $M_{Lf}$	30% $M_{Tf}$	$\leq 1$	100% $M_{Lf}$	30% $M_{Tf}$	$\leq 1$
$M_f$ (kN-m)	Transv.	30% $M_{Lf}$	100% $M_{Tf}$	$\leq 1$	30% $M_{Lf}$	100% $M_{Tf}$	$\leq 1$

### Calcul des efforts pour les éléments protégés

Le calcul des efforts de conception pour les éléments protégés, ce qui inclut l'effort tranchant pour la pile, est obtenu à partir de la résistance des éléments ductiles selon la zone de rendement sismique associée à l'ouvrage : la résistance nominale pour une ZRS = 2 (art. 4.4.10.3.2), et la résistance probable pour une ZRS de 3 ou 4 (art. 4.4.10.4.2). Pour une pile, la résistance nominale en flexion ( $M_n$ ) est obtenue en posant les coefficients de tenue des matériaux égal à 1.0 (art. 4.2) alors que la résistance probable en flexion ( $M_p$ ) est calculée en multipliant la résistance nominale à la flexion des sections ductiles en béton par 1.30 (art. 4.4.10.4.3). Dans les deux cas, la contribution à la résistance en flexion est calculée en considérant les deux niveaux de charges axiales indiqués à l'équation (2.6).

Ainsi, pour un pont situé dans une zone de rendement sismique 2, l'effort tranchant ( $V_f$ ) doit être calculé en fonction de la résistance nominale, où  $V_f = M_n/h$ . Par contre, si le pont se situe dans une ZRS 3 ou 4, l'effort tranchant doit être calculé en fonction que le moment probable sera atteint dans la rotule plastique, où  $V_f = M_p/h$ .

### 2.1.4 Normes de conception du code CSA-S6

Un résumé des articles relatifs à la conception d'une pile de pont selon la norme en vigueur CSA-S6-06 est présenté à la Figure 2.6.

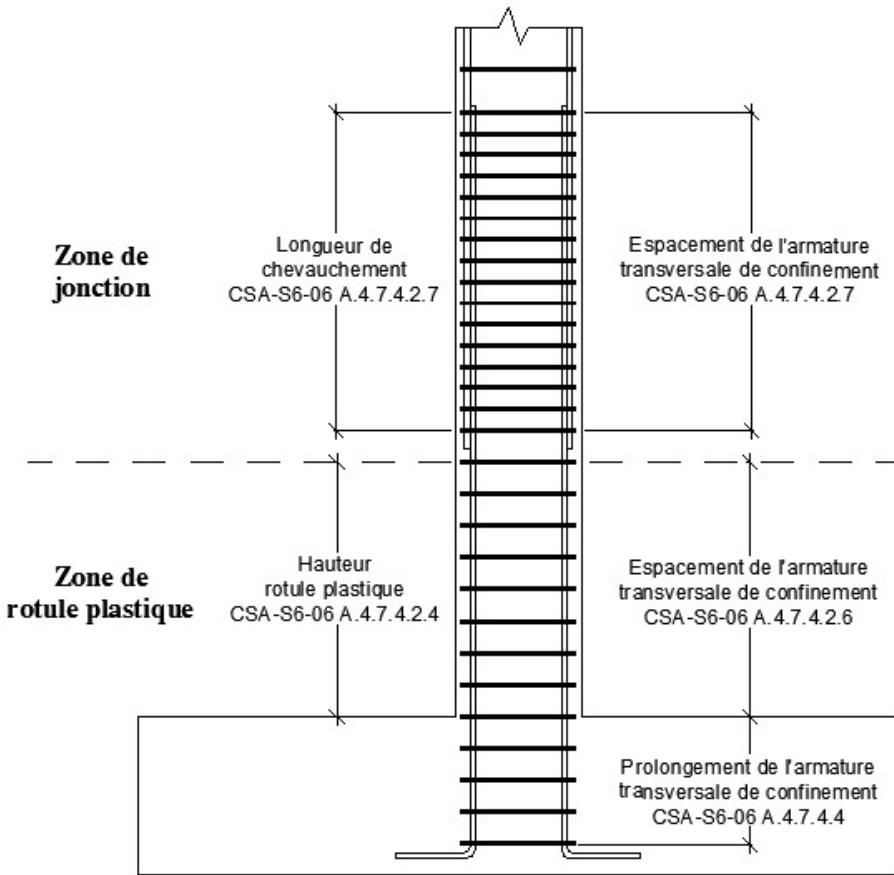


Figure 2.6 Articles relatifs au dimensionnement d'une pile de pont selon la norme CSA-S6-06

### **Zone de rotule plastique**

L'article 4.7.4.2.4b) spécifie la longueur de la zone de rotule plastique à partir du dessus des fondations au bas des poteaux et à partir de la sous-face des poutres au haut des poteaux. Cette longueur doit être prise comme la plus grande de :

- la dimension transversale maximale du poteau;
- un sixième de la hauteur libre du poteau;
- 450 mm.

L'espacement de l'armature transversale de confinement selon l'article 4.7.4.2.6, ne doit pas être supérieur à la valeur la plus petite de :

- 0.25 fois la dimension minimale de l'élément;
- six fois le diamètre de l'armature longitudinale;

- 150 mm.

L'armature transversale de confinement selon l'article 4.7.4.4 doit se prolonger dans les assemblages supérieur et inférieur sur une distance qui n'est pas inférieur à la valeur la plus grande de :

- 0.5 fois la dimension maximale de l'élément;
- 400 mm.

Dans le cas des poteaux rectangulaires, la surface transversale totale  $A_{sh}$  de l'armature transversale ne doit pas être inférieure à la valeur la plus grande de :

$$A_{sh} = 0.30sh_c \frac{f'_c}{f_y} \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad (2.8)$$

$$A_{sh} = 0.12sh_c \frac{f'_c}{f_y} \left[ 0.5 + \frac{1.25P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right], \text{ où } \left[ 0.5 + \frac{1.25P_f}{\phi_c f'_c A_g} \right] \geq 1.0 \quad (2.9)$$

où  $s$  est l'espacement vertical de l'armature transversale,  $h_c$  est la dimension de la section perpendiculaire aux barres transversales mesurées jusqu'à l'extérieur des étriers périphériques,  $A_g$  est l'aire brute de la section,  $A_c$  est l'aire du noyau de béton,  $P_f$  est la charge axiale pondérée maximale,  $f_y$  est la limite élastique de l'armature transversale,  $f'_c$  est la résistance en compression du béton et  $\phi_c = 0.75$ .

### **Zone de jonction**

Les zones de jonctions ou zones de joints de chevauchement doivent être conformes aux articles 4.7.4.2.7 et 8.15.9. Elles ne doivent pas être situées dans les zones de rotule plastique et ne sont permises qu'à l'intérieur de la moitié centrale de la hauteur du poteau. La longueur d'un joint de chevauchement ne doit pas être inférieure à la valeur la plus grande de :

- 60 diamètres de barre;
- 400 mm.

L'espacement de l'armature transversale sur la longueur de chevauchement ne doit pas dépasser la valeur la plus petite de :

- 0.25 fois les dimensions transversales minimales de l'élément;

- 100 mm.

### Piles-murs et cisaillement

L'article 4.7.4.3 spécifie pour une pile mur que l'armature transversale requise contre le cisaillement doit être continue et répartie uniformément. La résistance au cisaillement de la pile  $V_r$  est la plus petite valeur de :

$$V_r = 2.25\phi_c f_{cr}db \quad (2.10)$$

$$V_r = (0.41\phi_c f_{cr} + \rho_h f_s f_y)bd \quad (2.11)$$

où  $f_{cr}$  est la résistance à la fissuration du béton,  $b$  est la largeur de la face comprimée,  $d$  est la largeur du poteau et  $\rho_h$  est le taux d'armature horizontale.

### Évolution des normes de conception du code CSA-S6

Les exigences relatives aux détails d'armatures des piles de pont en béton armé ont considérablement évolué depuis les 5 dernières décennies. Les détails d'armature, dont en particulier ceux situés à la base d'une pile de pont, peuvent avoir un impact majeur sur le comportement global de l'ouvrage lorsque sollicité par des efforts sismiques, tel que mentionné à la section précédente.

Le Tableau 2.5, adapté de Boucher-Proulx (2008) et Vachon (2004), présente l'évolution des exigences du code CSA/CAN-S6 depuis 1966 au niveau de la longueur de développement,  $L_d$ , et de la longueur de chevauchement minimale,  $L_c$ . Les dernières lignes du tableau présentent la longueur de chevauchement d'une pile de pont armée de barres 25M, 30M, 35M et 45M ayant une limite élastique  $f_y$  de 400 MPa avec un béton de résistance en compression de 35 MPa.

Tableau 2.5 : Évolution des normes de conception du code CSA-S6

Édition du code	1966 et 1974	1978	1988	2000 et 2006
Articles concernés	8.6.3.3 (1966) 8.4.3.1 (1974)	8.3.3.2	8.3.9.2.1	4.7.4.1.6 (2000) 4.7.4.2.7 (2006)
Règles de chevauchement	Permis sur toute la hauteur	Permis sur toute la hauteur	Permis sur toute la hauteur	Interdit dans la zone de rotule plastique
Longueur de chevauchement	Si $f_y = 300 \text{ MPa}$ (1966) $L_c \geq 24d_b$ Si $f_y = 400 \text{ MPa}$ $L_c \geq 36d_b$	$L_d = \frac{0.019 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$ $L_c = 1.3 L_d$	Maximum de : $L_d = \frac{0.019 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$ $L_d = 0.058 d_b f_y$ Maximum de : $L_c = 800 \text{ mm}$ $L_c = 1.3 L_d$	Maximum de : $L_c \geq 60d_b$ $L_c \geq 400 \text{ mm}$
$L_c - 25M \text{ (mm)}$	900	835	835	1500
$L_c - 30M \text{ (mm)}$	1080	1170	1170	1800
$L_c - 35M \text{ (mm)}$	1250	1670	1670	2100
$L_c - 45M \text{ (mm)}$	1620	2505	2505	2700

Tel que résumé par Boucher-Proulx et Vachon, on peut constater que les résultats obtenus par l'application des règles du code CSA-S6 sont similaires, jusqu'à l'édition 1988 alors que ceux des années 2000 amènent une augmentation considérable de la longueur de chevauchement minimale. C'est à partir de l'édition 2000 que la présence d'un joint de chevauchement a été interdite dans les zones de rotules plastiques. Ces exigences témoignent de l'amélioration de la compréhension des phénomènes d'ancre et du glissement des barres chevauchées observés lors d'un mode de rupture en flexion et de l'importance d'y remédier. Plusieurs ouvrages construits dans les années 1960 et 1970 contiennent des joints de chevauchement d'armature d'une longueur de  $24 d_b$  ce qui respectait les codes jusqu'en 1978. Les aciers de cette époque avaient une limite élastique spécifiée plus faible de 300 MPa (article 8.6.3.1, code CSA-S6-66). Toutefois, il arrive parfois de retrouver des aciers de nuance réelle plus élevée (400 MPa) dans les ouvrages construits avant 1960, alors que des armatures de limite élastique de 400 MPa sont rencontrées couramment dans les ouvrages construits à partir des années 1960 (MTQ 2014, communication personnelle) malgré des nuances plus faibles spécifiées, ce qui peut s'avérer néfaste si les longueurs de chevauchement ne sont pas adaptées en conséquence. Ainsi, les efforts internes dans la zone de chevauchement pourraient s'avérer plus importants, ce qui pourrait amener plus rapidement à la rupture. Ces observations

amènent à conclure que les méthodes de renforcement doivent pouvoir s'appliquer aux longueurs de chevauchement de  $24 d_b$  pour des armatures de limite élastique de 400 MPa.

Le Tableau 2.6 permet de constater que l'espacement maximal permis entre les étriers dans la zone de joint de chevauchement est passé de 300 mm à 100 mm entre 1966 et 2000 pour une pile de section 600 x 1200 mm. Ces modifications augmentent considérablement la quantité d'étriers dans la zone où se situe la rotule plastique afin d'assurer un confinement aux barres longitudinales. En plus des espacements resserrés, les étriers qui n'étaient généralement pas refermés avant le code de 1988 doivent maintenant posséder des crochets de 135 degrés. Cette mesure permet aux étriers de demeurer efficaces malgré l'éclatement du béton d'enrobage. La Figure 1.1 présente cette évolution. Sur cette figure, on peut constater qu'à partir de l'édition 2000, les étriers doivent être espacés de 100 mm dans le milieu du pilier où doit désormais se situer la zone de chevauchement, ainsi que 150 mm dans la partie inférieure de la pile dans la zone de la rotule plastique. Cette constatation témoigne de l'importance accordée par le code des ponts au confinement de la zone de chevauchement puisque les efforts y sont très importants.

Tableau 2.6 : Espacement des étriers selon le code CSA-S6

Édition du code	1966 et 1974	1978	1988	2000 et 2006
Article concernés	8.8.4.1.2 (1966) 8.7.4.1 (1974)	8.2.7.3	A23.3 – M84 21.3.3.3	4.7.4.1.6 (2000) 4.7.4.2.7 (2006)
Espacement des étriers ( $s$ )	12 pouces (1966)  0.5 fois la dimension minimale de l'élément (1974)  Défini par les efforts de cisaillement	Minimum de : - 600 mm - 0.5 fois la dimension minimale de l'élément  Défini par les efforts de cisaillement	Minimum de : - 0.25 fois la dimension minimale de l'élément - 300 mm - $8 db$ - $24 db_{trans}$  Défini par les efforts de cisaillement	Minimum de : - 0.25 fois la dimension minimale de l'élément - 100 mm - $6 db$  Défini par les efforts de cisaillement obtenus du moment probable ou nominal
$s$ (mm)	12 pouces (1966) 300 (1974)	300	150	100

L'évolution des normes de conception des ponts du code CSA-S6 démontre que les lacunes sont potentiellement présentes dans un grand nombre d'ouvrages d'art, en particulier au Québec.

## 2.2 Comportement sismique des piles de ponts

Les récents séismes tels que Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994 et Kobe en 1995 ont causé de sévères dégâts voire l'effondrement de plusieurs structures. Ces tremblements de terre ont affecté de vastes régions urbaines abondantes d'autoroutes surélevées, de ponts d'étagement et de ponts supportés par des piles en béton armé. L'observation des piles des ponts effondrés ou lourdement endommagés a permis d'identifier certaines lacunes et ont conduit à l'amélioration des normes parasismiques.

### 2.2.1 Éléments de sismologie et de sismicité

Bien que les tremblements de terre d'importance soient peu fréquents dans l'est du Canada, le risque éventuel d'un séisme majeur demeure présent. La sismicité du Canada est présentée à la Figure 2.7 et témoigne d'une activité constante (Adams & Atkinson, 2003). Les séismes d'une magnitude supérieure à 5 sur l'échelle de Richter sont assez fréquents au Québec et peuvent provoquer des dégâts sur un vaste territoire. Par exemple, en 1988 un séisme d'une magnitude 6.0 a été enregistré au Saguenay et a eu des répercussions jusqu'à Montréal.

Le risque sismique d'une région est évalué en multipliant l'aléa sismique par la vulnérabilité sismique de l'endroit. Dans le code national du bâtiment, l'aléa sismique est défini par des valeurs d'accélération spectrale à des périodes de 0.2, 0.5, 1.0 et 2.0 secondes. Ces données sont fournies selon les probabilités d'une période de retour de séismes de (2% en 50 ans, ou 1/2500 ans). La vulnérabilité correspond au type et au nombre de structures présentes dans la région considérée (Anon, 1989). La carte d'aléa séismique du Canada est présentée à la Figure 2.8 et provient ressources naturelles Canada (RNC, 2014). Les zones d'activités sismiques importantes à l'ouest se trouvent près de l'île de Vancouver, au Yukon et dans le Grand Nord, alors qu'à l'est on les retrouve au Québec le long de la vallée du fleuve Saint-Laurent et dans l'océan Atlantique. En observant plus en détails la sismicité du Québec, on souligne que le long de la vallée du St-Laurent est une zone d'activité sismique importante ainsi que la région de l'Outaouais en plus d'une situation particulière à Charlevoix. Il est important de souligner que la majorité de la population du Québec et de la Colombie-Britannique se situe dans ces zones d'activités sismiques.

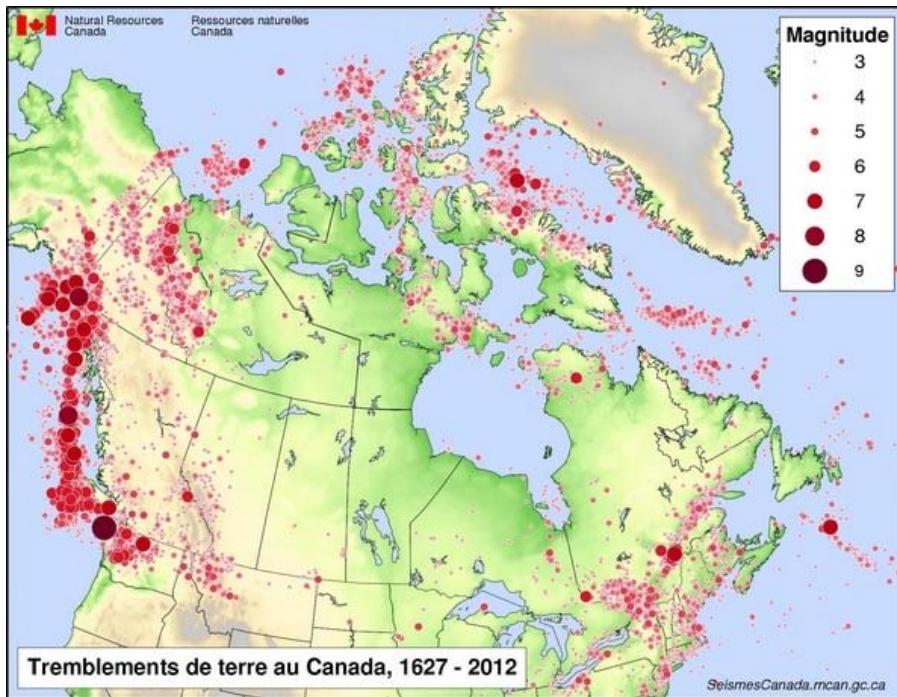


Figure 2.7 Sismicité du Canada (RNC, 2014)

La fréquence et l'ampleur de l'activité sismique dans l'ouest du Canada proviennent de l'interaction des plaques tectoniques. La collision entre la plaque du Pacifique et la plaque de l'Amérique du Nord provoque des mouvements divergents et des mouvements de subduction (Adams & Atkinson, 2003). Ces mécanismes de rupture sont visibles en surface et ont été étudiés par des sismologues. L'activité sismique provoquée par le mouvement des plaques tectoniques est mieux connue que celle qui survient dans une région stable à l'intérieur d'une plaque telle que l'est du Canada. Cependant, grâce aux enregistrements des séismes et aux données recueillies à travers les années, les caractéristiques des séismes de l'est et de l'ouest sont bien connues. Ces particularités interviennent dans l'établissement des normes de conception parasismique. Par exemple, les séismes de l'ouest sont plus fréquents, leur période de retour étant plus faible, mais la géologie de cette région atténue rapidement les ondes sismiques. En contrepartie, les séismes de l'est sont moins fréquents mais la géologie fait en sorte qu'ils sont ressentis sur de plus grandes distances. De plus, le contenu fréquentiel qui permet de déterminer quel type de structure sera plus susceptible d'être endommagé diffère considérablement entre les deux régions. Les ondes sismiques à haute fréquence déclenchées par les séismes de l'est rendent les structures très rigides

vulnérables, telles que les bâtiments en maçonnerie et plus globalement les structures de moins de 5 étages. À l'inverse, les ondes sismiques provenant de l'interaction de plaques tectoniques affectent davantage les structures moins rigides, telles que les bâtiments très hauts.

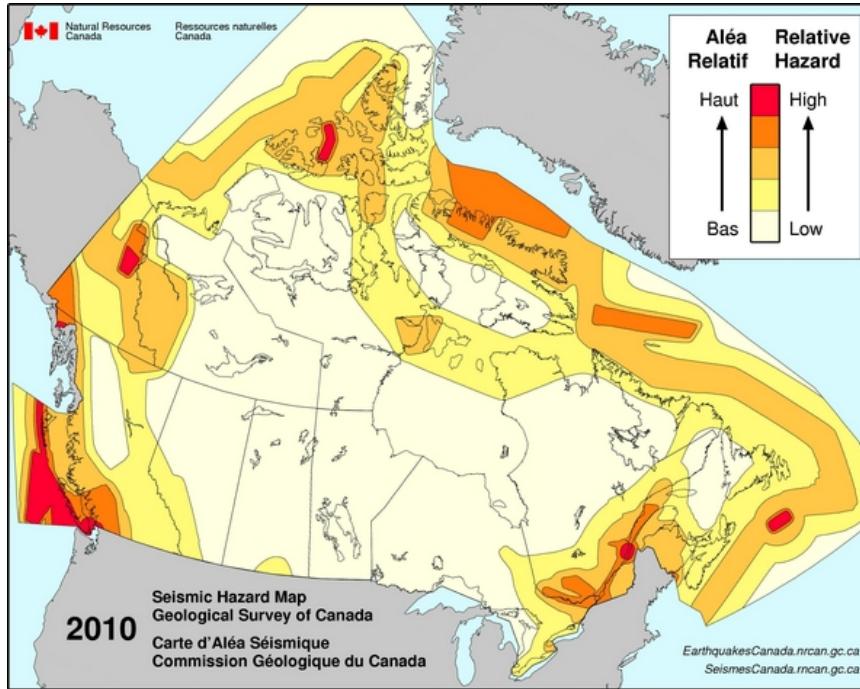


Figure 2.8 Carte simplifiée de l'aléa séismique du Canada (RNC, 2014)

## 2.2.2 Modes de rupture des piles de pont

Les principaux modes de rupture des piles de pont observés suite aux séismes des 40 dernières années sont : la rupture par perte d'ancrage des barres chevauchées situées à la base, la rupture par flambement des armatures comprimées, la rupture d'étriers, la rupture en cisaillement du béton de la pile et la rupture en flexion – cisaillement.

Le mode de rupture par perte d'ancrage des barres chevauchées se produit suite au fendage du béton de recouvrement. Ce type de rupture survient principalement à la base des piles où les barres ancrées dans la semelle sont chevauchées aux barres longitudinales de la colonne sur une longueur insuffisante et où le confinement est inadéquat. Cette problématique a été identifiée par plusieurs chercheurs lors d'essais expérimentaux menés sur des poteaux (Tableau 2.8). Dans le cadre du présent programme de recherche, les travaux de Holleran (1998) et de Boucher-Proulx (2008)

menés à l'EPM ont confirmé qu'un chevauchement d'une longueur de  $24 db$ , typique des ponts existants au Québec, n'était pas suffisant pour supporter des charges sismiques. La présence d'un joint de chevauchement trop court provoque une diminution rapide de la résistance en flexion et une dégradation physique importante avec comme conséquence un manque de ductilité, voire une fragilité des piles. Ce type de rupture provoque l'apparition de fissures verticales dans la zone du joint de chevauchement en plus des fissures transversales de flexion, tel que présenté sur la Figure 2.9. L'ouverture des fissures verticales entraîne le glissement des barres chevauchées en raison de la perte d'adhérence acier/béton. Ce mode de rupture peut survenir avant la plastification des barres, donc de manière fragile. La Figure 2.10 présente ce mode de rupture observé sur une colonne lors du séisme de Loma Prieta en 1989 et du séisme d'Izmit en 1999.

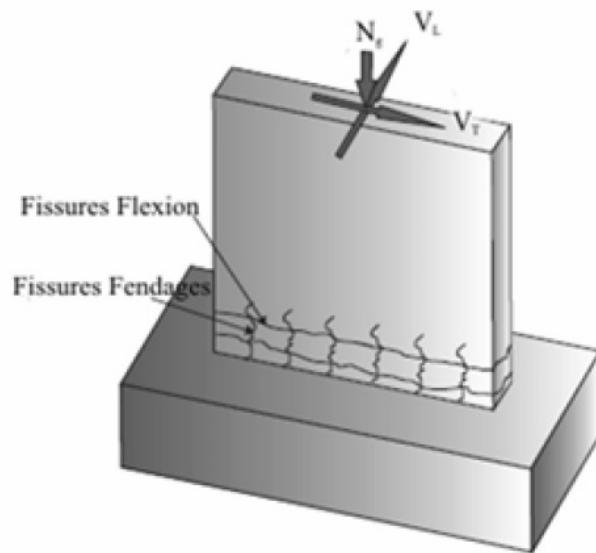


Figure 2.9 Fissures de fendage et de flexion à la base de piles rectangulaires (Vachon, 2004)



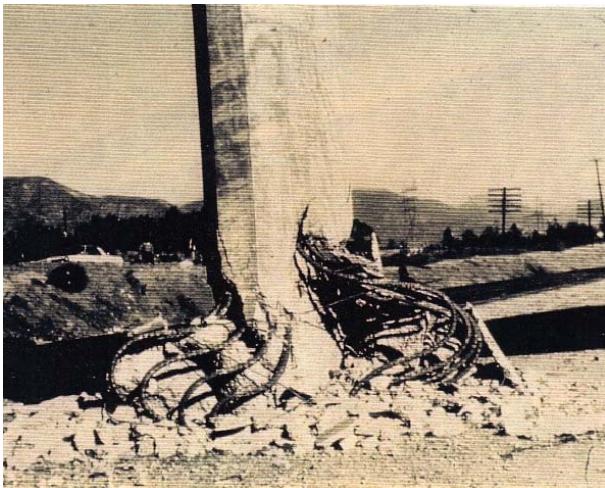
Loma Prieta 1989 (Priestley et al., 1996)



Izmit 1999 (Eshghi &amp; Zanjanizadeh, 2007)

Figure 2.10 Rupture par perte d'ancrage des barres chevauchées

Le flambement des armatures comprimées survient habituellement dans une zone de rotule plastique ou les efforts sont maximaux. Lorsque les sollicitations sismiques imposent de grands déplacements à une pile, les contraintes élevées dans la rotule provoquent l'écaillage du béton de recouvrement. Les barres longitudinales peuvent alors flamber telles que montrées à la Figure 2.11 si les étriers ne sont pas suffisamment rapprochés et fermés par crochets. La rupture d'étrier peut également survenir dans une situation similaire si l'aire d'armature transversale est insuffisante ou encore s'il s'agit d'étrier en « U ». L'écaillage du béton rend ce type d'étrier complètement inefficace et permet ensuite aux barres longitudinales de flamber. Ces déficiences provoquent une rupture par manque de confinement.



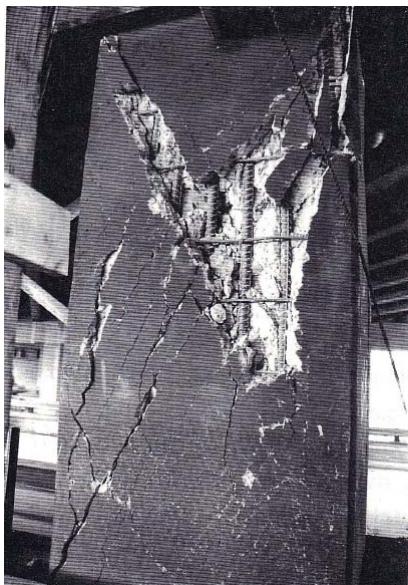
San Fernando 1971 (Priestley et al., 1992)



Northridge 1994 (FIB, 2007)

Figure 2.11 Rupture par manque de confinement

Le mode de rupture en cisaillement est généralement prédominant selon l'axe fort, particulièrement pour une pile trapue, et est provoqué par la déficience ou l'insuffisance des aciers transversaux. Une pile ayant une résistance en cisaillement inadéquate peut subir une rupture fragile en cisaillement sous chargement cyclique intense, ce qui provoque une dégradation rapide de résistance et de rigidité. Des fissures diagonales se forment dans les deux directions du chargement jusqu'à ce qu'elles se croisent. Le transfert des efforts de cisaillement le long des fissures diagonales dépend du niveau de déformation de l'armature transversale. La plastification des étriers peut diminuer la résistance en cisaillement considérablement. Tel que mentionné à la section 2.1.4, les méthodes de conception des structures construites avant les années 1990 font en sorte que plusieurs ouvrages pourraient avoir des piles qui ne comportent pas suffisamment d'armature transversale. Conséquemment, les niveaux de déformations atteints par les étriers peuvent rapidement dépasser la plastification et provoquer une réduction précoce de la résistance à l'effort tranchant. Les séismes de San Fernando (1971), Loma Prieta (1989), Northridge (1994) et Hyogo-Ken Nambu (1995) ont démontré la vulnérabilité en cisaillement de certaines piles (Aboutaha, Engelhardt, Jirsa & Kreger 1999). Ce type de rupture est reconnaissable par les fissures inclinées tel que présenté à la Figure 2.12.



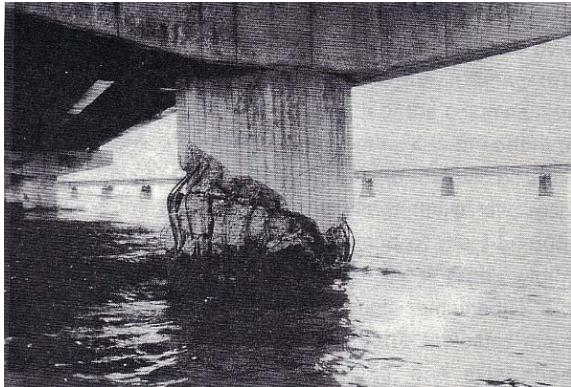
(a) Whittier 1987 (Priestley et al., 1992)



(b) Chili 2010 (Mitchell et al., 2013)

Figure 2.12 Rupture en cisaillement

Le mode de rupture en flexion – cisaillement est causé par une réduction prématurée des armatures longitudinales dans la partie centrale d'une colonne. La réduction de la quantité des armatures longitudinales était basée sur l'enveloppe des moments pondérés sans considérer le décalage des efforts de traction provoqué par l'apparition de fissures diagonales de cisaillement. Cette déficience peut conduire à la migration de la rotule plastique vers le haut où la longueur de chevauchement est trop courte et où le confinement est inadéquat, ce qui peut entraîner la rupture. Ce type de rupture est présenté à la Figure 2.13.



Urakawa-oki 1982 (Priestley et al., 1992)



Kobe 1995 (Priestley et al., 1996)

Figure 2.13 Rupture en flexion - cisaillement

Une longueur d'ancrage insuffisante dans la semelle peut provoquer une rupture par arrachement tel que montré à la Figure 2.14.



Figure 2.14 Rupture par arrachement (San Fernando 1971), (Priestley et al., 1996)

### 2.2.3 Déformations inélastiques des rotules plastiques

Tel qu'indiqué précédemment à la section 2.1.2 les rotules plastiques sont les zones où se concentrent l'essentiel des déformations inélastiques de l'armature de flexion auxquelles est associée la dissipation d'énergie. Pour les piles de pont, ces zones sont généralement situées à la jonction pile-semelle (Figure 2.2a) mais aussi parfois au haut des piles à la jonction pile-tablier ou

pile-chevêtre. Ces zones requièrent une attention particulière et la détermination de cette longueur est requise pour deux raisons : pour des questions de conception des armatures et pour le calcul des déformations plastiques.

### **Conception des armatures**

La rotule plastique doit être conçue de telle sorte que le béton du noyau central puisse présenter un comportement non fragile afin de résister aux efforts tranchant et à la charge axiale tout en permettant que les armatures de flexion puissent présenter de grandes déformations plastiques en traction et en compression sans subir de flambement, et ce, afin de permettre le développement de grandes rotations plastiques. Un tel comportement est assuré par l'utilisation d'étriers configurés et espacés afin de confiner le noyau de béton et de supporter les armatures longitudinales. Selon les règles présentées précédemment, la longueur de la zone affectée par ces exigences est fonction de l'aspect géométrique de l'élément.

### **Calcul des déformations plastiques**

La longueur de la rotule plastique associée au calcul des rotations plastiques représente la distance pour laquelle on fait l'hypothèse que les armatures de déforment au-delà de la limite élastique et présentent de grandes déformations inélastiques. Il s'agit d'une longueur équivalente où il est supposé que se concentrent l'ensemble des déformations inélastiques. La connaissance de la longueur de la rotule plastique permet de relier les déplacements en tête de la pile aux rotations inélastiques dans la zone de rotule plastique. Elle permet en particulier de relier la demande en déplacement  $\mu_d$  à la demande en courbure  $\psi_p$  (Priestley & Park, 1987). La connaissance de cette longueur permet également lors des analyses non linéaires de déterminer sur quelle longueur les déformations inélastiques doivent être considérées. La Figure 2.15 schématise les efforts et déformations d'une pile sollicitée au-delà du domaine élastique tel qu'anticipé lors d'un séisme important. La rotation plastique ( $\theta_p$ ) se calcule par :

$$\theta_p = L_p \psi_p = L_p (\psi_u - \psi_y) \quad (2.12)$$

où  $L_p$  est la longueur de la rotule plastique,  $\psi_p$  est la courbure plastique,  $\psi_u$  est la courbure ultime et  $\psi_y$  est la courbure à la plastification. La longueur  $L_p$  a été déterminée de manière expérimentale. Bien que les déformations non linéaires se produisent en réalité sur une certaine hauteur de la

colonne ( $\theta_p$ , Figure 2.15d) et même dans la semelle, il est courant de supposer pour simplifier les calculs que celles-ci se concentrent sur une longueur à la base de la colonne, dénotée  $L_p$  (Figure 2.15c).

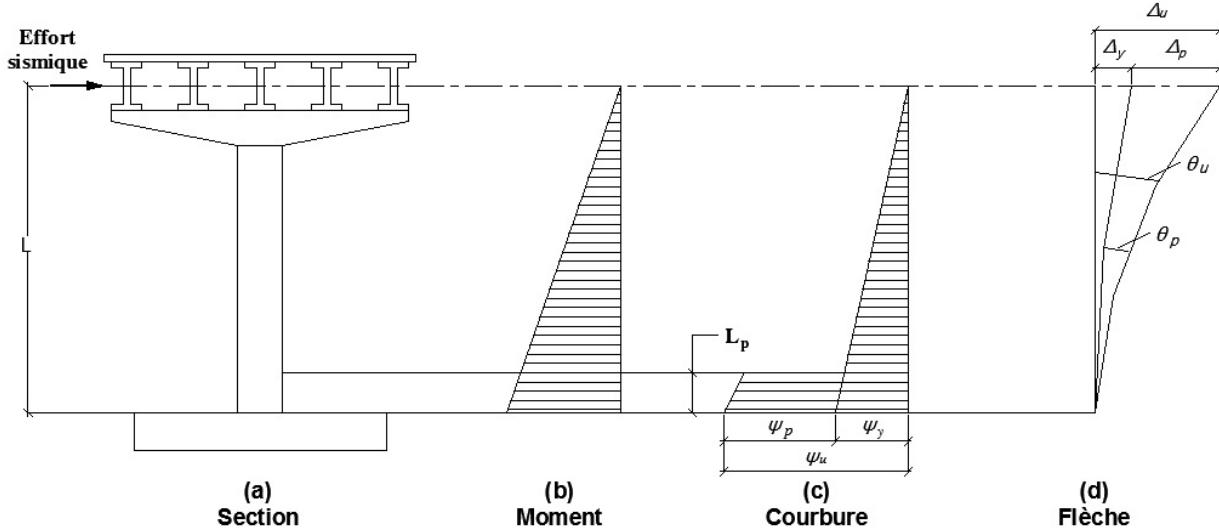


Figure 2.15 Déformations inélastiques d'une pile

Les travaux de recherches sur la longueur de la rotule plastique ont été initialement menés par Priestley et Park (1987) pour des conceptions nouvelles. Les conclusions de cette étude sont à l'effet que la longueur de la rotule plastique adoptée dans les calculs dépend de deux paramètres géométriques : le diamètre des armatures longitudinales et la hauteur de la pile.

Ces auteurs considèrent aussi que les déformations plastiques se propagent dans la semelle, causant l'allongement des armatures sur une certaine longueur, auquel s'ajoute le glissement relatif des barres par rapport au béton. Selon leurs travaux, il est admis que la rotule plastique à la base des piles se prolonge dans la semelle. Ils supposent également que les mêmes déformations pourraient également prendre place dans l'ancrage des armatures de la semelle dans la colonne. À ceci s'ajoutent les déformations additionnelles pour les armatures de la colonne associées aux efforts de traction causés par l'effort tranchant dans les barres de flexion. L'ensemble de ces déformations de part et d'autre du joint pile-semelle sont associées à l'ancrage des armatures et donc au diamètre des barres longitudinales.

Priestley et Park ajoutent également les déformations non linéaires, principalement associées à la fissuration qui se forment dans la pile au-delà de la rotule plastique, et dont la contribution aux déplacements en tête de pile est considérée prendre place dans la rotule plastique.

Leurs travaux ont conduit à la proposition d'équations qui ont été retenues dans les guides de calcul sismique. Priestley et al. (1992) ont d'abord proposé l'équation suivante :

$$L_p = 0.08L + \chi d_b \quad (2.13)$$

où  $L$  est la hauteur de la colonne entre la section critique et le point d'inflexion,  $d_b$  est le diamètre des barres longitudinale et  $\chi = 6$  pour de l'acier de grade 40 ksi (280 MPa) et 9 pour de l'acier de grade 60 ksi (420 MPa). Le premier terme de l'équation (2.13) ( $0.08L$ ) permet d'inclure dans la rotation à la base de l'élément, les déformations non linéaires le long de la colonne. La valeur suggérée a été obtenue d'essais expérimentaux et d'analyses et correspond à des valeurs de courbure typiques pour des éléments ayant une variation linéaire de moment. Le second terme de l'équation (2.13) correspond à la dimension le long de laquelle il est supposé que l'armature longitudinale présente des déformations plastiques dans la pile ainsi que dans la semelle (Priestley et al. 1992).

La longueur de la rotule plastique est ensuite apparue sous la forme présentée à l'équation (2.14) par Priestley et al. (1996) :

$$L_p = 0.08L + 0.022f_y d_b \geq 0.044f_y d_b \quad (2.14)$$

où  $L$  est la hauteur de la colonne entre la section critique et le point d'inflexion (mm),  $d_b$  est le diamètre des barres longitudinales (mm), et  $f_y$  est la limite élastique des barres longitudinales (MPa). Le terme  $\chi$  a été remplacé par  $0.022f_y$  et cette valeur demeure égale à 6 ou 9 pour les nuances correspondantes. La limite inférieure ajoutée à l'équation correspond à deux fois les déformations s'étendant dans la pile. Cela signifie qu'il est présumé que la longueur de la rotule plastique doit au minimum correspondre à longueur sur laquelle les déformations plastiques de l'acier s'étendent dans la semelle et dans la colonne alors que les déformations dans la colonne au-delà de la rotule plastique perdent de leur importance relative.

L'équation (2.15) proposée par le «Federal Highway Administration» (FHWA, 2006) correspond essentiellement à l'équation (2.14) à la différence que la déformation ( $\varepsilon_y$ ) à la plastification est considérée au lieu de  $f_y$ .

$$L_p = 0.08L + 4400\varepsilon_y d_b \quad (2.15)$$

Des essais cycliques biaxiaux menés sur quatre piles à grande échelle dimensionnées selon la norme actuelle CSA-S6-06 ont récemment été réalisés à l'EPM (Khaled, 2010). Les piles avaient une hauteur de 3330 mm et une section de 600×1200 mm. Quatre diamètres de barres longitudinales ont été utilisés : #3 (9.5 mm), #4 (13 mm), #5 (16 mm) et #7 (22 mm) pour un pourcentage variant respectivement de 0.41, 0.57, 0.97 et 1.61%. L'auteur présente des résultats de longueurs de rotules plastiques mesurées et estimées selon l'équation (2.14) (Tableau 2.7).

La longueur de la rotule plastique mesurée a été déterminée à l'aide des enveloppes des courbures fournis par les paires de LVDT situées sur deux faces opposées de la colonne et la courbure estimée à la plastification. Les enveloppes de courbures ont été calculées en supposant une variation linéaire des déformations entre chaque paire de LVDT et correspondent aux données obtenues pour les déplacements maximums atteints lors du dernier cycle précédent la rupture. Selon l'auteur, l'intersection de ces enveloppes avec la droite correspondant à la courbure estimée à la plastification de l'armature tendue représente la longueur de la rotule plastique. Un exemple est présenté à la Figure 2.16 et correspond aux données du troisième spécimen.

L'auteur conclut d'abord que la longueur de la rotule plastique mesurée est similaire pour l'ensemble des piles, indépendamment du diamètre des barres longitudinales comme en témoigne le Tableau 2.7. De plus, l'auteur précise que la longueur de la rotule plastique mesurée est très proche de la plus petite dimension de la section (600 mm) ainsi qu'aux valeurs obtenues à l'aide de l'équation (2.14) ce qui correspond également à la hauteur des colonnes sur laquelle des dommages importants ont été observés, soit entre 300 et 400 mm.

Ces résultats sont intéressants et peuvent servir de référence mais doivent être interprétés de façon prudente. En effet, il est possible que la longueur de la rotule plastique mesurée soit erronée. En effet, cette longueur a été calculée à l'aide des données fournies par les LVDT obtenues aux déformations maximales. Il est probable qu'un tel niveau de déformation ait entraîné des dommages importants au dessus de la semelle où était située la première paire de LVDT. Comme il sera vu au chapitre 7, une approche différente sera utilisée dans le cadre de la présente étude afin de déterminer la longueur de la rotule plastique.

Tableau 2.7 : Longueurs des rotules plastiques mesurées et estimées (Khaled, 2010)

Spécimen	Courbure à la limite élastique (1/m)	$L_p$ mesuré E-O / N-S (mm)	$L_p$ éq. 2.14 (mm)
S1	0.0015	474 / 625	331
S2	0.0018	450 / 425	378
S3	0.0030	510 / 220	398
S4	0.0043	500 / 450	463

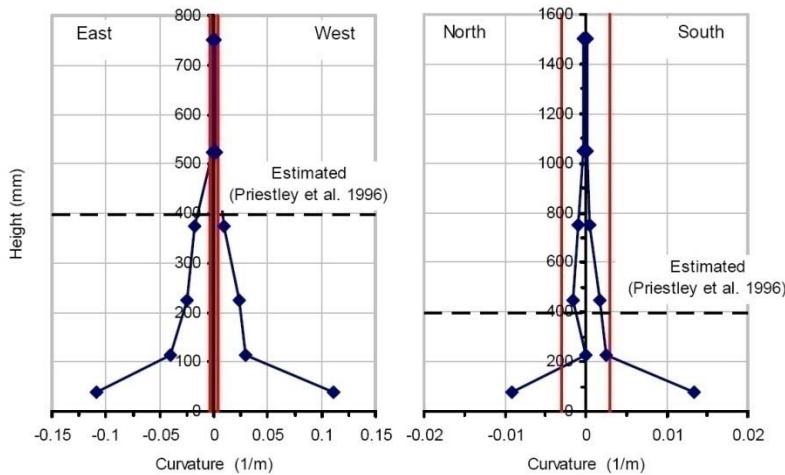


Figure 2.16 Enveloppes des courbures et détermination des longueurs de rotules plastiques du spécimen S3 (Khaled, 2010)

Il convient finalement de souligner que les équations présentées plus haut sont issues de séries d'essais comprenant principalement des armatures de petit diamètre, pour la majorité inférieure à 25 mm. Aucune indication n'est donnée quant au respect des effets d'échelle relativement au diamètre des granulats. Une telle attention avait été apportée pour la confection du béton des piles testées par Khaled (2010) pour lesquelles des granulats de 10 mm ont été utilisés.

### Relation entre la longueur de conception et la longueur de calcul

Il est important de noter que la longueur de la rotule plastique utilisée dans les calculs inélastiques ne correspond pas directement à la valeur spécifiée par le code CSA-S6-06 présenté à la section

2.1.4. La longueur de rotule plastique du code CSA-S6-06 est plus longue que la longueur utilisée dans les calculs et vise à assurer un comportement inélastique et un confinement adéquat sur une hauteur au moins égale ou supérieure à la longueur de la rotule plastique ( $L_p$ ) adoptée pour les calculs.

## 2.2.4 Ductilités en courbure et en déplacement

La détermination de la longueur de la rotule plastique permet de relier la ductilité en courbure  $\mu_\psi$  à la ductilité en déplacement  $\mu_\Delta$ . Pour un ouvrage nouveau, Priestley et al. (1996) indiquent que les déformations plastiques s'étendent dans la pile et dans la semelle. Toutefois la représentation simplifiée adoptée situe toutefois la rotule plastique à la base de la colonne, tel qu'illustré sur la Figure 2.15c. Pour une pile telle que montrée sur la Figure 2.15, on peut écrire les relations suivantes (Priestley & Park, 1987) :

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p = \Delta_y + \theta_p (L - 0.5L_p) = \frac{\psi_y L^2}{3} + (\psi_u - \psi_y)L_p(L - 0.5L_p) \quad (2.16)$$

où  $\Delta_u$  est le déplacement latéral ultime,  $\Delta_y$  est le déplacement latéral à la plastification de l'armature,  $\Delta_p$  est le déplacement latéral plastique.

Cette équation permet d'exprimer le lien entre les ductilités en courbure et en déplacement :

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = 1 + 3 \left( \frac{\psi_u}{\psi_y} - 1 \right) \frac{L_p}{L} \left( 1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right) = 1 + 3(\mu_\psi - 1) \frac{L_p}{L} \left( 1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right) \quad (2.17)$$

Cette relation suppose que le moment de plastification ( $M_y$ ) est égal au moment ultime ( $M_u$ ), caractéristique d'un comportement élasto-plastique parfait tel qu'illustré sur la Figure 2.2b. Toutefois en réalité, le moment ultime est généralement supérieur au moment de plastification. Cela conduit à exprimer la dernière équation comme suit (Priestley et al., 1996) :

$$\mu_\Delta = \frac{M_u}{M_y} + 3(\mu_\psi - 1) \frac{L_p}{L} \left( 1 - 0.5 \frac{L_p}{L} \right) \quad (2.18)$$

## 2.3 Méthodes de réhabilitation

### 2.3.1 Méthode de réhabilitation existantes

Plusieurs méthodes de réhabilitation ont fait l'objet de recherches afin d'améliorer le comportement de colonnes présentant des déficiences au niveau de la longueur de chevauchement et du confinement dans les zones de rotule plastique, typiquement à la base des piles. Un résumé de recherches récentes sur le sujet est présenté au Tableau 2.8 et les méthodes de renforcement présentées sont inspirées de ces références. Les principales techniques sont présentées dans ce qui suit.

#### Colonnes circulaires

Les méthodes de renforcement ont d'abord été développées pour les colonnes circulaires. Ce type de section peut facilement être confiné par l'ajout d'une chemise externe. Il existe deux types de chemise, en acier et en matériaux composites. La chemise en acier est une méthode efficace utilisée actuellement. Elle est normalement placée à la base des piles sur une hauteur au moins équivalente à la longueur de chevauchement. Deux demi-cylindres d'acier sont placés autour de la colonne et soudés ensemble (Endeshaw et al., 2008). L'équation (2.19) a d'abord été proposée par Priestley et al. (1996) suite aux travaux de Chai et al. (1991) afin d'obtenir une épaisseur adéquate de la chemise en acier en fonction de la demande.

$$t_j = \frac{0.18(\varepsilon_{cm} - 0.004)Df'_{cc}}{f_y \varepsilon_{sm}} \quad (2.19)$$

où  $t_j$  est l'épaisseur de la chemise en acier (mm),  $f_y$  est sa contrainte à la plastification (MPa) et  $\varepsilon_{sm}$  est la déformation à la contrainte ultime de la chemise en acier et où  $f'_{cc}$  est la résistance en compression du béton confinée (MPa),  $D$  est le diamètre de la colonne et  $\varepsilon_{cm}$  est la déformation maximale requise en compression. Afin que la chemise en acier adhère parfaitement à la colonne et qu'elle soit efficace, il est requis d'ajouter un coulis d'une épaisseur d'environ 25 mm, tel que présenté à la Figure 2.17.

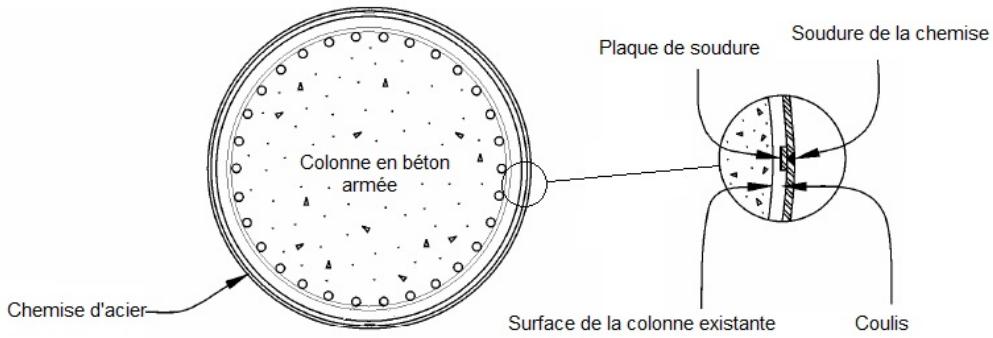


Figure 2.17 Renforcement de colonnes par chemisage en acier

Les chemises en PRF sont également utilisées afin d'augmenter la performance sismique des colonnes circulaires ayant une déficience au niveau de la longueur de chevauchement (Chan et al., 2000). Il existe plusieurs types de matériaux composites utilisés tel que les polymères renforcés de fibres métalliques, les polymères renforcés de fibres de verre, les polymères renforcés de fibres carbone, etc. L'épaisseur de la chemise en matériaux composites peut se calculer à l'aide de l'équation (2.20) selon Priestley et al. (1996) :

$$t_j = \frac{0.1(\varepsilon_{cu} - 0.004)Df'_{cc}}{f_{uj}\varepsilon_{uj}} \quad (2.20)$$

où  $t_j$  est l'épaisseur de la chemise en matériaux composites (mm),  $D$  est le diamètre de la colonne,  $\varepsilon_{cu}$  est la déformation du béton à l'ultime,  $f'_{cc}$  est la résistance en compression du béton (MPa),  $f_{uj}$  est la résistance ultime du matériau composite (MPa) et  $\varepsilon_{uj}$  est la capacité de déformation du matériau composite. L'installation d'une chemise en matériaux composites nécessite généralement quatre étapes : surfaçage du béton, application d'époxy sur la colonne, installation du matériau composite et saturation du matériau composite avec de l'époxy tel que présenté à la Figure 2.18.

Tableau 2.8 : Recherches menées sur le renforcement de colonnes

Références	Type de colonne	Sections (mm)	hauteur (mm)	ratio b/h	Méthodes de renforcement
Kim et al. (2011)	Rectangulaire	400 × 270	2000	1.5	Chemise en béton renforcé elliptique
	Rectangulaire	400 × 270	2000	1.5	Chemise en béton renforcé rectangulaire
Bournas et al. (2011)	Carrée	250 × 250	1600	1.0	Chemise en PRF
ElGawady et al. (2010)	Rectangulaire	500 × 250	2000	2.0	Chemise rectangulaire en PRF
	Rectangulaire	500 × 250	2000	2.0	Chemise en PRF elliptique
Lin et al. (2010)	Rectangulaire	750 × 600	3550	1.25	Chemise octogonal en acier
	Rectangulaire	750 × 600	3550	1.25	Chemise en acier elliptique
Endeshaw et al. (2008)	Rectangulaire	381 × 254	2032	1.5	Chemise elliptique en acier
	Rectangulaire	381 × 254	2032	1.5	Chemise elliptique en matériaux composite
	Rectangulaire	381 × 254	2032	1.5	Chemise rectangulaire en matériaux composite
	Rectangulaire	508 × 254	2032	2.0	Chemise rectangulaire en matériaux composite
Massicotte et al. (2008)	Rectangulaire	2000 × 500	4500	4.0	Chemise en BFUP interne
Harajli et al. (2008)	Rectangulaire	400 × 200	1500	2.0	Chemise rectangulaire en PRF
Eshghi et al. (2008)	Carrée	150 × 150	1000	1.0	Chemise carré en PRF
Eshghi et al. (2007)	Carrée	150 × 150	1000	1.0	Chemise Carré en polymère renforcé de fibres de verre
Bousias et al. (2006)	Carrée	250 × 250	1600	1.0	Chemise en béton renforcé carré
	Carrée	250 × 250	1600	1.0	Chemise en PRF
Wang et al. (2006)	Rectangulaire	245 × 210	1170	1.1	Chemise en acier rectangulaire
	Rectangulaire	245 × 210	1170	1.1	Chemise en acier circulaire
Chang et al. (2004)	Rectangulaire	750 × 600	3250	1.2	Chemise en fibre de carbone renforcé de plastique
Bousias et al. (2004)	Carrée	250 × 250	1600	1.0	Chemise en polymère renforcé de fibre de carbone
	Rectangulaire	500 × 250	1600	1.0	Chemise en polymère renforcé de fibre de carbone
Haroun et al. (2003)	Circulaire	600 × 600	2400	1.0	Chemise en matériaux composite
	Carrée	500 × 500	2400	1.0	Chemise en matériaux composite
	Rectangulaire	600 × 500	2400	1.2	Chemise en matériaux composite
Chang et al. (2000)	Rectangulaire	750 × 600	3250	1.2	Chemise elliptique en acier
	Rectangulaire	750 × 600	3250	1.2	Chemise octogonale en acier
	Circulaire	Dia. 760	3250		Chemise circulaire en acier
Aboutaha et al. (1999)	Rectangulaire	920 × 460	1450	2.0	Chemise rectangulaire en acier
Griezic et al. (1996)	Carrée	510 × 510	2975	1.0	Chemise en béton
Priestley et al. (1992)	Circulaire	Dia. 632			Chemise circulaire en acier
	Rectangulaire	730 × 490	3430	1.5	Chemise elliptique en acier



(a) surfaçage du béton



(b) application d'Époxy



(c) installation du matériau composite



(d) saturation du matériau composite

Figure 2.18 Étapes nécessaire à l'application d'une chemise en matériaux composites (Endeshaw et al., 2008)

### Colonnes carrées

Les colonnes de géométrie carrée peuvent être renforcées de façon similaire aux colonnes circulaires par l'application d'une chemise externe en acier ou en matériaux composites. Ce type de renforcement nécessite généralement une surépaisseur circulaire en béton autour de la colonne sur laquelle est appliquée la chemise en acier ou en PRF tel que suggéré par Mitchell et al. (1994) à la Figure 2.19. Une chemise en matériaux composites peut aussi être appliquée directement sur la colonne (Eshghi et al., 2008). Dans ce cas, les coins de la colonne doivent être arrondis afin d'éviter la déchirure de la chemise. Une colonne carrée peut également être renforcée par une chemise externe en béton.

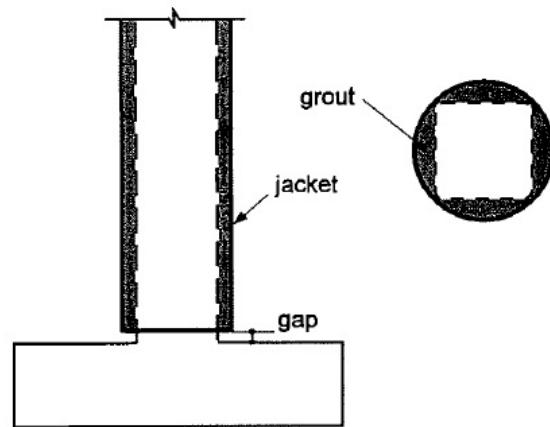


Figure 2.19 Chemise circulaire (Mitchell et al., 1994)

### Colonnes faiblement rectangulaires ( $1 < b/h < 2$ )

Le renforcement d'une colonne faiblement rectangulaire est généralement plus complexe et nécessite plus de travaux que le renforcement d'une colonne circulaire ou carrée. La problématique provient du fait que les méthodes de renforcement par chemisage en acier ou en matériaux composites fonctionnent par confinement passif du noyau. Ces techniques perdent donc beaucoup d'efficacité, car l'aire de béton confiné diminue lorsque le rapport  $b/h$  augmente telle que présentée par Lam et al. (2003) à la Figure 2.20.

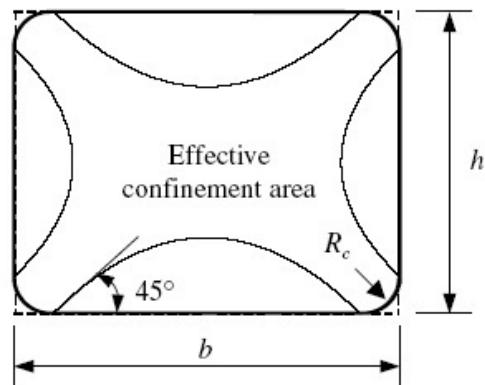


Figure 2.20 Aire de béton efficacement confiné dans une colonne rectangulaire (Lam et al., 2003)

Cependant, dans le cas d'une colonne faiblement rectangulaire ayant un rapport  $b/h < 2$ , les méthodes conventionnelles par chemisage en acier et en matériaux composites fonctionnent, mais doivent être adaptées. Le renforcement par chemisage en acier nécessite une chemise de forme elliptique ou encore octogonale. Le diamètre équivalent de la colonne ( $D_e$ ) ainsi que les différents paramètres géométriques de l'ellipse présentés à la Figure 2.21 peuvent être calculés avec les équations (2.21) à (2.26).

$$k = \left( \frac{A}{B} \right)^{2/3} \quad (2.21)$$

$$b = \sqrt{\left( \frac{A}{2k} \right)^2 + \left( \frac{B}{2} \right)^2} \quad (2.22)$$

$$a = kb \quad (2.23)$$

$$R_1 = \frac{b^2}{a} \quad (2.24)$$

$$R_3 = \frac{a^2}{b} \quad (2.25)$$

$$D_e = R_1 + R_3 \quad (2.26)$$

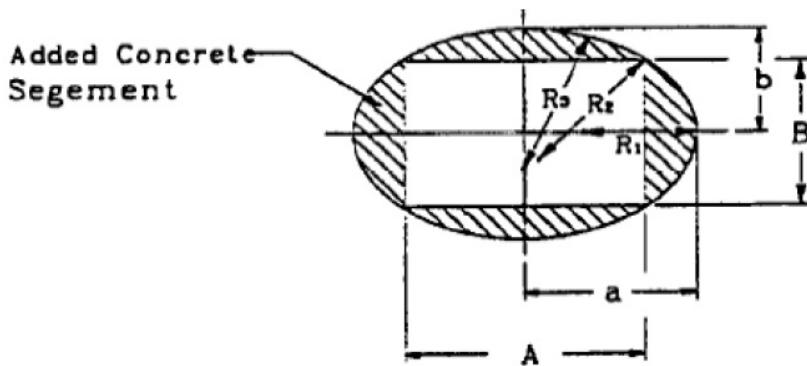


Figure 2.21 Dimensions d'une chemise elliptique (Priestley & Seible, 1995)

Une chemise en matériaux composites peut être installée directement sur une colonne faiblement rectangulaire ce qui nécessite l'arrondissement des coins.

Un renforcement par l'ajout d'une surépaisseur en béton peut aussi être appliqué sur une colonne faiblement rectangulaire tel que montré à la Figure 2.22. Cette technique requiert la démolition du béton de surface ainsi et peut nécessiter l'ancrage des nouvelles barres d'armature longitudinales dans la semelle existante. De plus, des tirants doivent être installés à travers la colonne existante.

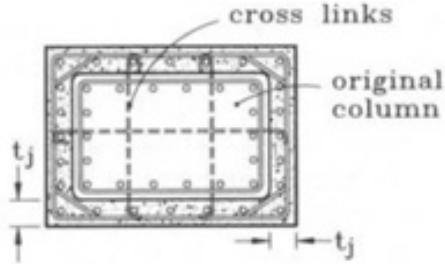


Figure 2.22 Chemise en béton (Priestley et al., 1996)

### Pile mur ( $b/h > 2$ )

Le renforcement d'une pile mur s'avère difficile puisqu'il est impossible de confiner adéquatement la longue face avec des méthodes conventionnelles par chemisage en acier ou en matériaux composites uniquement. Peu de recherche a été effectuée sur le renforcement de piles fortement rectangulaires présentant une déficience à la base due à un chevauchement inadéquat d'armatures. Tel que présenté au Tableau 2.8, la majorité des essais effectués sur le renforcement de colonnes a été menée sur des spécimens ayant un rapport  $b/h$  inférieur à 2.

L'application d'une chemise elliptique sur une certaine hauteur de la pile à partir de la semelle demeure une méthode de renforcement efficace telle que rapportée par Mitchell et al. (1994) pour les piles rectangulaires. Le dimensionnement de la chemise et la hauteur sélectionnée doivent être ajustés prendre en compte l'éventuelle migration de la rotule plastique vers le haut. Bien que cette méthode soit efficace, les dimensions de la surépaisseur elliptique peuvent atteindre de très grandes proportions sur une pile ayant un rapport  $b/h$  supérieur à 2. De plus, cette méthode s'avère inutilisable lorsque la pile à renforcer se situe près d'une route où l'espace est insuffisant.

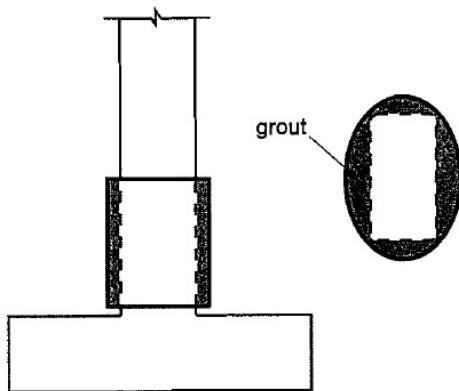


Figure 2.23 Chemisage elliptique partiel (Mitchell et al., 1994)

Une méthode n’impliquant pas de surépaisseur est proposée par la FHWA (2006) et consiste à placer une plaque d’acier autour de la pile sur la hauteur de la rotule plastique. Les plaques d’acier doivent être fortement ancrées à l’aide de boulons insérés à travers la pile. Les boulons doivent être suffisamment rapprochés les uns des autres et une attention particulière doit être portée afin de ne pas endommager l’armature longitudinale existante de la pile (Figure 2.24). Une méthode semblable est proposée par la Fédération internationale du béton (FIB, 2007), mais nécessite une surépaisseur de 250 mm de béton sur toute la hauteur de la pile dans laquelle de nouvelles barres longitudinales peuvent être ajoutées et ancrées à la semelle au besoin. De plus, la zone de rotule plastique est recouverte d’une chemise en acier et ancrée à l’aide de boulons insérés à travers la pile. L’efficacité de ces méthodes repose sur le confinement apporté par les tiges d’ancrage qui retiennent la chemise.

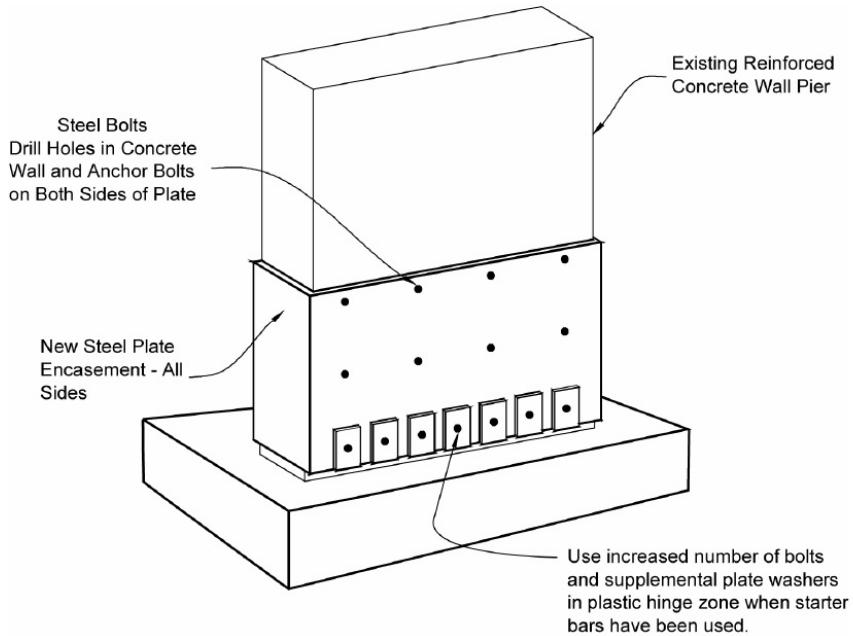


Figure 2.24 Méthode de renforcement d'une pile mur (FHWA, 2006)

### 2.3.2 Longueur de la rotule plastique d'une pile renforcée

Les méthodes de renforcement par chemisage en acier ou PRF appliqués aux colonnes modifient la hauteur de la rotule plastique utilisée dans le calcul des déformations inélastiques. Priestley et al. (1992) proposent l'équation suivante :

$$L_p = g + 2\chi d_b \quad (2.27)$$

où  $g$  désigne l'espace laissé libre entre le haut de la semelle et le début de la chemise,  $d_b$  est le diamètre des barres longitudinale et  $\chi = 6$  pour de l'acier de nuance 40 ksi (280 MPa) et 9 pour de l'acier de nuance 60 ksi (420 MPa).

Ces auteurs considèrent que, typiquement, l'impact d'une chemise entraîne une concentration des déformations plastiques sur une hauteur équivalente à l'espace laissé libre entre le haut de la semelle et le début de la chemise ( $g$ ) en plus des déformations s'étendant dans la semelle et aussi dans la colonne. Ainsi le facteur 2 apparaît dans l'équation (2.27) devant le deuxième terme comparativement à l'équation (2.13) utilisée dans le calcul de la hauteur de la rotule plastique d'une colonne non-renforcée (section 2.2.3). De plus, le premier terme de l'équation (2.13) ( $0.08L$ ) est

retiré, ce qui signifie que les auteurs considèrent que les déformations non linéaires dans la colonne sont négligeables lorsqu'il y a une chemise, du moins sur la hauteur de la chemise.

L'équation (2.27) a ensuite été adaptée par Priestley et al. (1996) et prend la forme suivante :

$$L_p = g + 0.044 f_y d_b \quad (2.28)$$

où  $f_y$  désigne la limite élastique des barres d'armature longitudinales (MPa) et  $d_b$  le diamètre de ces barres (mm). Il s'agit essentiellement d'une légère adaptation de l'équation (2.27) qui permet d'intégrer une valeur de  $f_y$  autre que 280 ou 420 MPa. Cette équation est basée sur les mêmes principes que l'équation (2.27) expliqués précédemment. On peut noter que le terme de droite de cette équation correspond à la valeur minimale de l'équation (2.14). Ainsi, pour le renforcement sismique, il est implicitement admis que l'armature se déformerà au-delà de la limite élastique dans la pile et la semelle, en plus de la longueur de l'espace libre ( $g$ ).

L'équation (2.29) est proposée par la FHWA (2006) pour calculer la longueur de la rotule plastique d'une colonne ayant été renforcée par chemisage. Il s'agit d'une équation équivalente à l'équation (2.28) à la différence que la déformation ( $\varepsilon_y$ ) à la plastification est considérée au lieu de  $f_y$ .

$$L_p = g + 8800 \varepsilon_y d_b \quad (2.29)$$

Dans la suite de ce texte, l'équation (2.28) sera utilisée car elle fait appel à des paramètres plus courants pour l'ingénieur.

### 2.3.3 Ductilités en courbure et en déplacement

Pour une pile renforcée à l'aide d'un gainage, Priestley et al. (1996) indiquent que la rotule plastique se situe davantage à la jonction pile-semelle. Ceci est dû au fait que la fissuration de la pile est grandement diminuée, voire éliminée pour un gainage sur toute la hauteur et, conséquemment, que les déformations additionnelles dues à l'effort tranchant sont réduites et que la présence d'un espace libre entre le gainage et la semelle concentre les déformations à cet endroit. Dans cette situation, le centre de la rotule plastique d'une pile renforcée peut être considéré comme situé à la base de la pile, de sorte que l'équation (2.18) présentée précédemment devient :

$$\mu_{\Delta} = \frac{M_u}{M_y} + 3(\mu_{\psi} - 1) \frac{L_p}{L} \quad (2.30)$$

Cette relation fait en sorte que, pour une même longueur de rotule plastique, la demande de ductilité en courbure est supérieure pour une section renforcée avec gainage que pour une section conçue selon les règles de conception parasismiques.

### **2.3.4 Méthode de réhabilitation proposée dans le cadre de ce projet**

Les recherches sur le renforcement de joints de chevauchement par gainage en BRF ont démontré un potentiel prometteur. Les recherches de Harajli et al. (2002) ont démontré que remplacer le béton autour des barres chevauchées par un BRF conduisait à une augmentation de la résistance au fendage, caractéristique du mode de rupture étudié, ainsi qu'une augmentation de la ductilité. La validité de cette technique de renforcement avec un béton renforcé de fibres (BRF) conventionnel a été confirmée par l'étude de Vachon (2004). Toutefois l'étude réalisée par Boucher-Proulx (2008) avec un chemisage en BFUP sur des piles de ponts à grande échelle a permis d'illustrer le fort potentiel de cette technique. Les propriétés mécaniques du BFUP telles que le comportement écrouissant en traction et la résistance en traction élevée expliquent en partie pourquoi ces types de béton augmentent la capacité d'un chevauchement d'armature par l'élimination des ruptures de fendage. Il s'agit d'une méthode relativement simple et qui s'apparente aux techniques de réparation utilisées couramment sur des ouvrages en béton armé au Québec. La technique de chemisage en BFUP consiste à remplacer le béton délamинé par un BFUP plutôt que par un autre béton ordinaire.

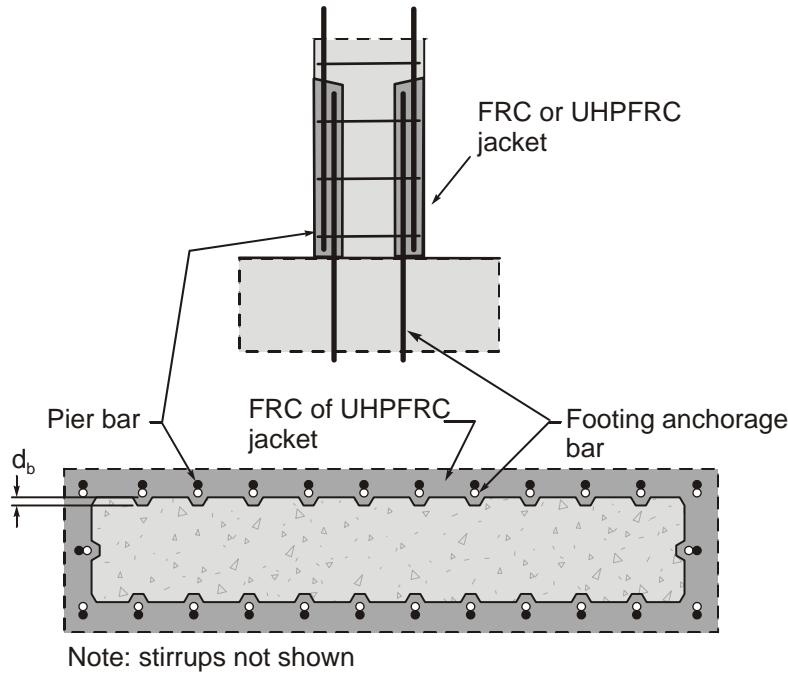


Figure 2.25 Techniques de renforcement sismique de pile rectangulaire utilisé par Boucher-Proulx (2008)

Dans le cadre des recherches menées par Boucher-Proulx (2008), deux piles de ponts à grande échelle ont été construites selon les normes de conception utilisées avant 1970. Une d'entre elles a été renforcée par une gaine en BFUP autour des barres chevauchées à la base. La réparation a été faite sur une hauteur de 750 mm, tel que montré à la Figure 2.25. Les piles ont été soumises à un chargement cyclique autour de l'axe faible. Les résultats présentés à la Figure 2.26 montrent une nette augmentation de la ductilité de la pile renforcée en comparaison avec la pile de référence, illustrant que cette technique offre donc une solution efficace aux ruptures par perte d'ancrage des barres chevauchées. Il convient de noter que la rupture n'a pu être atteinte vu la limite de course des vérins. Une modification du montage a permis de faire un chargement en poussée, une ductilité maximale de 7.0 a été atteinte avant que les armatures commencent à se rompre en traction directe à de très grandes déformations. Ce mode de rupture est typique avec ce type de renforcement, la pleine capacité des armatures pouvant être exploitées.

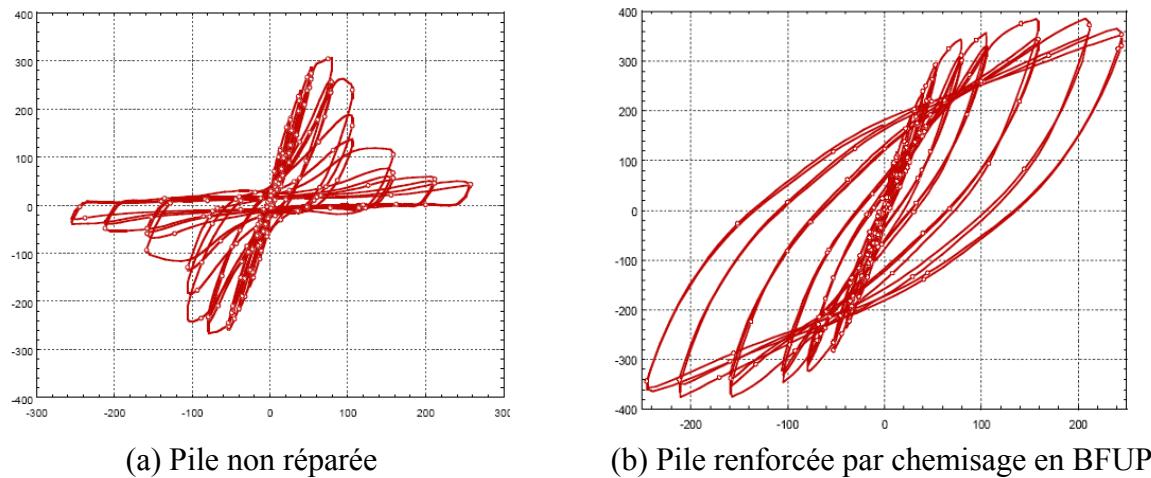


Figure 2.26 Courbes charge-déplacement, essais Boucher-Proulx (2008)

## 2.4 Bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP)

### 2.4.1 Définition

Les bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP) possèdent normalement une résistance en compression supérieure à 150 MPa provenant des caractéristiques de la matrice cimentaire. De nature fragile lorsque non fibré, l'ajout de fibres métalliques confère au mélange un comportement ductile permettant de réduire ou d'éliminer l'armature passive (AFGC, 2002).

Le BFUP fait partie de la grande famille des bétons renforcés de fibres (BRF). Le BFUP est en quelque sorte le dernier de sa génération et, de ce fait, le plus performant. Les gammes de bétons, du béton ordinaire jusqu'au BFUP sont énumérées ci-dessous (Charron, 2008) :

- BO 20-50 MPa : béton ordinaire,  $f'_c = 20$  à 50 MPa;
  - BHP et BFHP 50-100 MPa : béton à haute performance et béton fibré à haute performance,  $f'_c = 50$  à 100 MPa;
  - BTHP et BFTHP 100-150 MPa : béton à très haute performance et béton fibré à très haute performance,  $f'_c = 100$  à 150 MPa;
  - BFUP 150-400 MPa : béton fibré à ultra-haute performance,  $f'_c = 150$  à 400 MPa.

Des travaux réalisés à l'EPM sur les BRF ont permis d'identifier les éléments relatifs à la formulation et aux propriétés mécaniques des BFUP présentés ci-dessous (Boucher-Proulx, 2008; Braike et al.,

2009; Vachon, 2004). Ces travaux s'inscrivent dans un effort mondial de développement de divers types de BFUP (Dénarié, 2004; Parant, Rossi, & Le Maou, 2007; Rossi, 2001).

## 2.4.2 Formulation

L'élaboration d'un nouveau béton plus performant s'effectue par le perfectionnement et l'optimisation de la rhéologie du meilleur béton connu. Le BFUP est le résultat de l'amélioration successive des différentes catégories de bétons énumérés précédemment. Quatre principes généraux résument l'évolution rhéologique de la formulation des BFUP (Bache, 1989; de Larrard & Sedran, 1994) :

- choix des constituants de la matrice cimentaire;
- amélioration de l'homogénéité, réduction de la taille des granulats, augmentation de la quantité de pâte liante;
- optimisation de la compacité, optimisation de la distribution granulométrique;
- ajouts de fibres.

La sélection des constituants et la quantité nécessaire à la formulation des BFUP sont basées uniquement sur les aspects de performance. Le ciment est la composante principale du mélange et doit être supérieure à  $700 \text{ kg/m}^3$ . Cette teneur est deux fois plus importante qu'un béton ordinaire. Le ciment doit avoir une faible teneur en alcalis et une finesse variant de faible à moyenne. La teneur en  $\text{C}_3\text{A}$  doit être faible afin de limiter la demande en eau et de diminuer la chaleur d'hydratation (Habel, 2004). La fumée de silice utilisée dans un mélange de BFUP doit avoir un diamètre moyen d'environ  $0.2 \mu\text{m}$  ce qui est cent fois plus petit que celui du ciment type GU. Ce faible diamètre permet à la fumée de silice de bien combler les vides et, comme le ciment, de s'hydrater dans les vides microscopiques. Afin d'avoir un béton le plus dense possible, un dosage en fumée de silice équivalent à 30 % du dosage en ciment est recommandé. Les BFUP ne contiennent pas de gros granulats. Ils sont remplacés par des grains de sable, généralement du sable de quartz reconnu pour sa très grande dureté. Le diamètre moyen du sable est généralement inférieur à 1 mm mais peut atteindre 5 mm pour certains BFUP. Les adjuvants chimiques sont essentiels dans la fabrication des BFUP. Les superplastifiants sont utilisés afin d'augmenter la fluidité du mélange ce qui est nécessaire dans un béton dont le rapport eau liant est très faible (Braike, 2007).

Une meilleure homogénéité est obtenue principalement en améliorant les propriétés mécaniques de la pâte et en augmentant sa quantité. Le ciment, la fumée de silice et le superplastifiant forment la pâte liante des BFUP. L'interaction de ces trois composants influence grandement les propriétés mécaniques de la pâte. Le superplastifiant joue un rôle primordial en permettant la défloction des grains de ciment qui se rapprochent les uns des autres pendant que les grains de fumée de silice, beaucoup plus fins que le ciment, viennent se placer et s'hydrater dans les vides. Ce phénomène augmente de beaucoup la résistance en compression et la fluidité du béton. La Figure 2.27 permet de voir le rôle du superplastifiant mélange avec du ciment (b) et avec du ciment et de la fumée de silice (c). La matrice est ainsi plus compacte et homogène qu'un béton sans superplastifiant (a). La quantité de granulats que l'on retrouve dans un BFUP est inférieure à celle des bétons conventionnels. Contrairement à ces bétons, les granulats ne forment pas un squelette jointif dans un BFUP ce qui évite la formation de fissures de retrait puisque celui-ci n'est pas entravé. Une optimisation de la distribution granulométrique est nécessaire et, pour y parvenir, 30 % de fumée de silice est nécessaire pour 70 % de ciment. La réduction du rapport eau/liant apporte une très grande résistance au BFUP. Ce rapport doit cependant être assez élevé afin d'éviter une augmentation de la porosité au lieu de la résistance. Selon Richard et Cheyrezy (1995), un rapport de 0.13 semble créer une compacité maximale. Même si ce faible rapport implique qu'un important pourcentage du ciment ne soit pas hydraté, la dureté de ces grains est très considérable et ajoute à la résistance du béton.

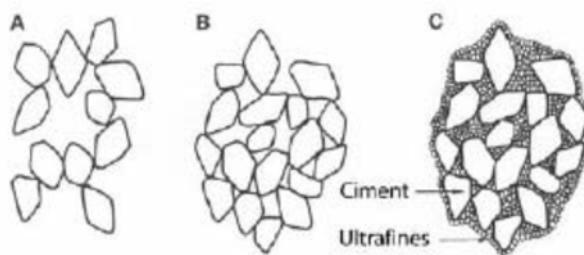


Figure 2.27 Effet du superplastifiant sur l'interaction des composants de la pâte (Roy, 1987)

Pour optimiser la compacité d'un mélange, il est nécessaire d'améliorer globalement la granulométrie. Les matériaux et le superplastifiant doivent interagir de façon à obtenir une dispersion optimale des particules fines. De plus, le diamètre maximal des granulats est diminué.

Cependant, une taille minimum pour les plus petits granulats doit être déterminée afin de ne pas perturber l'arrangement granulaire du ciment et de la fumée de silice. L'optimisation granulométrique permet d'augmenter la résistance en compression, car l'utilisation de petits granulats permet d'obtenir un film de pâte d'épaisseur réduite. Ils sont ainsi plus nombreux et le film de pâte entre les grains est donc plus petit lui aussi.

La présence de fibres augmente grandement la résistance en traction, mais aussi la résistance en compression du béton puisque l'apparition de fissures de fendage est retardée. Les fibres utilisées dans les BFUP sont normalement très courtes, entre 10 à 12 mm de longueur pour les formulations monofibres. Certains mélanges multifibres utilisent des fibres de longueur variant entre 0.2 et 20 mm (Parant et al., 2006). La proportion de fibres globales dans le mélange est généralement supérieure à 2 % et la limite est fixée par le comportement rhéologique et la compacité du matériau. La forte densité de la matrice permet l'utilisation de fibres droites puisque l'adhérence est suffisante. Étant donné la petite taille des fibres, leur présence ralentit l'apparition de microfissure et est essentielle pour conférer au béton une certaine ductilité. En effet, la grande résistance en compression d'un tel béton le rend très fragile à la rupture sans la présence de fibres. Les BFUP développés à l'École Polytechnique de Montréal contiennent entre 3 et 5 % de fibres (Braike, 2007), les mélanges de 3% et 4% étant les plus utilisés pour des applications structurales. Plusieurs recherches ont été menées à l'EPM impliquant l'utilisation de BFUP. Le Tableau 2.9 présente quelques unes de ces recherches menées récemment.

Tableau 2.9 : Recherches menées à l'EPM impliquant l'utilisation de BFUP

Références	Sujet d'étude / Application
Lagier, 2014	Étude de la résistance de joint de chevauchement à l'échelle locale ancrée dans un BFUP soumis à un chargement en traction directe.
Namy, 2012	Étude du comportement structural de parapets coulée sur place et préfabriqués en BFUP.
Desmettre, 2011	Étude de la perméabilité du BFUP sous sollicitation statique.
Duchesneau, 2010	Conception de parapets préfabriqués en BFUP.
Bastien Masse, 2010	Étude du comportement déformationnel de réparation de dalles en BFUP.
Lessard, 2009	Conception de pré-dalles en BFUP.

### 2.4.3 Propriétés mécaniques

La résistance en compression des BFUP est normalement supérieure à 150 MPa à 28 jours sans l'utilisation de cure thermique. La mise au point d'un mélange de BFUP avec des matériaux locaux a été réalisé à l'EPM par Braike (2007) a permis d'atteindre une résistance en compression entre 115 et 130 MPa à 28 jours. En compression uniaxiale, on distingue six phases dans le processus de fissuration du BFUP. Ces phases sont énumérées ci-dessous et sont présentées à la Figure 2.28, (Charron, 2008). Contrairement aux bétons ordinaires sans fibres, la résistance post-pic en compression du BFUP décroît de façon graduelle, tel que l'indiquent les étapes suivantes :

1. comportement élastique de 0 à 40 % de  $f'_c$ ;
2. développement de microfissures parallèles à la charge de 40 à 70 % de  $f'_c$ ;
3. développement de microfissures obliques à la charge de 79 à 90 % de  $f'_c$ ;
4. localisation d'une macrofissure oblique à la charge de 90 à 100 % de  $f'_c$ ;
5. phase post-pic avec l'ouverture de la macrofissure;
6. rupture complète par éclatement latéral.

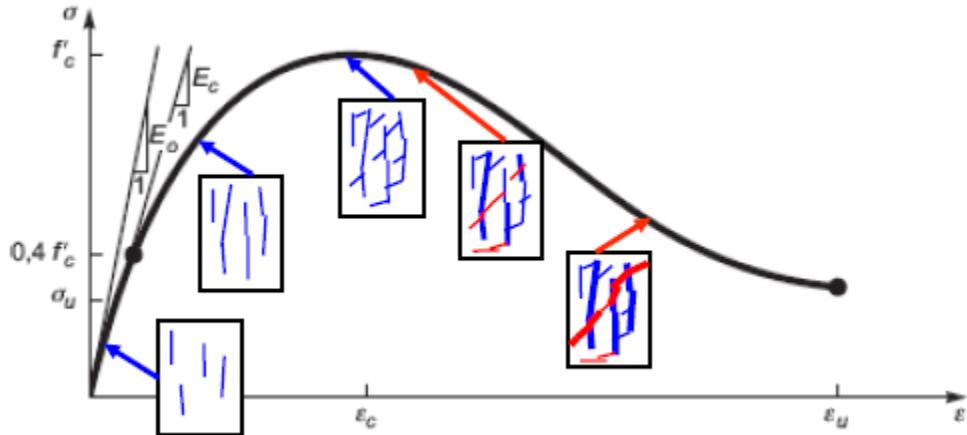


Figure 2.28 Comportement du BFUP en compression uniaxiale

L'élément principal qui distingue toutefois les BFUP des autres bétons est leur comportement en traction. Les BFUP offrent une résistance en traction généralement supérieure à 10 MPa ce qui permet de ralentir considérablement la propagation et l'ouverture des microfissures, augmentant ainsi l'étanchéité du béton. De plus, la phase d'écrouissage en traction, semblable à celle des matériaux métalliques, confère une ductilité dont il est possible de tirer profit en conception des ouvrages, dont en particulier au niveau parasismique. Le BFUP représente ainsi un grand potentiel

pour la conception et la réhabilitation sismique. La courbe du comportement en traction se décompose en 3 phases énumérées ci-dessous et présentées à la Figure 2.29. Pour les BRF conventionnels, la phase intermédiaire est absente de sorte que la phase adoucissante débute dès l'atteinte de la résistance en traction de la matrice.

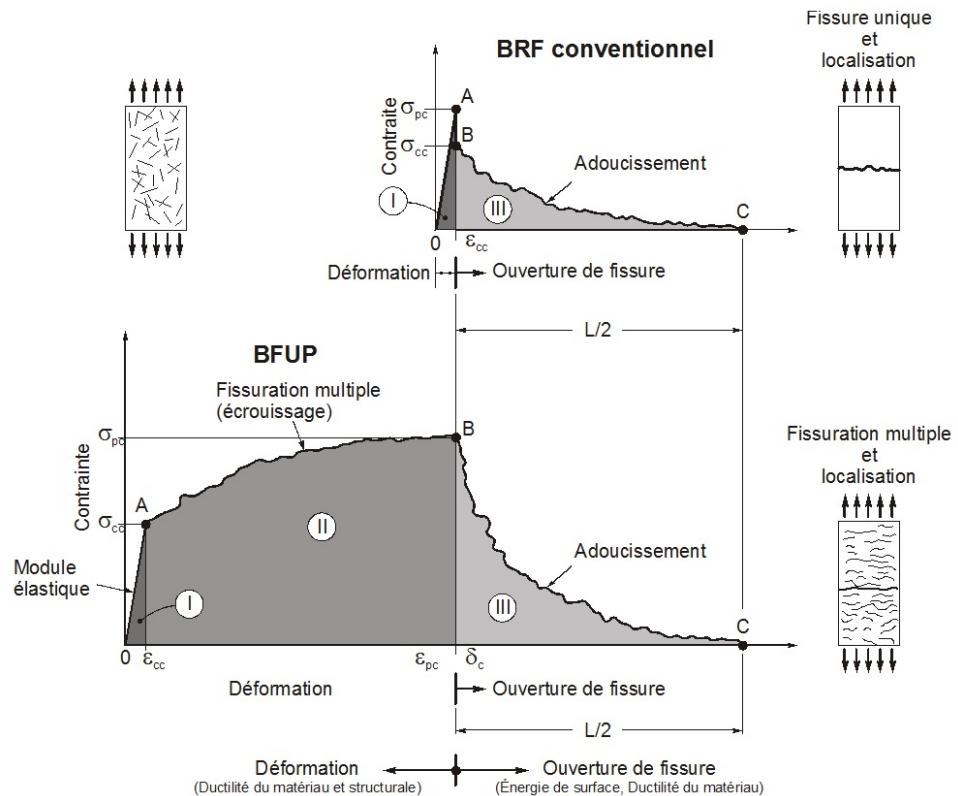


Figure 2.29 Comportement en traction du BFUP (adapté de Naaman, 2003)

- Domaine I : Cette phase est élastique jusqu'au point A. Ce point correspond à l'apparition de la première fissure et, sans fibres, serait caractérisée par une rupture fragile. Le comportement du BFUP dans ce domaine correspond à celui de la matrice.
- Domaine II : Cette zone se caractérise par l'apparition de microfissures et parfois de macrofissures. Ce domaine présente un comportement écrouissant entre le point A et B, la résistance étant plus élevée au point B qu'au point A.
- Domaine III : le point B correspond à l'apparition d'une macrofissure principale qui s'ouvre graduellement qui est associée à la localisation de la rupture. Ce domaine correspond à l'ouverture de cette macrofissure jusqu'à la rupture complète de cette fissure.

Des courbes typiques de comportement du BFUP en traction directe provenant de recherche menées à l'EPM sont présentées ci-dessous. La Figure 2.30 provient des travaux menés par Lagier

(2014) et présente le comportement général en traction de BFUP ayant 1, 2, 3 et 4 % de fibres métallique de 10 mm de longueur. La Figure 2.31 présente les propriétés en traction d'un BFUP introduite dans un modèle numérique (Duschesneau, 2011). Pour ce faire, le comportement du BFUP a été divisé en deux phases: pré-pic et post-pic. La phase pré-pic s'étend jusqu'à l'apparition d'une macrofissure et le comportement est exprimé sous forme de contrainte - déformation. La phase post-pic est ensuite exprimée sous la forme contrainte - ouverture de fissure.

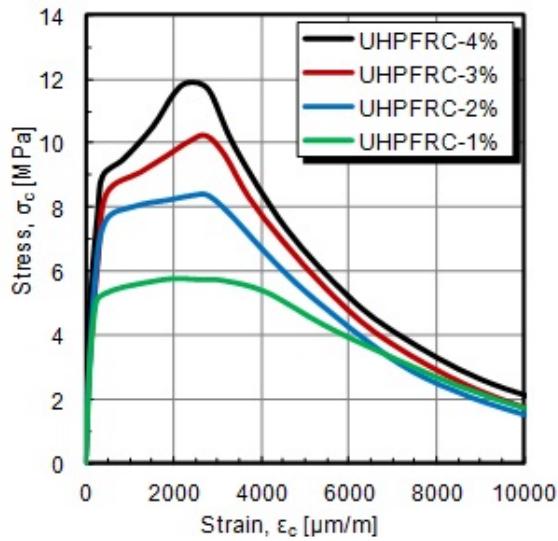


Figure 2.30 Comportement en traction de BFUP (Lagier, 2014)

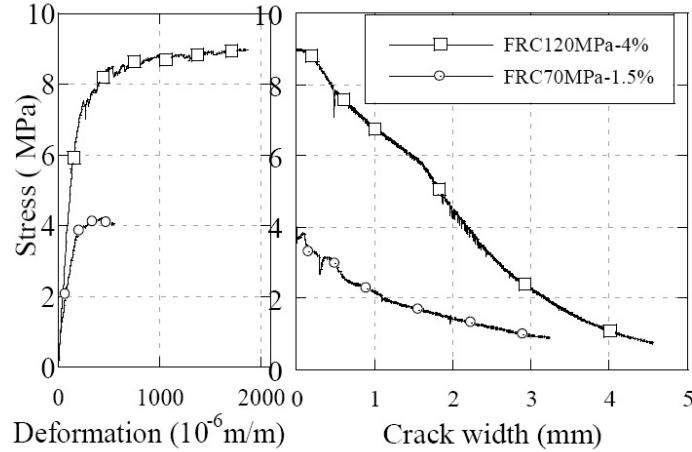


Figure 2.31 Modélisation du comportement en traction d'un BFUP (Duscheneau, 2011)

### Orientation des fibres et propriétés mécaniques

L'orientation des fibres a une influence significative sur le comportement en traction du BFUP. La courbe présentée à la Figure 2.29 montre un comportement en traction du BFUP idéalisé impliquant une orientation parfaite des fibres parallèlement à l'effort de traction. Une telle orientation parfaite des fibres peut s'avérer difficile lors de la mise en place du BFUP sur un élément structural. Le comportement montré à la Figure 2.29 doit donc être considéré comme optimiste. Les travaux de recherche menés par Delsol (2012) ont montré que l'angle d'inclinaison des fibres dans la matrice cimentaire jouait un rôle significatif sur le comportement écrouissant du matériau ainsi que sur la résistance ultime. Dans les cas les plus défavorables, une réduction de 95% de la phase écrouissante a été observée en plus d'une diminution de 60% de la résistance ultime. La diminution des performances en traction du BFUP en fonction de l'orientation des fibres est illustrée à la Figure 2.32.

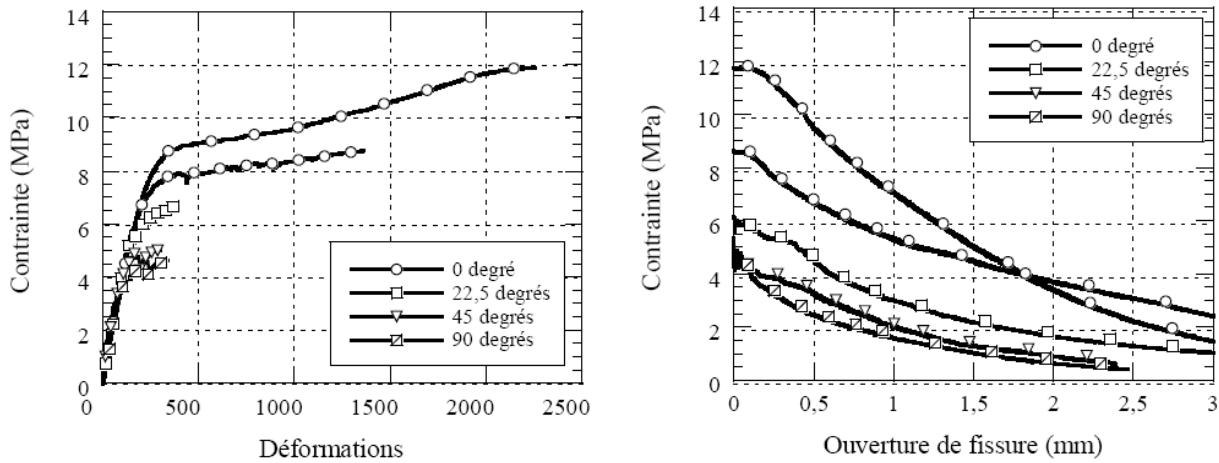


Figure 2.32 Comportement du BFUP en traction directe pour différentes orientations de fibres  
(Delsol, 2012)

## 2.5 Comportement des barres ancrées dans le béton

Les piles de ponts construites selon la norme CSA-S6-06, présenté à la section 2.1.4, sont dimensionnées afin de répondre à certaines exigences de résistance et de ductilité. Depuis la norme CSA-S6-00, les joints de chevauchement doivent se situer à l'extérieur des zones de rotule plastique, idéalement dans la moitié centrale du poteau, loin de la zone de rotule plastique généralement située à la base d'une pile de pont. Toutefois, avant l'entrée en vigueur de la norme CSA-S6-00, les joints de chevauchement étaient permis à la base des piles dans la zone de rotule plastique tel que montré à la Figure 1.1. La performance sismique de piles conçues avec des armatures chevauchées dans les zones potentielles de rotule plastique pourrait être grandement affectée par la perte d'efficacité du transfert des efforts entre les barres longitudinales de la colonne et les attentes de la semelle, même pour les éléments contenant des armatures de confinement. En effet, le transfert d'efforts entre les armatures chevauchées implique une liaison entre l'acier et le béton qui se détériorera malgré le confinement amené par les étriers. Le transfert des efforts entre les armatures chevauchées dans le BFUP et les avantages conférés par l'utilisation de ce matériau s'illustrent mieux à travers la compréhension des mécanismes d'adhérence entre l'acier et le béton normal d'abord.

### 2.5.1 Mécanismes d'adhérence et modes de rupture

L'adhérence entre l'acier et le béton désigne l'interaction entre une barre d'armature et le béton environnant qui permet le transfert des efforts de la barre d'armature vers le béton. Lorsqu'une barre ancrée dans le béton est soumise à une force de traction, une certaine longueur d'ancrage ( $L_a$ ) est nécessaire afin que l'acier puisse atteindre la plastification ( $f_y$ ). Cette longueur est définie par les codes comme la longueur de développement ( $L_d$ ). La Figure 2.33 permet d'illustrer ce principe d'une façon simple. La contrainte moyenne d'adhérence ( $u$ ) (« bond stress » en anglais) développée sur la longueur d'ancrage permet de quantifier la qualité de l'ancrage.

Théoriquement, l'adhérence acier-béton est fournie par trois mécanismes : l'adhésion chimique qui provient de l'hydratation du béton autour des barres, le frottement entre deux surfaces rugueuses et la résistance mécanique fournie par les crénélures qui butent sur le béton (Lutz & Gergely, 1967). Pour des barres crénelées, la contribution provenant de l'adhésion chimique et du frottement est négligeable comparativement à celle des crénélures. Dans ce texte, l'adhérence acier-béton réfère uniquement à ce dernier mécanisme, c'est-à-dire aux forces d'adhérence développées entre les crénélures et le béton.

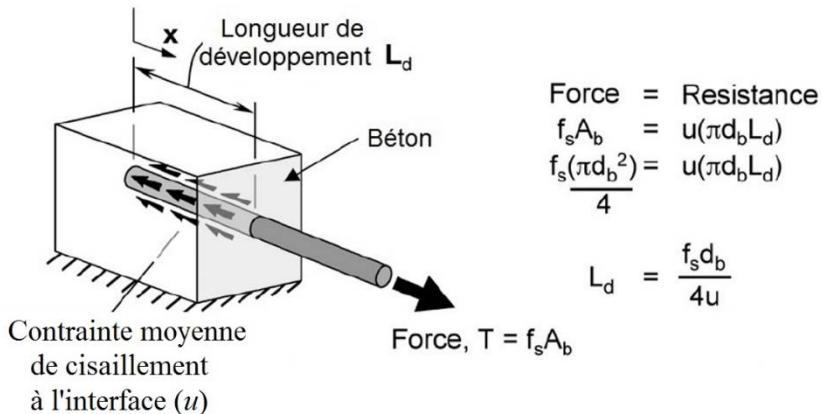


Figure 2.33 Concept simplifié de la liaison acier – béton (adapté de Thompson et al., 2002)

### Mécanismes de ruptures

Lorsqu'une barre d'armature est soumise à un effort, une contrainte moyenne de cisaillement longitudinale ( $u$ ) se développe par l'interaction entre les crénélures transversales et le béton. À mesure que la force augmente dans la barre, des fissures transversales apparaissent à l'extrémité

des crénelures et certaines se propagent dans le béton et atteignent la surface (Figure 2.34a) (Goto & Otsuka, 1979). La contrainte ( $u$ ) produite par l'appui des crénelures sur le béton n'est pas uniforme (Figure 2.34b). La Figure 2.34 montre la variation des différentes contraintes le long d'une barre en traction ancrée dans un bloc de béton. La contrainte ( $u$ ) est maximale près des fissures primaires (Figure 2.34b) où le gradient de contrainte est maximal. La contrainte de traction dans la barre n'est pas uniforme et la valeur maximale se produit au droit des fissures primaires où la plastification se produira éventuellement (Figure 2.34c).

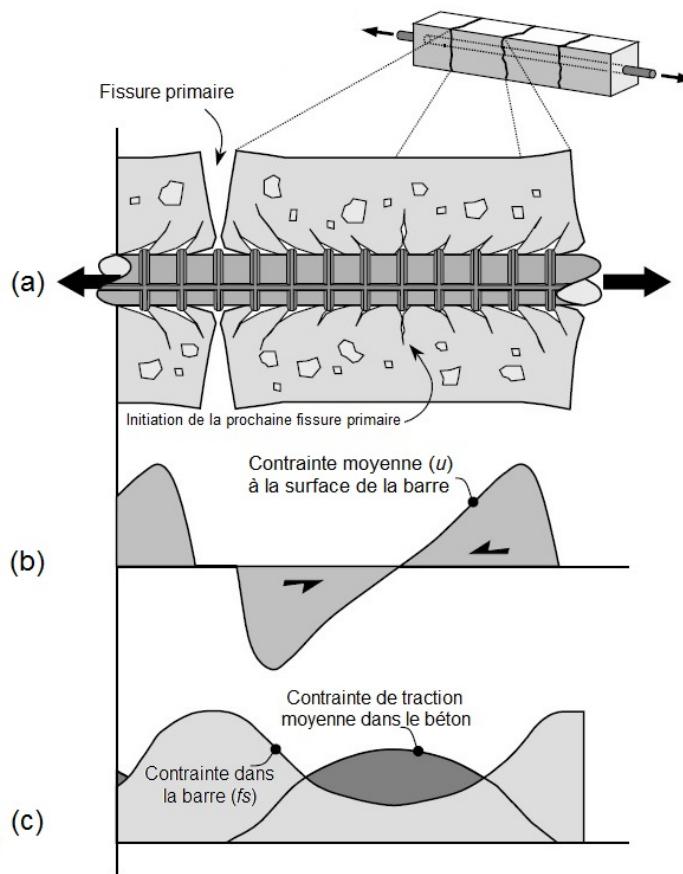


Figure 2.34 Fissuration transversale et variation des efforts internes (adapté de Thompson et al., 2002)

L'interaction entre les crénelures et le béton provoque un champ de contraintes incliné d'un angle  $\theta$ , aussi dénoté  $\beta$  dans la littérature, à partir de la face avant des crénelures (Figure 2.35a) (Goto, 1971). Ce champ de contraintes de compression inclinées, aussi nommé bielle, peut être divisé en

deux composantes, parallèle et perpendiculaire à l'armature (Figure 2.35b). La composante parallèle ( $u$ ) assure la liaison entre l'acier et le béton et est équilibrée par la contrainte tangentielle dans le béton ( $\sigma_t$ ), où ( $u = \sigma_t$ ). La composante perpendiculaire ou contrainte radiale, induit des efforts de traction dans le béton qui conduisent à la formation d'une fissure de fendage vers l'extérieur de la surface de la barre. En effet, cette composante radiale, nommée aussi pression radiale, doit être équilibrée par un anneau de tension radiale au sein du béton environnant (section A-A Figure 2.35c). Lorsque la contrainte radiale dépasse la résistance du béton, une fissure de fendage longitudinale apparaît à la surface de la barre.

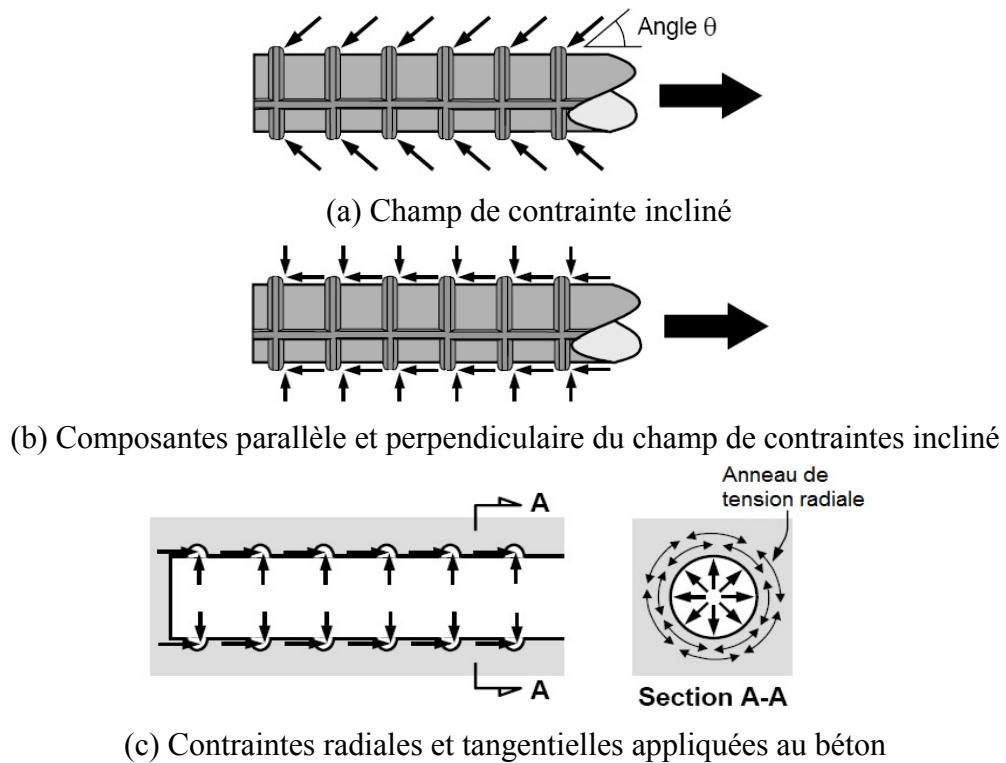


Figure 2.35 Mécanisme de butée des crénelures (adapté de Thompson et al., 2002)

La rupture peut se produire de différente façon. La contrainte tangentielle au sein du béton peut excéder la résistance en cisaillement du béton. La rupture se produit alors en cisaillement ou par écrasement du béton situé entre les crénelures. Il s'agit d'une rupture d'arrachement (« pull-out failure » en anglais), illustrée à la Figure 2.36a. L'autre mode de rupture se produit lorsque les efforts de traction au sein de l'anneau de tension radiale dépassent la résistance en traction du béton. Des fissures de fendage se créent alors puis se propagent rapidement de la barre jusqu'à la surface

du béton si aucune entrave n'empêche leur progression. Lorsque la fissure atteint la surface, cela entraîne le déchaussement de la barre et ainsi la perte d'adhérence entre l'acier et le béton. La rupture par fendage du béton (« splitting failure » en anglais) est présentée à la Figure 2.36b. L'application d'une pression de confinement retardé, voire élimine, ce mode de rupture. L'évolution de la contrainte radiale qui mène à la rupture par fendage est présentée plus en détail dans ce qui suit puisque l'objectif de ce projet vise l'élimination de ce mode de rupture.

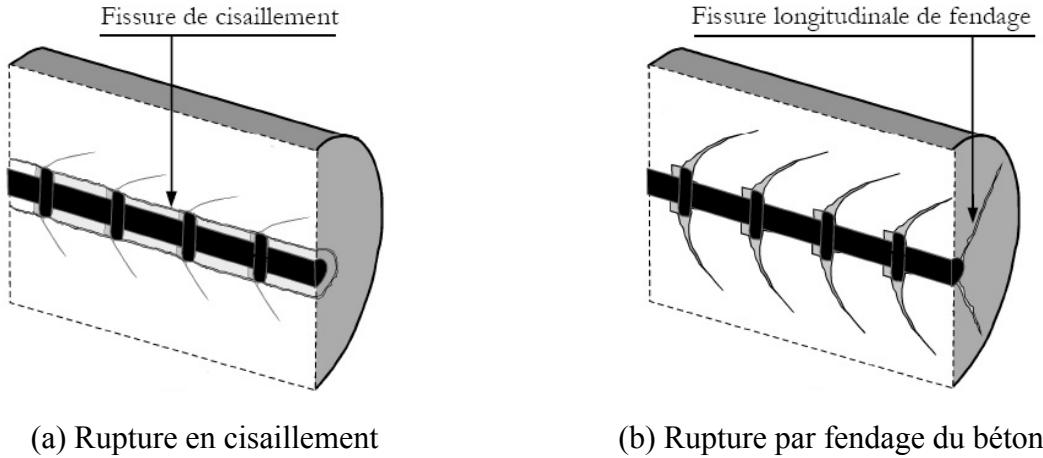


Figure 2.36 Modes de rupture (Lettow, 2006)

Lorsque l'effort dans la barre augmente, une couche de pâte de ciment vient s'écraser en tête de crénelure, ce qui modifie l'angle d'interaction des bielles comprimées, représenté par ( $\sigma_{Normale}$ ) selon la Figure 2.37a, ainsi que la surface de contact du transfert d'effort tel que montré à la Figure 2.37b. Ce phénomène est progressif, ainsi l'angle d'interaction ( $\theta_i$ ), aussi nommé angle  $\beta$  dans la littérature, a tendance à évoluer de l'état initial à l'état final à mesure que la force augmente dans la barre (Figure 2.37). Cette modification de l'angle d'interaction provoque une augmentation significative de la contrainte radiale ( $\sigma_{radiale}$ ) ce qui accélère l'apparition de fissures de fendage. Certains chercheurs ont tenté de réduire la contrainte radiale en diminuant l'angle des crénelures. Les résultats ont démontré que la couche de pâte de ciment écrasé prend une forme similaire à celle montrée à la Figure 2.37b, indépendamment de l'angle des crénelures. Des essais expérimentaux menés sur des barres possédant une seul crénelure ont démontré que l'angle effectif ( $\theta_c^*$ ) provoqué par l'apparition d'une couche de pâte de ciment écrasé, se situe entre 30 et 45 degrés à la rupture (Lutz, 1966). Ce dernier affirme également qu'un angle de crénelure ( $\theta_c$ ) inférieur à 30 degré

diminuait la performance de la liaison. Toutefois, il est possible d'améliorer le niveau d'adhérence en augmentant la surface relative des crénelures et en manipulant deux paramètres géométriques : la hauteur des crénelures ( $h_c$ ) ainsi que l'espacement des crénelures (Clark, 1949). Cependant, les caractéristiques géométriques des barres d'armature dépassent l'objectif de cette recherche et sont présentées de façon plus détaillée dans les travaux de Lagier (2014).

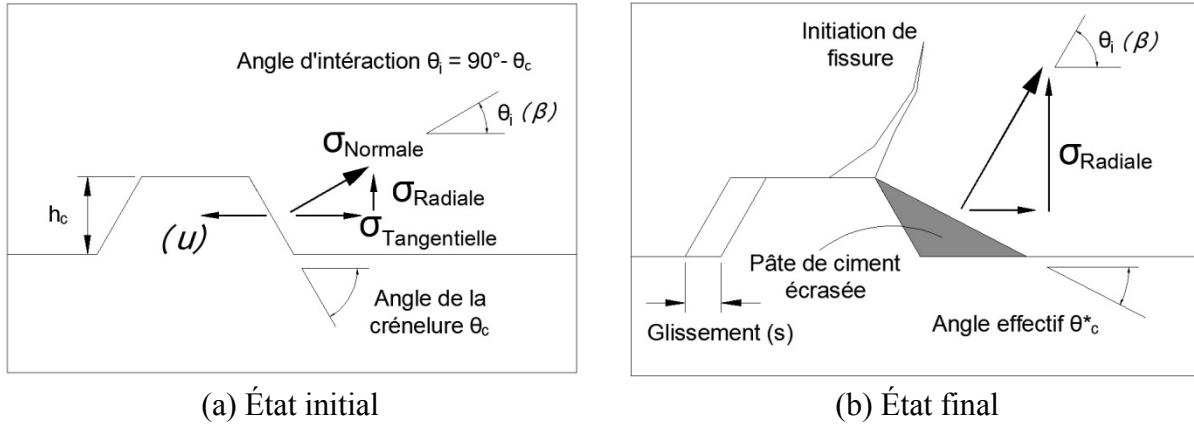


Figure 2.37 Butée mécanique des crénelures sur le béton

Les fissures de fendage peuvent se propager de différentes façons telles que montrées à la Figure 2.38. Ces schémas de fissuration sont valables pour un spécimen non confiné et l'orientation de la fissure ou des fissures de fendage dépendent principalement de l'épaisseur d'enrobage et de l'espacement entre les barres.

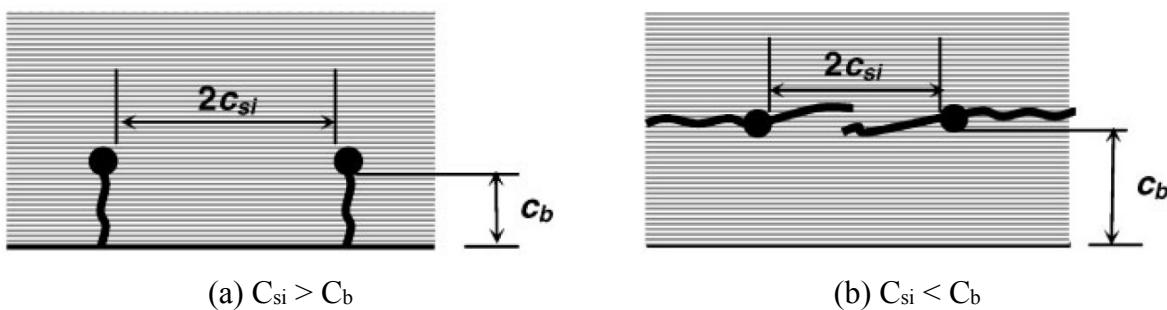


Figure 2.38 Orientation des fissures de fendage (Darwin, 2005)

### Contrainte tangentielle - glissement

Le transfert des efforts entre une barre d'armature et le béton est également décrit dans la littérature à partir de la relation contrainte tangentielle / glissement ( $u-\delta$ ), (« average bond stress / slip » en anglais) tel qu'illustrée à la Figure 2.39. Ces données sont généralement obtenues d'essais d'arrachement impliquant des longueurs d'ancrage courtes inférieures à  $5 db$  (FIB 2000). La mesure du glissement relatif,  $\delta$  (Figure 2.39a) représente le déplacement de la barre par rapport au béton non perturbé, aussi présenté à la Figure 2.37b. La relation ( $u-\delta$ ) représente de manière simplifiée le comportement de la liaison acier-béton puisqu'une longueur d'ancrage inférieure à  $5 db$ , permet de considérer la contrainte d'adhérence et le glissement relatif uniforme sur  $L_a$  (Radaelli, 2009). Le comportement d'une barre ancrée dans le béton sur de courtes longueurs est décrit plus en détail dans les travaux de Lagier (2014). La relation ( $u-\delta$ ) sera peu exploitée dans le présent projet de recherche puisque les longueurs de chevauchement étudié sont supérieures à  $5 db$ .

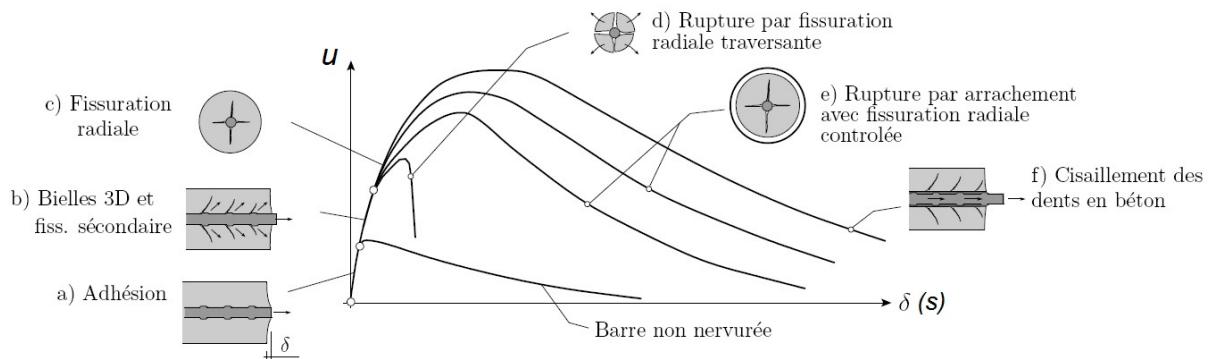


Figure 2.39 Représentation schématique contrainte tangentielle / glissement d'un essai d'arrachement (Radaelli, 2009)

## 2.5.2 Joints de chevauchement

Un joint de chevauchement désigne deux barres d'armatures adjacentes sur une certaine longueur appelée longueur de chevauchement. Une longueur de chevauchement adéquate assure le transfert de l'effort de traction entre les barres d'armatures adjacentes jusqu'à la plastification de celles-ci, avant la rupture provoquée par la perte d'adhérence entre l'acier et le béton. Le transfert des efforts entre les barres s'effectue à travers le béton tel que montré à la Figure 2.40. L'interaction des anneaux de tension radiale prend une forme ovale telle que montré à la Figure 2.41. Autrement, les

mécanismes d'adhérence et l'initiation de la fissuration et la rupture par fendage dans les joints de chevauchement sont similaires à ceux d'une barre seule ancrée.

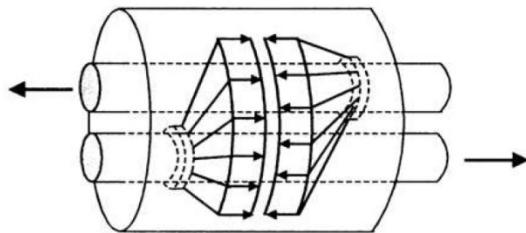


Figure 2.40 Mécanisme de transfert d'efforts dans un joint de chevauchement (Spieth, 2002)

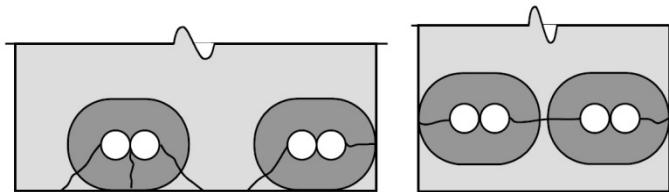


Figure 2.41 Anneaux de tensions radiales ovales (Thompson et al., 2002)

Les modes de rupture d'un joint de chevauchement sont identiques à ceux d'une seule barre ancrée dans le béton, par arrachement et par fendage du béton. Cependant, le mode de rupture prédominant est celui par fendage du béton et est caractérisé par l'apparition de fissures longitudinales (Figure 2.42). Ces fissures se produisent lorsque les contraintes de traction dans le béton générées par l'action des crénelures, atteignent la résistance en traction du béton. Les contraintes étant plus élevées près des barres, les fissures s'initient à cet endroit et se propagent jusqu'à la surface la plus proche, ce qui provoque l'apparition d'une fissure longitudinale. Cette fissure, ou ces fissures parallèles au chevauchement, sont à l'origine du glissement relatif des barres chevauchées. Pour une longueur de chevauchement insuffisante, il y a alors rupture de l'élément avant la plastification de ces aciers d'armature. L'orientation et le schéma de fissuration dépendent ainsi fortement du confinement présent et de la géométrie de l'élément. En effet, le confinement externe ou la présence d'étriers, retarde ce mode de rupture.

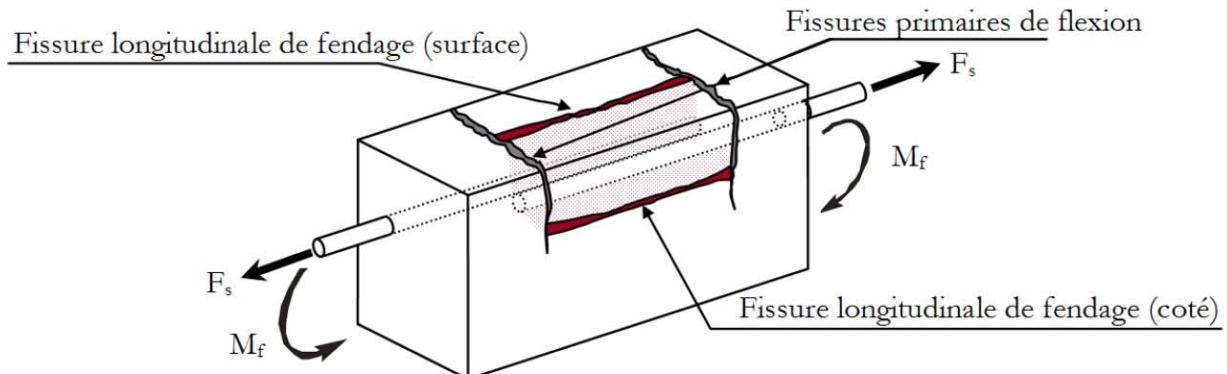


Figure 2.42 Fissures primaires de flexion et fissures longitudinales de fendage en zone de chevauchement (Lagier, 2010)

Plusieurs programmes expérimentaux sur le comportement des chevauchements d’armature menés sur des poutres ont conduit à des observations similaires (Wang, 2009; Turk, Karatas & Ulucan, 2010). Il a été observé par exemple que la géométrie d’un élément tel qu’une poutre offre un espace restreint, généralement limité à l’espacement minimum requis pour le positionnement de barres continues de sorte que les chevauchements d’armature, souvent inévitables, se retrouvent très près les uns des autres. Ainsi, l’espacement insuffisant entre les couples de barres chevauchées, combiné à une épaisseur de béton d’enrobage minimale, favorise l’apparition de fissures de fendage. Différents schémas de fissuration de fendage suivant la configuration des barres chevauchées sont présentés à la Figure 2.43 (Eligehausen, 1979). Ces patrons de fissurations ont été observés par d’autres recherches sur les joints de chevauchement (Tepfers, 1973; Ferguson & Briceno, 1968; Ferguson & Krishnaswamy, 1971). En fonction des épaisseurs d’enrobage verticale et horizontale, ainsi que de l’espacement entre les couples de barres chevauchées, un schéma de fissuration sera privilégié soit dans le plan latéral passant par l’axe des barres (Figure 2.43a), un schéma de fissure en V (Figure 2.43b), ou un schéma intermédiaire (Figure 2.43c).

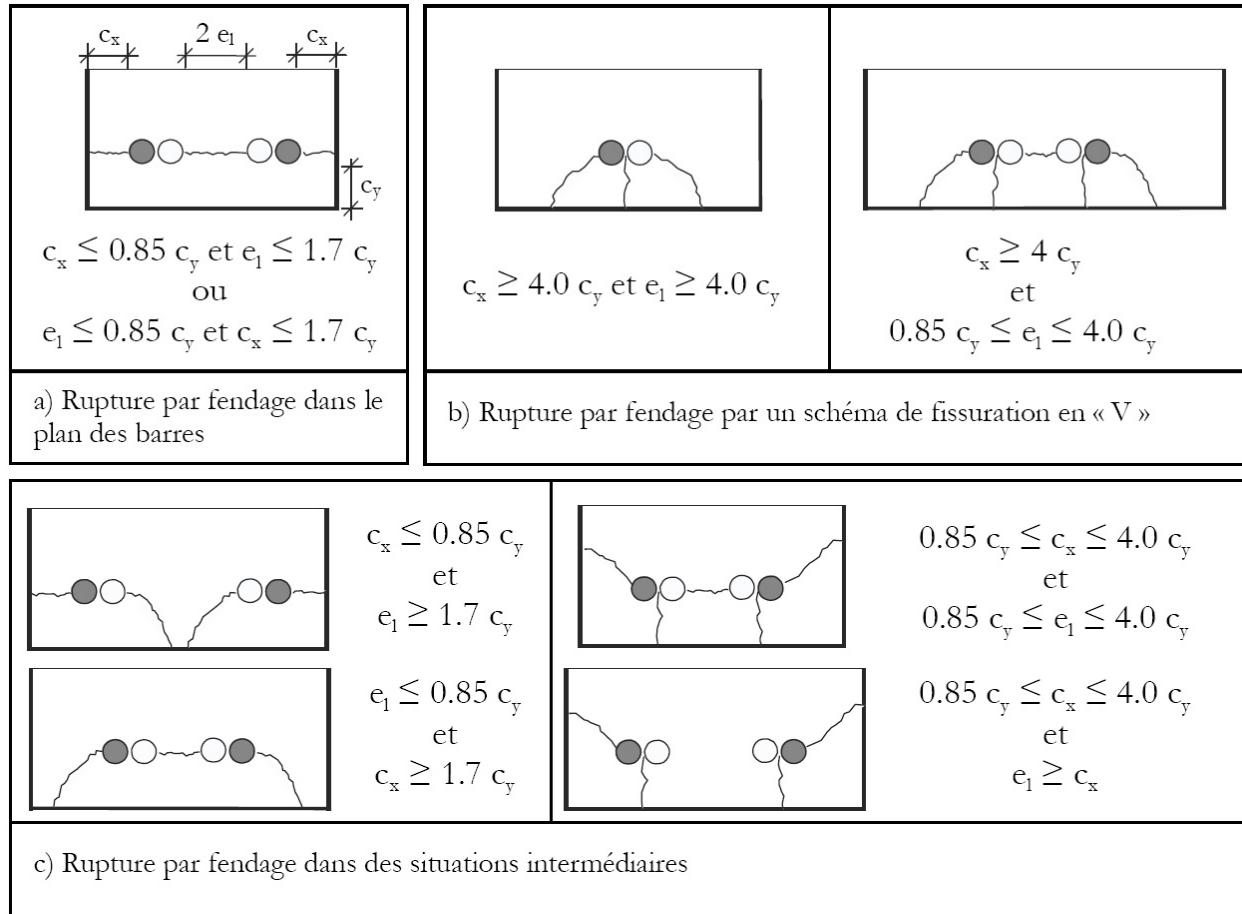


Figure 2.43 Orientation de la fissuration de fendage (adapté d'Eligehausen, 1979)

Les schémas de fissuration présentés à la Figure 2.43 s'appliquent uniquement aux joints de chevauchement orientés de façon latérale alors que plusieurs essais dans le cadre de ce projet auront des chevauchements orientés de façon radiale (Figure 2.44). Les essais menés par Boucher-Proulx (2008) sur des spécimens de piles de pont ont permis d'identifier un schéma de fissuration typique pour les joints de chevauchement orientés de façon radiale dans un béton ordinaire. Le plan de fissuration passe entre les barres chevauchées tel que montré à la Figure 2.44.

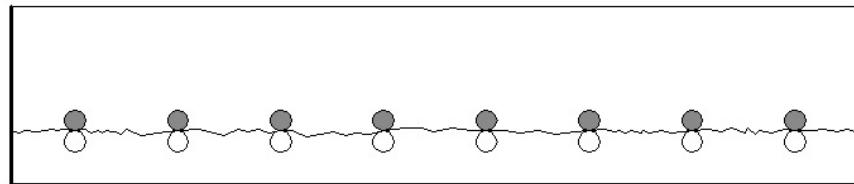


Figure 2.44 Schéma de fissuration de fendage sur joint de chevauchement radial

### 2.5.3 Facteurs influençant la performance d'un joint de chevauchement

La performance d'un joint de chevauchement est affectée par une multitude de paramètres. Les principaux seront abordés dans ce qui suit sont : le niveau de confinement apporté par les aciers transversaux, les propriétés mécaniques du béton environnant, le type de chargement et la présence de fibres.

#### Confinement par aciers transversaux

Le paramètre principal qui affecte la résistance d'une zone de chevauchement est le niveau de confinement apporté par les étriers transversaux qui ralentissent ou stoppent la propagation des fissures de fendage, tel que présenté à la Figure 2.45. Les étriers procurent un confinement passif puisque leur efficacité dépend de la propagation des fissures et des contraintes de traction dans le béton. Ce type de confinement est effectif uniquement lorsque les fissures de fendage atteignent l'étrier. Il est ainsi préférable que les étriers soient placés le plus près possible de la surface des barres. La quantité et la distribution des aciers transversaux sont les deux critères essentiels pour le confinement adéquat d'une zone de joint de chevauchement.

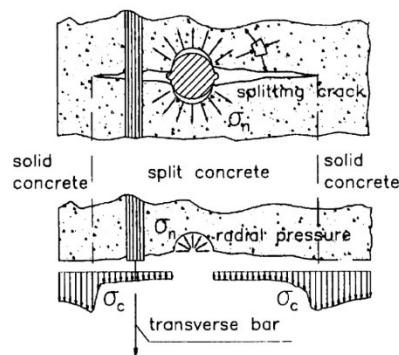


Figure 2.45 Confinement par étriers transversaux (Giuriani et al., 1991)

Les codes spécifient un espacement d'étrier ( $s$ ) constant le long d'une zone de joint de chevauchement. Cependant, concentrer les étriers aux extrémités d'un joint de chevauchement (Figure 2.46a), où les contraintes au sein du béton sont maximales, peut s'avérer efficace sous chargement monotonique (Tepfers, 1973). Dans le cas d'un chargement cyclique inverse, une répartition uniforme des étriers (Figure 2.46b) procure un meilleur confinement (Lukose et al., 1982). De plus, ces derniers révèlent que pour une même quantité d'armatures transversales, l'utilisation de petits diamètres de barres faiblement espacées est préférable aux barres de gros diamètre davantage espacées.

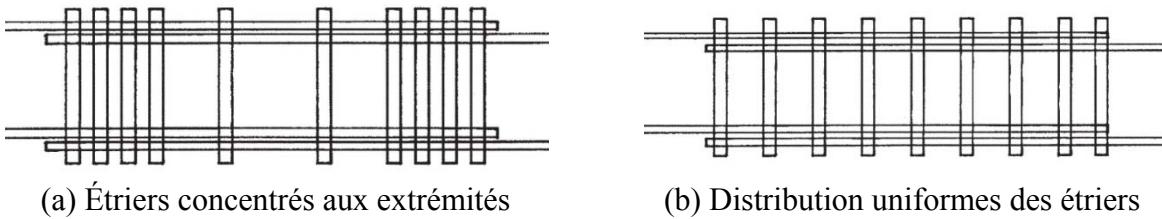


Figure 2.46 Distribution des étriers dans une zone de joint de chevauchement (ACI 408.2R-12)

L'augmentation de la résistance apportée par les étriers dépend de la quantité totale d'acier transversale disposée le long de la longueur de chevauchement et est généralement indépendante de leur limite d'élasticité, contrairement à ce que préconise le code CSA-S6-06 ainsi que la norme ACI 318-05 (Darwin, 2005). En effet, plusieurs études expérimentales ont montré qu'au moment de la rupture par fendage les aciers transversaux atteignent rarement le seuil de la plastification (Reynolds & Beeby, 1982; Azizinamini et al., 1995; Darwin, et al. 1996).

### Résistance du béton

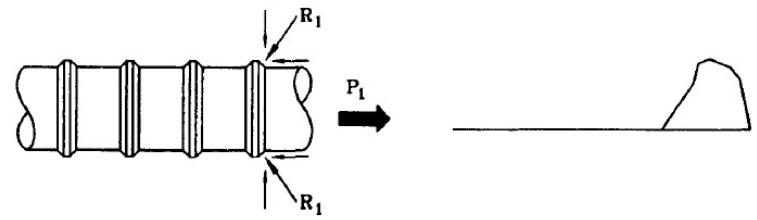
La résistance en compression et en traction du béton affecte la performance d'un joint de chevauchement. Tel que mentionné précédemment, la rupture d'un joint de chevauchement est principalement causée par le fendage du béton en traction, la résistance ultime en traction du béton a donc un impact direct sur le comportement de la liaison et l'initiation des fissures de fendages. La résistance en compression permet de reprendre les concentrations de contraintes en amont des crénelures (Figure 2.37) affectant directement la performance et la rigidité de la liaison.

La contribution du béton sur la résistance d'un joint de chevauchement est couramment définie dans les codes de conception comme la racine carrée de la résistance en compression, reliée à la résistance en traction du béton. Cependant, certains chercheurs ont récemment suggéré que la contribution du béton soit plutôt considérée comme la résistance en compression du béton élevé à la puissance  $\frac{1}{4}$  (Canbay & Frosch, 2005; Darwin, 2005).

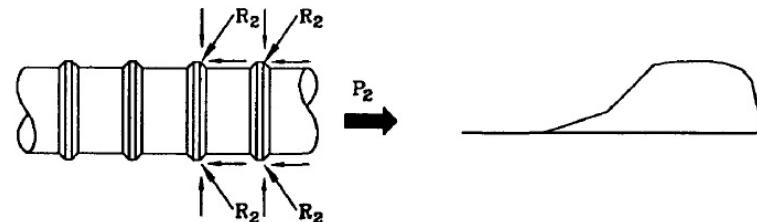
L'utilisation d'un béton haute performance (BHP) modifie le comportement à l'interface par rapport à un béton ordinaire (BO). Une étude menée par Azizinamini et al. (1995) explique qu'avec l'utilisation du BHP, la distribution du transfert d'efforts par la buté des crénelures n'est pas répartie uniformément sur la longueur de chevauchement, contrairement à un BO. Ce dernier explique qu'à un faible taux de chargement, la première crénelure, située le plus près du point de chargement, bute sur le béton (Figure 2.47a). L'augmentation de la charge provoque l'apparition d'une couche de pâte écrasée devant la crénelure ce qui permet à la crénelure suivante de buter à son tour sur le béton et donc de participer au transfert d'efforts, et ainsi de suite (Figure 2.47b). Ce phénomène permet à l'ensemble des crénelures de participer au transfert d'effort à la charge ultime dans le cas d'un BO (Figure 2.47c). La présence d'un BHP ralentit ce phénomène puisque l'effort nécessaire afin de créer une couche de pâte écrasée nécessite une charge plus élevée. Dans ce cas, il est possible que l'ensemble des crénelures ne participe pas aux transferts d'efforts à la charge ultime. Ainsi, seules les quelques premières crénelures contribuent significativement au transfert d'efforts (Figure 2.47c). Cela peut provoquer l'apparition d'une fissure de fendage au voisinage des premières crénelures de la zone de chevauchement qui se propagera ainsi rapidement. Ce phénomène est accentué par le fait que la résistance à la traction du béton augmente moins rapidement que la résistance en compression. Les travaux de Spieth (2002) ont mené aux mêmes conclusions et présentent la distribution des efforts sur l'ensemble de la longueur de chevauchement dans un BO (Figure 2.48a) et dans un BHP (Figure 2.48b). L'utilisation d'un BHP nécessite l'amélioration de la résistance au fendage par l'utilisation d'aciers transversaux ou l'utilisation de fibres.

## Niveau de chargement dans la barre

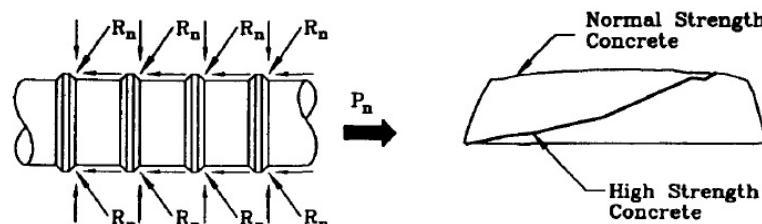
## Distribution de la contrainte tangentielle



(a) Faible taux de chargement

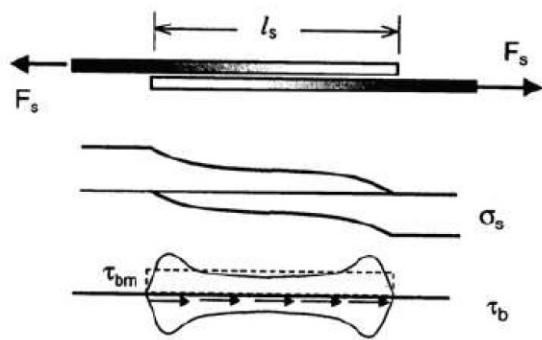


(b) Taux de chargement moyen

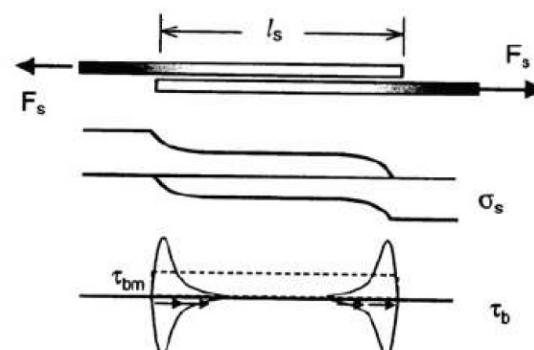


(c) Charge ultime

Figure 2.47 Comportement idéalisé d'une barre en traction ancrée dans un béton (Azizinamini et al. 1995)



(a) Béton ordinaire



(b) Béton haute performance

Figure 2.48 Transferts d'efforts d'un joint de chevauchement (Spieth, 2002)

## Type de chargement

Le type de sollicitation influence fortement le comportement et la performance d'une zone de joint de chevauchement. Les mécanismes de dégradation d'une zone d'ancrage présentés à la section 2.5.3 et définis pour un chargement monotonique s'appliquent également sous chargements cycliques alternés. Cependant, un chargement cyclique alterné provoque une dégradation rapide de la résistance de la liaison avec l'augmentation du nombre de cycles, tel que montré à la Figure 2.49. Cette diminution significative de résistance et de rigidité est principalement provoquée par l'inversion de la direction des mécanismes de transferts d'efforts de la barre au béton entraînant la coalescence des fissures de cisaillement et l'imbrication des fissures secondaires transversales (Eligehausen et al., 1983). Le niveau de détérioration de la liaison dépend principalement du glissement maximal atteint dans chaque direction, de la surface relative des crénelures, de la résistance du béton, du confinement et du nombre de cycles (FIB 2000).

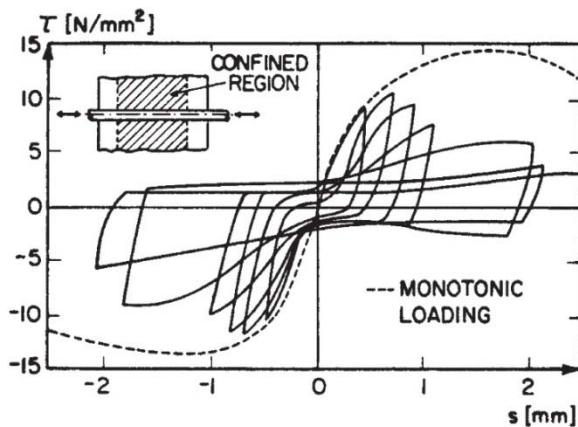


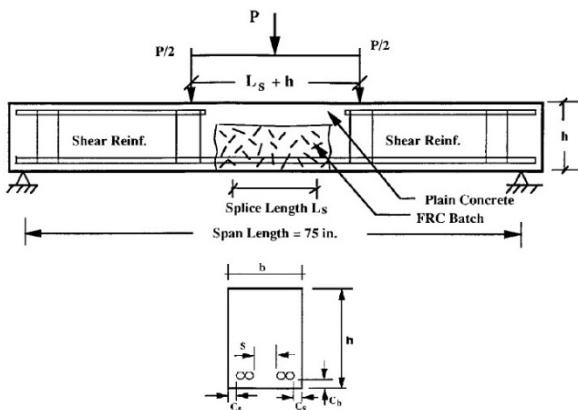
Figure 2.49 Contrainte tangentielle – glissement sous chargement monotonique et cyclique inverse (Eligehausen et al., 1983)

## Effet des fibres

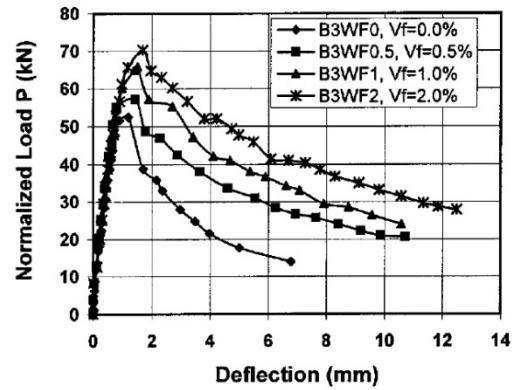
La présence de fibres métalliques améliore de façon significative les propriétés mécaniques du béton. Les bétons renforcés de fibres (BRF) présentent un meilleur comportement en traction que les bétons conventionnels par l'action des fibres qui interceptent les fissures ce qui ralentit leur propagation. La présence d'un BRF autour d'un joint de chevauchement procure un certain niveau de ductilité et permet de ralentir l'apparition et la propagation de fissure de fendage. Cependant,

l'efficacité d'un BRF sur la performance d'un joint de chevauchement dépend de plusieurs facteurs tels que l'orientation des fibres, la quantité de fibres, le type de fibres et le type de béton.

Plusieurs programmes expérimentaux ont confirmé que l'utilisation d'un BRF permettait d'améliorer la résistance d'un joint de chevauchement (Harajli & Salloukh, 1997; Harajli et al. 2002). Ces derniers ont effectué des essais sur des poutres contenant une zone de chevauchement au centre de la poutre soumis à mode de chargement monotonique en flexion quatre points (Figure 2.50a). Le béton autour des barres chevauchées a été remplacé par différents mélanges de BRF contenant un volume de fibres métalliques à crochets variant de 0.5 à 2 %. Les résultats d'une série d'essais sont présentés à la Figure 2.50b sous la forme de courbes charge – flèche. Ces résultats révèlent que la présence de fibres augmente la résistance ultime et apporte un certain niveau de ductilité lors de la rupture. De plus, la rigidité initiale de l'élément n'est pas affectée par la présence des fibres.



(a) Dimensions et détails des poutres

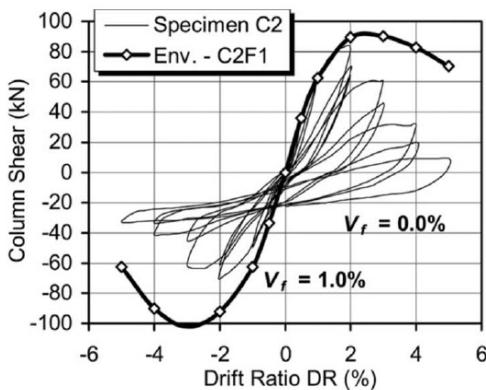


(b) Comportement charge-flèche

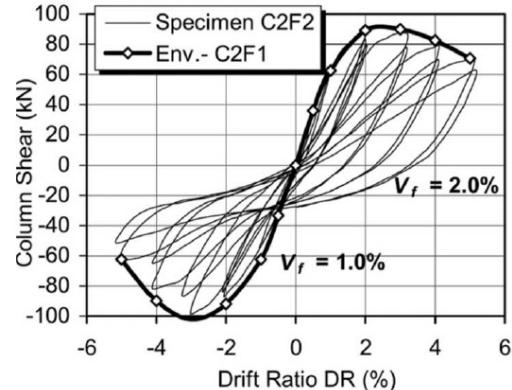
Figure 2.50 Étude menée par Harajli et al. (2002) sur le comportement monotonique de joints de chevauchement

Des études similaires ont été réalisées sur le comportement cyclique de spécimens contenant une zone de chevauchement d'une longueur de  $30 d_b$  au centre d'une poutre (Harajli, 2010). Le béton autour des barres chevauchées a été remplacé par différents types de BRF contenant un volume de fibres de 1 et 2 %. Les spécimens ont été soumis à un chargement cyclique inverse et les résultats sont présentés à la Figure 2.51. Ces résultats démontrent que la présence de fibres diminue de manière significative la dégradation de la liaison avec l'augmentation des cycles subis. La

résistance du spécimen en béton ordinaire (Figure 2.51a) diminue rapidement après quelques cycles seulement alors que le spécimen en BRF conserve une résistance (Figure 2.51b) malgré d'importants déplacements.



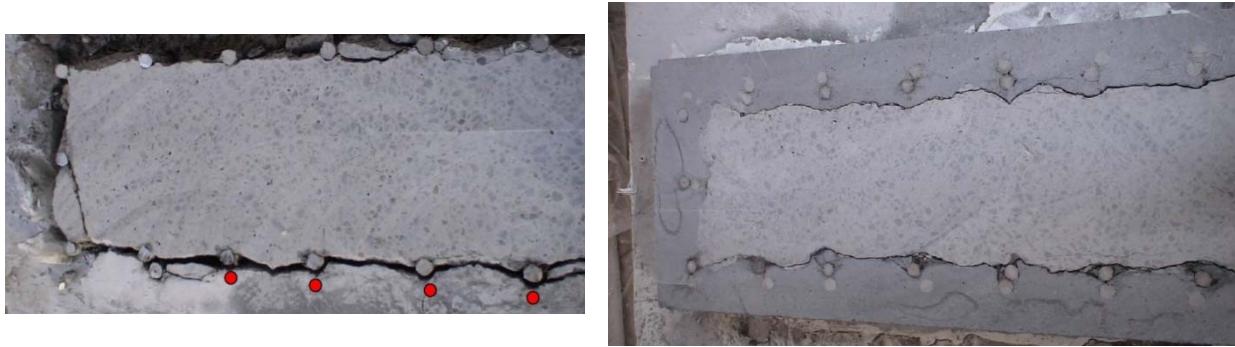
(a) Comportement cyclique d'un spécimen en BO



(b) Comportement cyclique d'un spécimen en BRF

Figure 2.51 Étude menée par Harajli (2010) sur le comportement cyclique de joint de chevauchement

L'amélioration significative de la résistance d'un joint de chevauchement par la présence de fibres a également été observée lors des travaux de Boucher-Proulx (2008). Tel que mentionné à la section 2.3.4, deux piles de ponts identiques ayant une zone de chevauchement à la base ont été testées. Le béton ordinaire sur l'une d'entre elles a été remplacé par un BFUP autour des barres chevauchées. Les résultats, présentés à la Figure 2.26, montrent une augmentation considérable de la ductilité de la pile renforcée en comparaison de la pile de référence. Les propriétés mécaniques du BFUP étant supérieures à celle d'un BRF, le mode de rupture par fendage a été éliminé pour une longueur de chevauchement équivalente à  $24 db$ . Les piles ont été sciées à la base une fois l'essai complété afin d'observer le niveau d'endommagement autour des barres chevauchées (Figure 2.52). La présence de fibres courtes, combinée à la résistance en traction élevée du BFUP, a permis de réduire l'apparition de fissures de fendage (Figure 2.52b) et d'éliminer ce mode de rupture sous chargement cyclique alterné. Ces essais expérimentaux ont montré l'efficacité de la méthode par substitution en BFUP sur des barres chevauchées de 25 mm de diamètre.



(a) Pile en BO

(b) Pile renforcé

Figure 2.52 Coupes des piles du projet de Boucher-Proulx (2008)

#### 2.5.4 Joint de chevauchement dans un BFUP

Le comportement d'un joint de chevauchement ancré dans un BFUP présente certaines particularités uniques. En dépit du faible nombre d'études réalisées à ce sujet, il est prévisible qu'un tel type de mélange de béton améliore le comportement et la résistance d'un joint de chevauchement.

Les travaux récents menés par Lagier et al., (2012) ont démontré que la résistance en traction élevée des BFUP et leur comportement écrouissant influencent considérablement la liaison acier-béton. La section qui suit présente les principales caractéristiques du BFUP qui les différencient d'un BO et d'un BHP lorsqu'il est utilisé autour de barres chevauchées.

##### **Distribution de la contrainte tangentielle ( $u$ ) le long de la longueur de chevauchement**

La contrainte moyenne ( $u$ ) est généralement exprimée dans la littérature par l'équation 2.29. Cette équation suppose que la contrainte ( $u$ ) est uniforme le long du chevauchement. Elle s'applique donc davantage aux courtes longueurs de chevauchement où la distribution de la contrainte  $u$  est pratiquement uniforme tel que proposée par Canbay & Frosch (2005) (Figure 2.53). De plus, cette équation n'est valable que lorsque les barres chevauchées sont ancrées dans un BO puisqu'il a été démontré précédemment à la section 2.5.3 que les BHP modifient la distribution de la contrainte tangentielle (Figure 2.47 et Figure 2.48).

$$u = \frac{A_b f_s}{\pi d_b L_{ch}} = \frac{d_b f_s}{4 L_{ch}} \quad (2.31)$$

où  $A_b$  est l'aire de la barre ( $\text{mm}^2$ ),  $L_{ch}$  est la longueur de chevauchement (mm), et  $f_s$  est la contrainte maximal atteinte dans la barre.

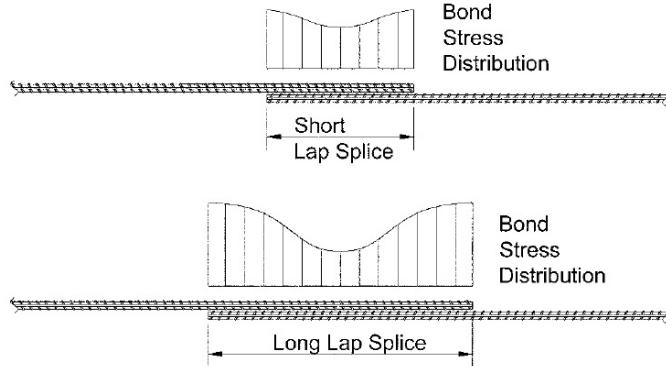


Figure 2.53 Distribution de la contrainte moyenne ( $u$ ) proposée par Canbay & Frosch (2005)

Les récents travaux menés par Lagier (2012) sur l'étude du comportement de barres chevauchées ancrées dans un BFUP suggèrent une distribution de contraintes tangentielles quasi uniforme. Des jauges de déformations installées à l'intérieur des barres d'armature ont permis de mesurer les contraintes le long de la zone de chevauchement et de déterminer subséquemment la variation des contraintes d'adhérence le long de la barre. L'auteur conclut que pour une longueur de chevauchement équivalente à  $8 d_b$ , la contrainte tangentielle à la rupture devient approximativement uniforme à une distance équivalente à  $2 d_b$  de l'extrémité des barres et qu'elle demeure relativement constante dans la partie centrale du chevauchement (Figure 2.54). La contrainte tangentielle ( $u$ ) peut ainsi être considérée comme uniforme le long de la longueur de chevauchement dans un BFUP ce qui rend valide l'hypothèse de contraintes d'adhérence uniformes supposée par l'équation (2.31).

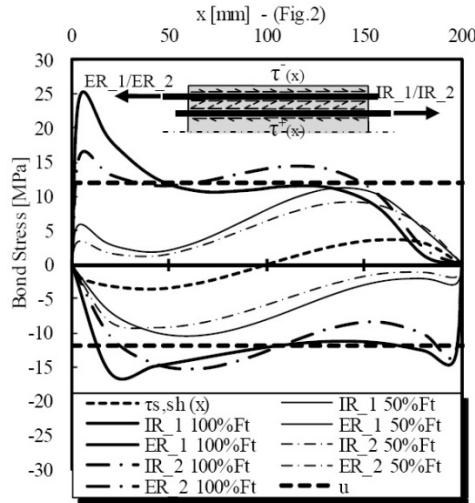


Figure 2.54 Distribution des contraintes tangentielles dans un BFUP (Lagier, 2012)

### Distribution des contraintes dans l'anneau de tension radiale

Plusieurs modèles sont suggérés dans la littérature afin de prédire les contraintes au sein de l'anneau de tension radial. Quelques modèles simplifiés sont montrés à la Figure 2.54. Ces modèles sont basés sur les propriétés en traction du béton tel que la relation contrainte – déformation.

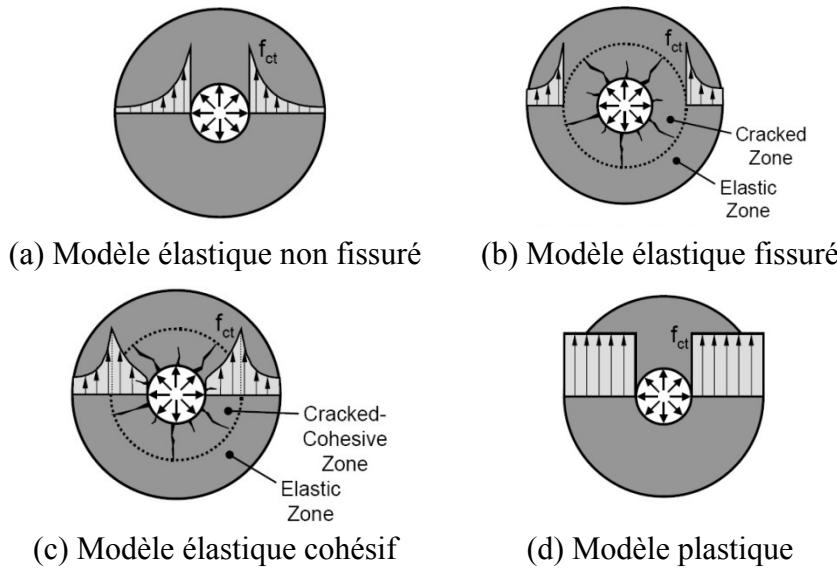


Figure 2.55 Modèles de distribution de contrainte dans l'anneau de tension radiale (Thompson et al., 2002)

Dans le cas des BFUP, l'apparition d'une fissure de fendage correspond à la résistance ultime en traction ( $\sigma_t$ ) atteinte après le plateau écrouissant à une déformation approximative de 0.002 (Figure 2.30 et Figure 2.31). Cela permet de conclure que lorsqu'il n'y a pas de fissures de fendage visible en surface, la contrainte de traction radiale autour des barres chevauchées se situe dans la zone élastique ou dans la portion écrouissante du matériau. Cela permet le développement de contraintes de traction quasi plastique dans l'anneau de tension radiale correspondant au modèle de la Figure 2.55d.

### 2.5.5 Modèle simplifié de la liaison acier-béton

Dans le cadre de ce projet, un modèle de liaison (« bond model » en anglais) a été développé afin de prédire le mode de rupture d'un joint de chevauchement ancré dans un BFUP. Pour des raisons de simplicité, ce modèle suppose qu'à la rupture, la contrainte tangentielle ( $u$ ) est uniforme le long du chevauchement et que les contraintes au sein de l'anneau de tension radiale sont réparties de façon quasi plastique.

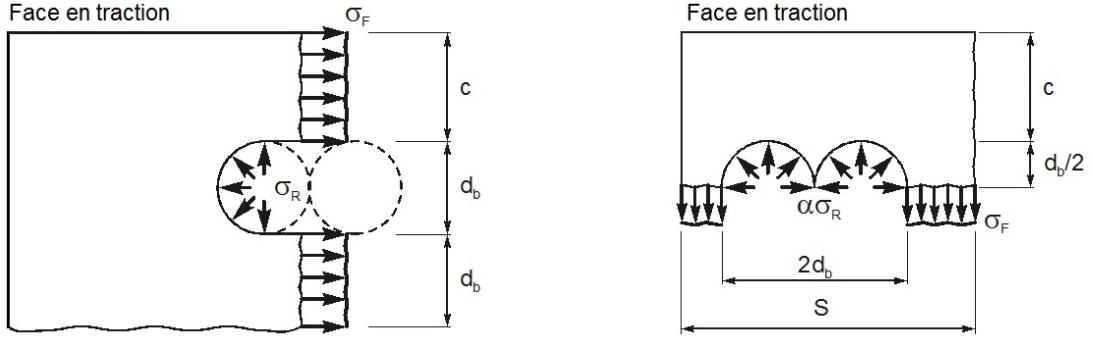
Le mode de rupture par fendage d'un chevauchement latéral illustré à la Figure 2.56a, permet de définir la relation suivante :

$$d_b \sigma_r = d_b u \tan \beta = (c + d_b) \sigma_f \quad (2.32)$$

où,  $d_b$  est le diamètre de la barre (mm),  $\sigma$  est la contrainte radiale (MPa),  $u$  est la contrainte tangentielle (MPa),  $\beta$  est l'angle d'interaction défini à la Figure 2.37, et  $\sigma_f$  est la contrainte de traction moyenne dans le BFUP (MPa). La contrainte tangentielle moyenne ( $u$ ) est obtenue à partir de l'équation (2.31) et la valeur de  $f_s$  provient des jauge de déformations installées sur l'acier d'armature. Ainsi, il est possible de déterminer le niveau de contrainte de traction plastique ( $\sigma_f$ ) requis pour chaque configuration de plan de rupture (Figure 2.56) à l'aide de l'équation suivante :

$$\sigma_f = \frac{d_b \alpha \sigma_r}{b_e} = \frac{d_b \alpha u \tan \beta}{b_e} \quad (2.33)$$

où  $\alpha$  est un facteur d'amplification considéré lorsque deux barres contribuent simultanément aux contraintes de traction radiale (Figure 2.56b), et  $b_e$  est la largeur effective de résistance sur laquelle se développe la contrainte de traction plastique uniforme ( $\sigma_f$ ).



(a) Rupture par fendage de face « face splitting »

(b) Rupture par fendage de côtée « side splitting »

Figure 2.56 Mécanismes de résistance d'un chevauchement latéral

L'équation (2.33) permet d'anticiper la direction du plan de rupture par fendage lorsque la valeur ( $\sigma_f$ ) obtenue excède la résistance moyenne en traction du BFUP pour un plan de rupture montré à la Figure 2.56a ou à la Figure 2.56b. Aussi, lorsque ( $\sigma_f$ ) demeure inférieure à la résistance en traction moyenne du BFUP, il n'y a pas de rupture par fendage.

Les recherches menées par Cairns & Abdullah (1996) sur le facteur d'amplification ( $\alpha$ ) ont démontré que les contraintes au sein de l'anneau de tension radiale ont tendance à suivre le chemin le plus court entre les barres. Ainsi, lorsque deux barres chevauchées sont en contact, la contrainte radiale perpendiculaire au plan de fissuration passant dans le plan des barres (Figure 2.56b) est 30 % supérieure à une seule barre (Figure 2.57). Donc, la contrainte radiale ( $\sigma_r$ ) générée perpendiculairement au plan de fissuration par chacune des deux barres chevauchées, est équivalente à 65 % de la contrainte générée par une seule barre ancrée (Figure 2.57).

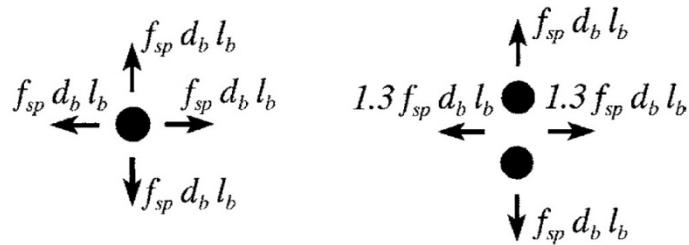


Figure 2.57 Distribution des contraintes autour de barres chevauchées (Cairns et al., 1996)

L'angle  $\beta$  montré à la Figure 2.35 et à la Figure 2.37 permet de déterminer la contrainte radiale ( $\sigma_r$ ) en fonction de la contrainte tangentielle moyenne sur la barre ( $u$ ). Il s'agit donc d'un paramètre clé dans le cas d'un modèle de liaison acier-béton empirique tel que celui proposé à l'équation (2.32). Tel que mentionné précédemment, il a été démontré que cet angle varie en fonction de la force dans la barre et de la couche de pâte de ciment écrasée en tête de crénelure.

Dans le cas du modèle suggéré dans ces travaux, il s'agit de déterminer l'angle  $\beta$  à la rupture en supposant une distribution plastique des contraintes de traction au sein du béton. Récemment, les travaux menés par Mazumder et al. (2012) démontrent qu'en considérant un comportement plastique parfait,  $\beta$  varie entre  $42^\circ$  et  $59^\circ$ . Ces données sont similaires à celles obtenues par Ferguson & Krishnaswany (1971) avec  $\beta$  de  $53^\circ$ .

## 2.6 Sommaire

Les points suivants peuvent être retenus de la revue de littérature pour l'élaboration du programme de recherche.

- Les exigences relatives au dimensionnement des piles de ponts ont considérablement évolués dans les 40 dernières années. Ainsi, certaines déficiences sont potentiellement présentes dans un grand nombre de ponts existants.
- Le code des ponts CSA-S6 préconise depuis son édition de 1988 le principe de conception par capacité. Cela implique la concentration des déformations inélastiques dans un élément ciblé pour les ponts avec piles en béton.
- Le risque sismique est bien réel dans la plupart des endroits fortement habités du Québec et de la Colombie-Britannique.
- Les récents séismes ont démontré que la présence d'un joint de chevauchement à la base d'une pile est une déficience particulièrement préoccupante qui affecte à la fois les résistances en flexion et en cisaillement de même que la ductilité des piles.
- Les déformations inélastiques des rotules plastiques et principalement la longueur de la rotule plastique sont des éléments essentiels à l'analyse du comportement sismique d'une pile.

- La longueur de la rotule plastique d'un pile non-renforcée peut être prédite à l'aide de l'équation (2.14).
- Des méthodes de réhabilitations sismiques ont été développées afin d'éliminer le mode de rupture causé par la présence d'un joint de chevauchement à la base d'une pile où se situe la rotule plastique. Cependant, il n'existe pas de méthode efficace pour les piles fortement rectangulaires.
- Les méthodes de renforcement sismique affectent le comportement des piles et principalement la longueur de calcul de la rotule plastique obtenue à l'aide de l'équation (2.28).
- L'objectif de ce projet de recherche est, dans un premier temps de mettre au point une méthode de renforcement sismique pour des piles fortement rectangulaires ayant une zone de joint de chevauchement à la base d'une longueur minimale de  $24 d_b$  et ensuite de déterminer l'impact de cette méthode de renforcement sur les déformations inélastiques.
- L'étude menée par Boucher-Proulx (2008) a démontré l'efficacité de la méthode par chemisage en BFUP. Elle représente le point de départ de la présente étude. Un BFUP ayant 3% de fibres a été utilisé avec succès pour le renforcement d'une zone de joint de chevauchement à la base d'une pile d'une longueur de  $24 d_b$ .
- La performance d'un joint de chevauchement est affectée par plusieurs paramètres dont : le diamètre de barre, la longueur de chevauchement, le niveau de confinement du béton, les propriétés du béton environnant (BO, BRF, BFUP), le type de chargement (monotonique et cyclique alterné) et la présence de fibres.
- Selon Lagier (2012), pour de courtes longueurs de chevauchement, les contraintes tangentielles d'adhérence de joints de chevauchement dans le BFUP sont constantes sur une longueur importante due à la ductilité en traction du BFUP. Un tel comportement, ajouté à la grande capacité de déformation plastique du BFUP en traction suggère l'utilisation d'un modèle de comportement plastique des contraintes dans le béton pour des joints de chevauchement.

## **CHAPITRE 3 DÉMARCHE DU PROJET DE RECHERCHE**

L'objectif de ce projet de recherche est de mettre au point une méthode de renforcement permettant d'éliminer le mode de rupture par perte d'ancrage des barres chevauchées à la base des piles de pont rectangulaires lorsque soumis à un séisme majeur. Cet objectif a requis la réalisation de trois programmes expérimentaux décrits dans les sections suivantes : des essais monotoniques et cycliques sur des poutres et des essais cycliques sur des piles.

### **3.1 Méthodologie expérimentale**

#### **3.1.1 Étapes du programme d'essais**

La méthodologie expérimentale de ce projet de recherche est présentée à la Figure 3.1. Les étapes de la méthodologie mènent pas à pas à l'atteinte de l'objectif principal du projet de recherche et sont énumérées ci-dessous.

- 1 La première étape consiste en l'étude du comportement de joints de chevauchement en traction de barres ancrées dans un BFUP. Cette étape visait à identifier la longueur minimale de réparation afin d'atteindre la plastification des armatures et d'éliminer la rupture par fendage pour différents diamètres de barres et configuration de joints de chevauchement. Cette étude a été réalisée à l'aide d'essais sur poutres chargées de manière monolithique.
- 2 La seconde étape visait à étendre les conclusions de la première étape aux poutres sollicitées en flexion alternée pour différentes configurations de joints de chevauchement. L'influence des dosages en fibres du BFUP a été étudiée. Cette étape a été réalisée sur des poutres comportant des chevauchements symétriques sur les deux faces opposées et soumises à un chargement cyclique alterné.
- 3 La troisième étape a consisté à appliquer la méthode de réparation sur des spécimens reproduisant des conditions de piles de ponts réels ayant des détails d'armature reconnus comme étant inadéquats d'un point de vue sismique. La conception de la réparation de la zone de chevauchement s'est appuyée sur les résultats des essais sur poutres,

combinés à ceux de Boucher-Proulx (2008). Les essais ont permis de valider la performance de la méthode de réparation sur des spécimens de piles à grande échelle sous chargement horizontal cyclique et incluant une charge axiale. Les essais ont porté sur le comportement d'une tranche d'une pile rectangulaire ou d'une pile-mur sollicitée par rapport à son axe faible de flexion.

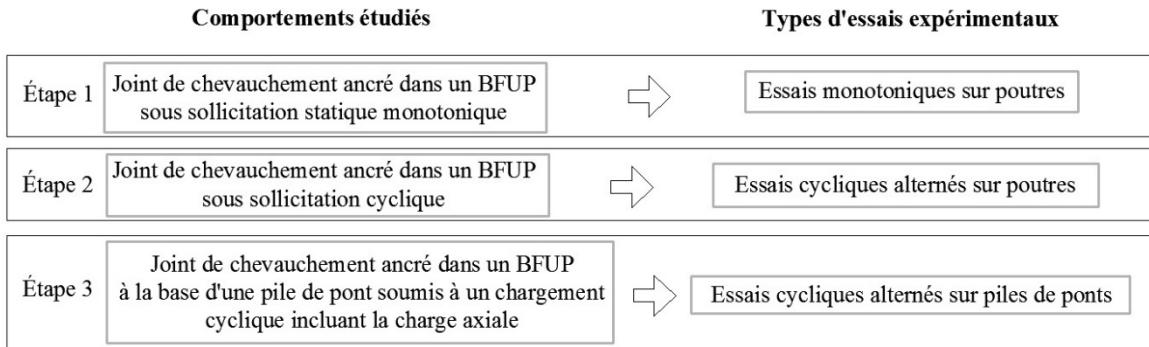


Figure 3.1 Méthodologie expérimentale

Deux types de spécimens ont été testés dans le cadre de ce projet de recherche: des poutres et des piles. Les premières séries d'essais expérimentaux ont été réalisées sur des poutres alors que les essais sur piles, effectués en dernier, ont permis de valider l'information recueillie lors des essais sur poutres. Pour recréer les conditions de rupture par fendage du béton, le montage retenu permet de tester des poutres en flexion avec des barres chevauchées au milieu dans la zone de moment constant tel que présenté à la Figure 3.2 selon la même méthodologie adoptée par Zuo & Darwin (2000). Les dimensions et les détails d'armature des poutres ont été choisis afin de simuler le joint de chevauchement situé à la base des piles de ponts, tel que présentés à la Figure 3.3.

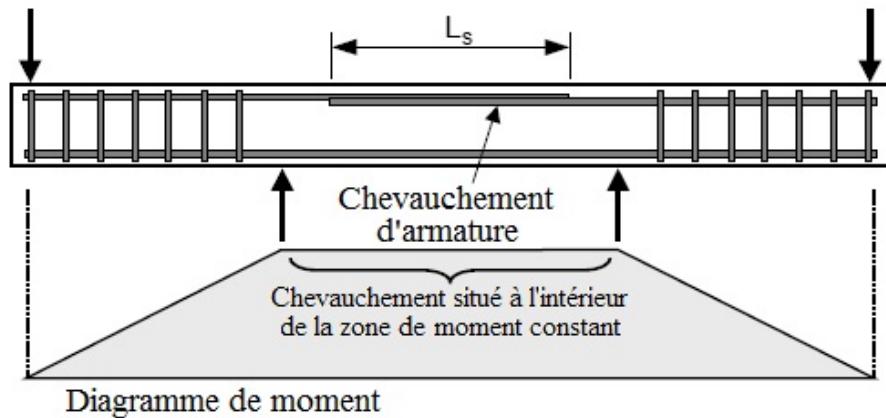


Figure 3.2 Essais sur poutre (adapté de Zuo & Darwin, 2000)

Ce type de montage a été reproduit au laboratoire de Structures de l’École Polytechnique de Montréal. Grâce aux équipements disponibles, il a été possible de concevoir un montage expérimental permettant la réalisation d’essais monotoniques statiques couramment utilisés (Thompson et al. 2002) et d’essais cycliques alternés. De plus, dans le cadre de ce projet, les dimensions des spécimens ont été sélectionnées afin d’être le plus près possible de la réalité. Le montage a été conçu afin d’être en mesure d’amener à la rupture des spécimens de taille importante comportant des armatures de 25 mm à 45 mm de diamètre.

Le montage expérimental et la dimension des spécimens utilisés pour les essais sur piles de ponts sont très similaires à ceux utilisés par Khaled (2010).

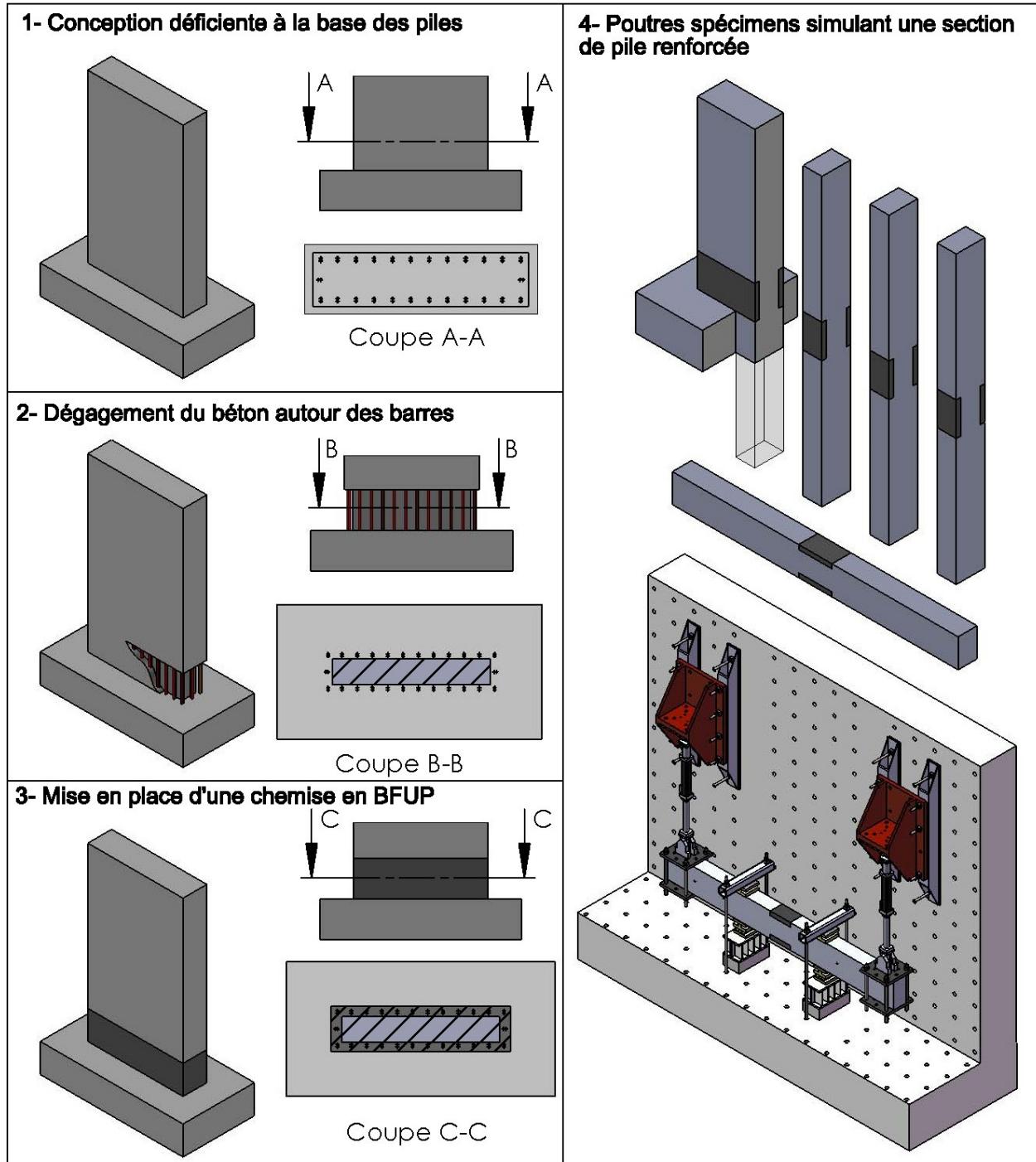


Figure 3.3 Concept des poutres spécimens

### 3.1.2 Paramètres d'essais étudiés

Les paramètres à l'étude dans le programme d'essais ont été choisis à partir d'une liste de paramètres influançant le comportement des joints de chevauchement typiques des ponts existants compilés par Massicotte et al., (2012).

Les paramètres associés à l'élément renforcé sont :

- le type de barres (#8 à #18, ou 25M à 55M);
- la nuance d'acier (275 à 400 MPa);
- la longueur de chevauchement ( $6d_b$ ,  $12d_b$ ,  $18d_b$ ,  $24d_b$ );
- la configuration du chevauchement (radial ou latéral);
- l'espacement entre les barres chevauchées;
- la présence d'étriers;
- l'aire des crénelures.

Les paramètres associés à la réparation sont :

- le type de béton de réparation (BRF ou BFUP);
- la longueur de la réparation;
- le dégagement derrière les barres ( $0d_b$ ,  $1d_b$ ,  $2d_b$ );
- l'épaisseur d'enrobage.

Les paramètres évalués au cours des trois programmes expérimentaux sont présentés au Tableau 3.1. Ces paramètres de l'étude ont été choisis en fonction de trois critères : les paramètres généralement étudiés dans la littérature, la capacité du montage expérimental et l'objectif de la recherche. Évidemment, le nombre de spécimens et, ainsi, le nombre de paramètres réellement considérés, a été limité par la faisabilité inhérente à un programme expérimental. Un seul type de BFUP a été utilisé (mêmes constituants), seul le volume de fibres a été varié, ce qui ne nécessitait qu'un ajustement mineur des quantités des autres constituants. De plus, la même épaisseur d'enrobage (30 mm) a été utilisée dans la fabrication de tous les spécimens, poutres et piles et ce afin de recréer les conditions existantes en pratique.

Tableau 3.1 : Paramètres d'essais

Paramètres d'essais	Essais monotoniques sur poutres	Essais cycliques sur poutres	Essais cycliques sur piles
Longueur de chevauchement ( $L_c$ )			
$6d_b$	X		
$12d_b$	X	X	
$18d_b$	X	X	
$24d_b$			X
Profondeur de réparation ( $d_b$ )			
$0d_b$	X		
$1d_b$	X	X	
$2d_b$	X		X
Types de barres			
25M	X	X	X
30M			X
35M	X	X	X
45M			X
Pourcentage de fibres du BFUP			
1%		X	
2%		X	
3%	X	X	X

## 3.2 Description des programmes expérimentaux

Cette section fait le lien entre les trois programmes expérimentaux réalisés dans le cadre de ce projet.

### 3.2.1 Essais monotoniques sur poutres – Article 1

#### Résumé du programme expérimental

L'objectif de ce premier programme d'essais était de déterminer la longueur minimale de réparation nécessaire afin d'éliminer la rupture par fendage d'un joint de chevauchement sans confinement. Pour évaluer le gain que procure le BFUP, des spécimens de référence ont aussi été testés. Les spécimens ont été chargés de façon monotonique dans un montage présenté à la Figure 3.4.

Un total de 18 poutres spécimens réalisés en 2 séries a été testé dans ce premier programme expérimental. Les spécimens avaient tous les mêmes dimensions externes, 5660 mm de long, 300 mm de large et 400 mm de haut. Trois longueurs de chevauchement ont été évaluées: 6  $d_b$ , 12  $d_b$  et 18  $d_b$ , alors que 2 diamètres de barres ont été retenus: 25M et 35M. Le béton ordinaire autour du joint de chevauchement a été remplacé par un BFUP ayant 3% de fibres d'acier. L'impact de la profondeur de réparation ainsi que du positionnement relatif des armatures chevauchées, latéral ou radial, ont également été évalués.

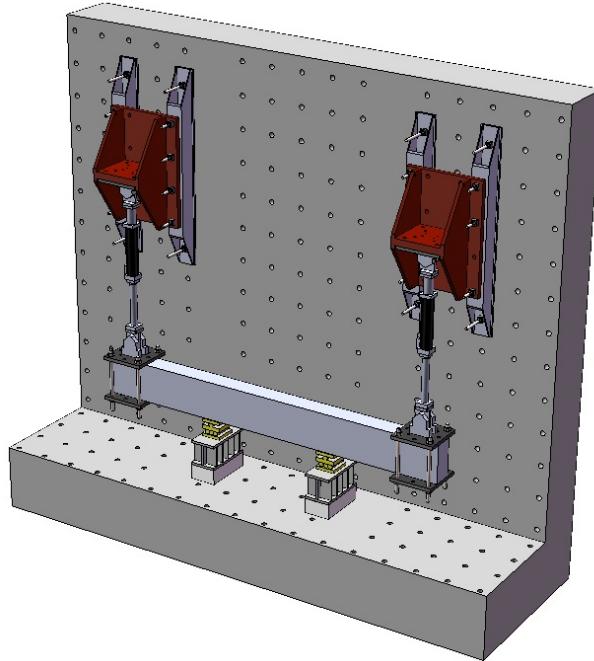


Figure 3.4 Montage expérimental des essais monotoniques sur poutres

### Sélection des paramètres d'essais

La première série d'essais contenait 10 spécimens, dont 4 spécimens de référence fabriqués entièrement en béton ordinaire. Les deux diamètres de barres, 25 et 35 mm, ont été choisis en fonction de la géométrie des poutres ayant une largeur de 300 mm. Deux longueurs de chevauchement ont été étudiées pour cette première série: 12  $d_b$  et 18  $d_b$ . Ces longueurs de chevauchement ont été sélectionnées en fonction des résultats des essais de Boucher-Proulx (2008) menés sur des piles de ponts, section 2.3.4. Les résultats de cette étude ont démontré que remplacer le béton ordinaire par un BFUP autour des barres chevauchées sur une longueur de 24  $d_b$  permettait d'éliminer complètement la rupture par fendage. De plus, le BFUP n'était pratiquement pas endommagé à la rupture, démontrant qu'une longueur plus courte aurait peut-être été suffisante. La zone de joint de chevauchement était cependant confinée par une quantité importante d'étriers. En considérant l'ensemble de ces éléments, les longueurs de chevauchement de 12  $d_b$  et 18  $d_b$  ont été sélectionnées pour cette première série d'essais afin d'évaluer la performance du BFUP autour de barres chevauchées non confinées.

## Résumé des résultats

Cette première série d'essais a d'abord démontré qu'une profondeur de réparation s'étendant à 1  $d_b$  sous les barres chevauchées était suffisante. De plus, les résultats se sont avérés concluants pour les spécimens ayant des barres chevauchées de 25 mm de diamètre. En effet, les longueurs de chevauchement non confiné équivalentes à 12 et 18  $d_b$  ancrés dans un BFUP ont permis d'éliminer la rupture par fendage et d'atteindre de grandes déformations plastiques. Par contre, dans le cas des spécimens ayant des barres chevauchées de 35 mm de diamètre, une longueur de chevauchement de 12  $d_b$  ancrée dans un BFUP s'est avérée insuffisante puisqu'il y a eu rupture par fendage. Cette rupture a permis d'établir une limite inférieure de longueur d'ancre requise pour les barres de 35 mm de diamètre pour atteindre la limite élastique.

La conception des spécimens de la deuxième série a été déterminée en fonction des résultats de la première série. La longueur de chevauchement a été réduite à 6  $d_b$  afin d'établir la limite inférieure des barres chevauchées de 25 mm de diamètre ancrées dans un BFUP.

Ce premier programme expérimental a ainsi permis d'identifier de façon assez précise les limites de la méthode de renforcement par BFUP de barres chevauchées de 25 et 35 mm de diamètre. Les résultats démontrent qu'il est possible d'éliminer la rupture par fendage à l'aide de BFUP pour de très courtes longueurs de chevauchement, approximativement 12  $d_b$  et 18  $d_b$  pour des barres de 25 et 35 mm de diamètre respectivement sous chargement monotonique. Ces résultats encourageants ont amené à pousser les limites de la méthode sous chargement cyclique.

Les détails de ce programme expérimental et les résultats sont présentés au chapitre 4.

### 3.2.2 Essais cycliques sur poutres – Article 2

L'objectif était de valider l'efficacité de la méthode de réparation et les conclusions des essais monotoniques pour les éléments soumis à un chargement cyclique alterné. Le montage expérimental est présenté à la Figure 3.5.

#### Résumé du programme expérimental

Six poutres spécimens ont été testés lors de ce deuxième programme expérimental. Les spécimens ont été conçus en fonction des résultats obtenus lors des essais monotoniques sur poutres. Les

spécimens avaient tous les mêmes dimensions externes, 5660 mm de long, 300 mm de large et 600 mm de haut. Deux longueurs de chevauchement ont été évaluées, 12  $d_b$  et 18  $d_b$  alors que les mêmes 2 diamètres de barres, 25 mm et 35 mm, ont été retenus. De plus, la performance de trois pourcentages de fibres dans le mélange de BFUP a été comparée. Les spécimens avaient deux zones de chevauchement d'armature et ainsi deux zones de réparation, disposées symétriquement sur chacune des faces. Cette configuration a permis d'évaluer la performance de la technique de chemisage en BFUP sous sollicitations cycliques alternées d'amplitude croissante.

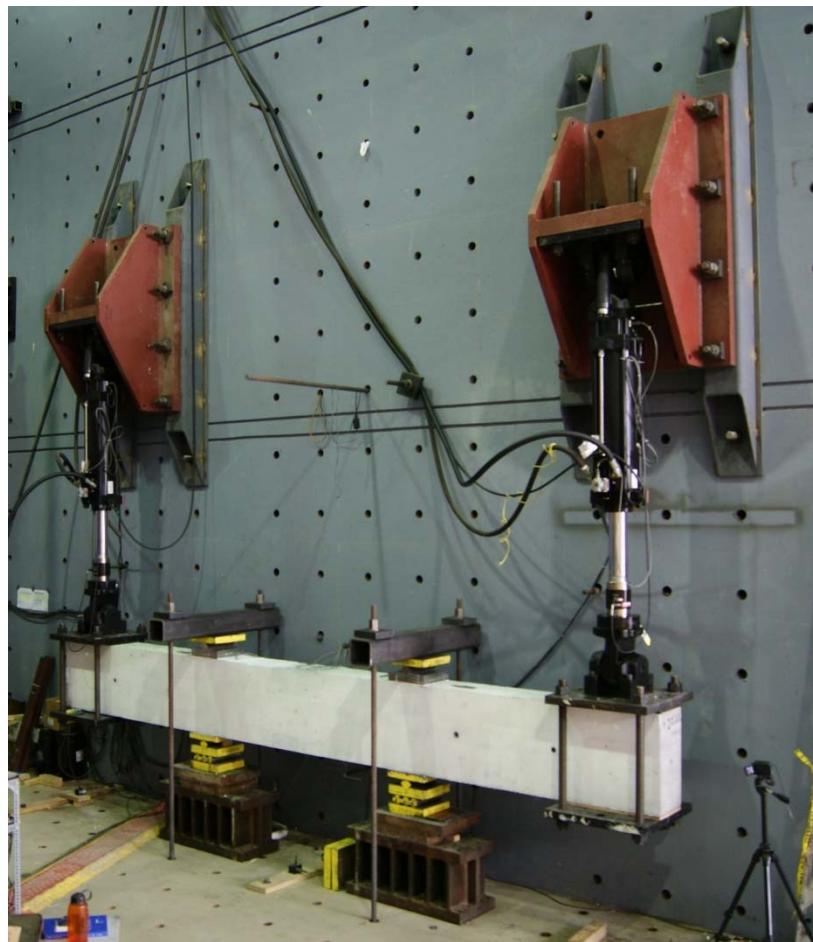


Figure 3.5 Montage expérimental essais cycliques sur poutres

#### Sélection des paramètres d'essais

Les longueurs de chevauchement choisies pour les essais cycliques correspondent aux longueurs de renforcement minimum identifiées lors des essais monotoniques pour atteindre la plastification des barres, respectivement  $12\ db$  et  $18\ db$  pour les barres chevauchées de 25 et 35 mm. Le but de ces essais était de vérifier si ces longueurs de chevauchement permettraient d'éliminer la rupture par fendage sous chargement cyclique, ce qui représente une étape de plus vers le renforcement sismique des joints de chevauchement des piles de ponts.

### **Résumé de résultats**

Les résultats ont indiqué que le mode de chargement cyclique nécessitait une longueur de chevauchement renforcée plus longue que celle identifiée lors des essais monotonique afin d'éliminer complètement la rupture par fendage. Toutefois, les spécimens ont été en mesure de résister à plusieurs cycles de chargement et d'atteindre des niveaux de ductilité en déplacement considérables avant d'atteindre la rupture, et ce, sans aucun confinement par des étriers transversaux dans les zones de chevauchement. Les résultats de ce deuxième programme expérimental ont conduit à l'application de la méthode de renforcement par BFUP sur des piles de ponts.

Les détails de ce programme expérimental et les résultats sont présentés au chapitre 5.

### **3.2.3 Essais sur piles de pont de grande dimension – Article 3**

#### **Résumé du programme expérimental**

Le dernier programme expérimental vise à déterminer la validité des conclusions et observations des programmes expérimentaux 1 et 2 dans le cas de piles de ponts et ainsi déterminer l'applicabilité de la technique de renforcement par chemisage en BFUP. Quatre piles de ponts avec une section de  $1200 \times 600$  mm ont été construites à une échelle réelle selon les normes antérieures à 1970, c'est-à-dire avec une zone inadéquate de chevauchement d'armature de  $24\ db$  à la base. Tous les spécimens avaient approximativement le même ratio d'armature longitudinale variant de 1.52% à 1.67% utilisant respectivement des barres de 25, 30, 35 et 45 mm de diamètre.

Les piles ont été renforcées par la méthode de chemisage en BFUP selon les conclusions des phases 1 et 2 du programme expérimental, en adoptant une méthodologie similaire à celle développée par Boucher-Proulx (2008). Les piles de ponts ont été testées en laboratoire sous chargement cyclique unidirectionnel incluant la charge axiale. Le montage expérimental est présenté à la Figure 3.6.

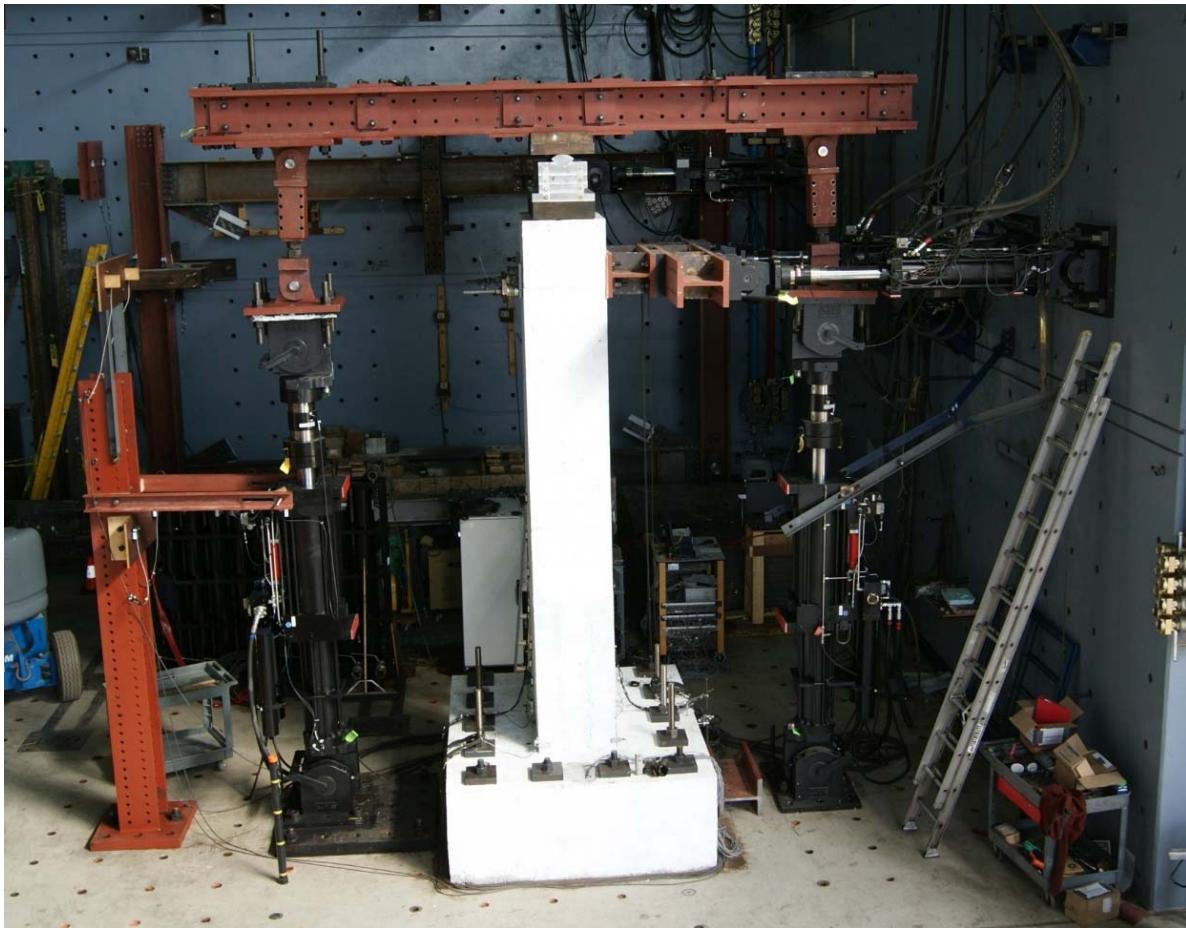


Figure 3.6 Montage expérimental piles de ponts

### **Conception des spécimens et sélection des paramètres d'essais**

Premièrement, la dimension des piles, le rapport d'acier d'armature et la charge axiale sont inspirés des essais antérieurs effectués au laboratoire de structures de l'EPM sur des spécimens conçus selon les normes sismiques actuelles (Khaled et al. 2011). Ainsi, le même montage expérimental a pu être utilisé.

Le choix du diamètre des barres (25M, 30M, 35M et 45M) utilisées dans la construction des piles repose sur deux aspects. Les essais monotoniques et cycliques sur poutres ont démontré une diminution de la performance du BFUP lorsque des diamètres de barre plus importants sont utilisés. Autrement dit, des barres chevauchées de diamètre important nécessitent une longueur de chevauchement plus grande. Par conséquent, quatre diamètres de barre ont été sélectionnés afin d'évaluer l'effet potentiellement défavorable de l'augmentation du diamètre des barres. De plus,

les diamètres de barre sélectionnés couvrent ceux généralement rencontrés dans les piles de ponts existants. Des plans de ponts existants fournis par le MTQ ont permis de faire les observations suivantes quant aux caractéristiques géométriques des armatures longitudinales (Massicotte et al., 2012) :

- les diamètres de barres longitudinales varient de 20 à 35 mm, avec une valeur moyenne autour de 30 mm;
- le pourcentage d'armature varie de 0.3 à 1.6%, avec une valeur moyenne légèrement inférieure à 1%;
- les longueurs de chevauchement varient de 24 à 74  $db$ , avec des moyennes de 34  $db$  pour les piles ayant un rapport b/h égal à 2 et de 52  $db$  pour les piles avec un rapport b/h supérieur à 2.

Pour les armatures transversales, les caractéristiques suivantes ont été notées :

- les espacements sont nettement plus grands que les limites maximales requises pour confiner la zone de rotule plastique;
- dans de nombreux cas, les armatures longitudinales ne sont pas suffisamment supportées;
- les étriers sont souvent mal ancrés.

Ainsi, une longueur de chevauchement de 24  $db$  a été choisie pour l'ensemble des spécimens de ce programme d'essais, ce qui correspond à la plus petite longueur de chevauchement spécifiée dans les normes nord-américaines avant 1970. De plus, une orientation radiale des barres chevauchées a été sélectionnée pour l'ensemble des piles puisque cette orientation a été identifiée comme critique et se retrouve fréquemment dans les ouvrages existants. Selon les recommandations des essais sur poutres, une couche de béton ordinaire a été démolie sur une épaisseur égale à un diamètre des barres longitudinales à l'arrière du chevauchement. L'acier d'armature transversal utilisé est constitué de barres de 15 mm de diamètre espacées à 300 mm afin de résister à une rupture en cisaillement et également afin de recréer les conditions réelles des détails d'armature des ponts existants.

Les détails de ce programme expérimental et les résultats sont présentés au chapitre 6.

### **3.2.4 Rapport d'essais**

Les résultats présentés dans cette thèse décrivent principalement le comportement global des spécimens et sont reliés à la méthode de renforcement proposée. Cependant, les essais réalisés dans le cadre de ce projet ont fourni une quantité importante de données provenant des multiples capteurs installés sur les spécimens. L'ensemble des données brutes collectées lors des essais cycliques sur poutre et des essais sur piles est présenté dans un rapport d'essais de (Dagenais, 2012).

## **3.3 Portée de l'étude**

L'efficacité de la méthode par gainage en BFUP suppose qu'elle pourrait s'avérer efficace pour éliminer d'autres modes de ruptures en plus d'être utilisée sur des colonnes de géométries diverses. D'autres recherches devront être effectuées afin de le confirmer.

Un seul type de BFUP, développé à l'École Polytechnique de Montréal, a été utilisé lors de ce projet de recherche. Les résultats du présent programme de recherche ne peuvent être étendus à d'autres types de BFUP sans que ceux-ci fassent l'objet d'études visant à déterminer leur efficacité. Le pourcentage d'acier utilisé pour la fabrication des piles testées dans ce projet varie entre 1.5 et 1.7%, ce qui est supérieur au pourcentage retrouvé dans la plupart des ouvrages construits au Québec. Ce pourcentage d'acier a été sélectionné afin de valider la technique de renforcement pour le plus grand nombre d'ouvrages possible. Par contre si le pourcentage d'acier d'une pile de ponts à renforcer est supérieur à 1.7% des recherches supplémentaires devront être effectuées.

Ce projet de recherche s'intéresse au comportement macroscopique de la réparation et au comportement global de la structure. Cependant, afin d'atteindre l'objectif du programme de recherche et de proposer des règles de conception pour la réhabilitation avec la méthode proposée, des études sur le comportement mécanique de joints de chevauchement ancrés dans du BFUP sont également nécessaires. Ce volet de recherche est mené par un autre étudiant au doctorat, Fabien Lagier, et s'intéresse au comportement local des joints de chevauchement renforcés par un BFUP.

**CHAPITRE 4     ARTICLE 1: TENSION LAP SPLICES STRENGTHENED  
WITH ULTRA HIGH-PERFORMANCE FIBER REINFORCED  
CONCRETE**

Marc-André DAGENAIS, Bruno MASSICOTTE

Department of Civil, Geological, and Mining Engineering  
Ecole Polytechnique of Montréal  
P.O. Box 6079, Station Centre-ville  
Montreal, Qc, Canada H3C 3A7

**Paper published in Journal of Materials in Civil Engineering  
Manuscript MTENG-2461**

DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001169

Corresponding Author:  
Bruno Massicotte  
Civil, Geological, and Mining Engineering Department  
Ecole Polytechnique of Montréal  
P.O. Box 6079, Station Centre-ville  
Montreal, Qc, Canada H3C 3A7

Tel.: 1-514-340-4711, ext. 4501  
Fax: 1-514-340-5881  
Email: [bruno.massicotte@polymtl.ca](mailto:bruno.massicotte@polymtl.ca)

#### 4.1 Abstract

This paper presents the results of an experimental program undertaken for evaluating the effectiveness of Ultra high-Performance Fiber Reinforced Concrete (UHPFRC) for strengthening deficient tension lap splices. A total of eighteen full-scale beam specimens were tested. Tension reinforcement consisted of two deformed bars spliced at midspan. The strengthening technique consists of replacing normal concrete in the splice region with UHPFRC. One type of fiber concrete was used in this experimental program. It is characterized by a compressive strength of 130 MPa, a high tensile strength of 10 MPa, and ductile strain hardening characteristics in direct tension. The parameters considered were: splice length, bar diameter, repair depth, and bar relative position. In order to isolate the contribution of UHPFRC, no stirrups were used. The results clearly show the effectiveness of UHPFRC for strengthening deficient lap splices. Failure by splitting in the lap splice region was completely eliminated due to the high tensile strength and energy absorption capabilities of the UHPFRC used. Bond stresses that were more than twice those of normal concrete were observed. The UHPFRC ductility allows for the development of quasi plastic tensile stresses around the reinforcing bars to resist the splitting forces. For the selected UHPFRC, this stress was evaluated at approximately 7.3 MPa, which is applicable to tensile strains of up to 0.2% before the formation of discrete cracks. Although the paper focuses on rehabilitation, the results are also applicable to new constructions. Suggestions for further research and better classification of UHPFRC for structural applications are identified.

**Keywords:** Lap-splice; Strengthening; Ultra high-Performance Fiber Reinforced Concrete; Bond; Splitting; Ductility

## 4.2 Introduction

### 4.2.1 Vulnerability of lap splices

A large part of the current civil infrastructure has been built since the middle of the last century. During that period design requirements have evolved significantly, whereas the use of some structures has been modified. Therefore, several reinforced concrete structures do not meet modern standard requirement for serviceability, strength, or ductility. Reinforcement detailing in the splice regions of some existing structures are typical examples of inadequate design: too short lapped length, insufficient confinement, inappropriate shear/flexure interaction, wrong location of inflection point, etc. For instance, observations following major earthquakes that occurred in the last decades of the 20<sup>th</sup> century led to the conclusion that deficient lap splices located in critical regions have significant impacts on the seismic performance of reinforced concrete structures (Priestley et al. 1996).

Several techniques have been proposed and used to strengthen inadequately detailed lap splice joints in circular or square columns by providing external confinement to the element. However, these techniques are not applicable to lap splices located in rectangular columns, beams, or walls. For these cases, other approaches must be considered in order to improve the bond strength in lap splices.

The bond mechanism associated with the interaction between reinforcing steel and the surrounding concrete that characterizes the transfer of tension from steel to concrete has been extensively studied in support of code and standard provision development. Several experimental programs were conducted in order to identify the main factors influencing bond strength: Chamberlin (1952), Chin et al. (1955), and Darwin (2005) just to name a few. The main factors affecting the bond mechanism identified in the state-of-the-art report by Thompson et al. (2002) include the properties of the surrounding concrete, bar diameter and bar spacing, concrete cover thickness, confinement level, and development or splice lengths. There are two failure modes associated with deformed bar in tension as described by Canbay and Frosh (2005), pullout and splitting. For structural members made of normal concrete, the splitting failure mode governs the level of bond stress that can be supported by the concrete. Larger bar diameter generally requires longer lap splice length to avoid splitting crack (Zuo and Darwin, 2000). Fiber reinforced concrete (FRC) can mitigate or

even eliminate concrete splitting, thereby contributing to the improvement of the bond mechanism in lap splice regions (Harajli, 2010). However, this has not yet been introduced in design guidelines.

#### **4.2.2 Lap-splice strengthening using FRC**

Except by providing external confinement, very few strengthening methods have been proposed to improve the strength of deficient lap splices in reinforced concrete structures. The recent availability of self compacting FRC and most recently ultra high performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) has brought new opportunities for strengthening deficient structures (Habel et al. 2008). The ability of FRC to restrain the opening of splitting cracks that are induced by the pressure of the bond stress component acting perpendicular to the bar axis appeared to be a solution for improving the behavior of lap splices (Harajli et al. 2002). This avenue was studied by Vachon and Massicotte (2004) with conventional FRC using 30 mm long hooked-end fibers. Although excellent results were obtained, the size of the fibers was not appropriate for strengthening congested regions. The exceptional characteristics of UHPFRC offer a real potential to enhance the bond strength. These materials generally present high tensile strength and ductility. Recent experimental studies on the lap splice strengthening of rectangular bridge piers using UHPFRC (Massicotte and Boucher-Proulx, 2008) or on the bond behavior of reinforcing bars embedded in high performance fiber reinforced concrete (Parra-Montesinos 2009) showed the potential of these materials due to their tensile strain hardening response.

#### **4.2.3 Objectives and scope of the paper**

The objective of the research project is to develop a strengthening technique using UHPFRC to eliminate failure modes associated with deficient reinforcement detailing in order to fully utilize the strength and ductility that are provided by the main flexural reinforcement. The present paper addresses the strengthening of tensile lap splices with insufficient lap splice length and inadequate confinement. The objectives are firstly to identify the effect of geometrical parameters, such as splice length, bar diameter, and bar splice arrangement (radial or lateral), and subsequently to propose preliminary design rules and guidelines. The scope of the paper is limited to lap splices without confinement, subjected to monotonic loading in order to isolate the contribution of UHPFRC in lap splices. Foreseen applications can be in beams, walls, slabs, columns, etc. of new structures or for rehabilitating existing structures with deficient reinforcement details. However,

the experimental program was planned to support the further development of the proposed technique to applications involving reverse cyclic loadings.

This paper presents the results of an experimental project aimed at identifying the failure modes in lap splice that were strengthened using UHPFRC, determining the resisting mechanisms of UHPFRC in lap splices, determining the UHPFRC mechanical properties, and identifying the limitation of lap splice configurations. The final objective is to propose a strengthening technique that provides high tensile ductility without the failure of lap splice joints and the basis of a design method that would consider the main geometrical characteristics of lap splice joints and material properties of UHPFRC.

### **4.3 Experimental program**

#### **4.3.1 Specimens**

A total of 18 specimens, grouped into two test series of 10 and 8 specimens, respectively, were tested in this experimental program (Table 4.1). The beam dimensions and reinforcement details are presented in Figure 4.1. Specimens have the same external dimensions: 5,660 mm long, 300 mm wide, and 400 mm deep. They were cast in pairs using steel molds. Two 15 mm diameter bars were placed on the compression side, whereas the shear reinforcement outside the lap splice region consisted of 15 mm diameter stirrups spaced at 150 mm (Figure 4.1). The stirrups used were all identical and sized so that the concrete cover thickness on the main flexural bars was 30 mm.

The beam specimens tested in this research were specifically designed to represent the condition of lap splice found existing structures containing with inadequate reinforcement details. Test parameters were selected to be representative of details found in main structural members, typically existing bridges. Usual concrete cover thickness and common bar size were selected. The test variables included the bar diameter  $d_b$  (25 mm and 35 mm), splice length  $L_{sp}$  (6  $d_b$ , 12  $d_b$  and 18  $d_b$ ) (Figure 4.2), depth of UHPFRC repair with respect to the innermost bars (0, 1  $d_b$  and 2  $d_b$ ) (Figure 4.3), and splice arrangement (lateral or radial, with bars in contact or offset) (Figure 4.4).

Tableau 4.1 : Specimen description and test parameters

Test series	Specimen identification	UHPFRC repair depth	Splice length/ $d_b$	Bar size $d_b$ (mm)	Splice configuration <sup>(1)</sup>
1	R-12-25-L	R	12	25	L/O = 0 $d_b$
1	R-18-25-L	R	18	25	L/O = 0 $d_b$
1	R-12-35-L	R	12	35	L/O = 0 $d_b$
1	R-18-35-L	R	18	35	L/O = 0 $d_b$
1	0-12-25-L	0	12	25	L/O = 0 $d_b$
1	1-12-25-L	1	12	25	L/O = 0 $d_b$
1	2-12-25-L	2	12	25	L/O = 0 $d_b$
1	1-18-25-L	1	18	25	L/O = 0 $d_b$
1	1-12-35-L	1	12	35	L/O = 0 $d_b$
1	1-18-35-L	1	18	35	L/O = 0 $d_b$
2	1-6-25-L	1	6	25	L/O = 0 $d_b$
2	1-6-25-L1	1	6	25	L/O = 1 $d_b$
2	1-12-25-L1	1	12	25	L/O = 1 $d_b$
2	1-6-35-L	1	6	35	L/O = 0 $d_b$
2	1-6-35-R	1	6	35	R/O = 0 $d_b$
2	1-12-35-R	1	12	35	R/O = 0 $d_b$
2	1-6-35-L½	1	6	35	L/O = 0.5 $d_b$
2	1-12-35-L½	1	12	35	L/O = 0.5 $d_b$

(1): L = Lateral splice configuration; R = Radial splice configuration; O = Bar offset

The aim of the first test series was to determine the minimum length and depth of the repair zone in order to obtain reinforcement yielding. The design of the repair zone (length and depth) was based on the results of a previous study on large columns (Massicotte and Boucher-Proulx 2008) in which the same UHPFRC mix was used. Three splice lengths were selected with the objective of obtaining splitting failure before reinforcement yielding, for the shortest ones and reinforcement yielding for the longest ones. Four reference specimens made of ordinary concrete without splice strengthening were also fabricated for comparison. Specimens of the second test series were designed based on the results of the first test series. The objective was to study the effect of the relative position of bars and obtain more data for shortest splice lengths.

All of the parameters of the specimens and tests are shown in Table 4.1. A four-part specimen designation is used. The first term refers to the repair depth of UHPFRC under the splice and takes

the values of R, 0, 1, or 2 as illustrated in Figure 4.3, R being the reference specimen. The second term indicates the splice length expressed in multiples of bar diameters as shown in Figure 4.2. The bar diameter is indicated by the third term (25 or 35 for the 25M and 35M bars). Finally, the last term ( $L-L_1-L\frac{1}{2}-R$ ) identifies the bar configuration, L for lateral, and R for radial (Figure 4.4), or offset  $L_1$  and  $L\frac{1}{2}$  for 1  $d_b$  or 0.5  $d_b$ , respectively.

Splice regions were carefully positioned at the center of beams. In the case of specimens with UHPFRC joints, Styrofoam blocks were inserted in the splice region to create the space around the bars in the lap region. Once the foam was removed, the beam normal concrete was roughened using a small jackhammer along the interface with the UHPFRC over a depth of 12 mm, deliberately left in place to create a surface roughness equivalent to actual repair practice.

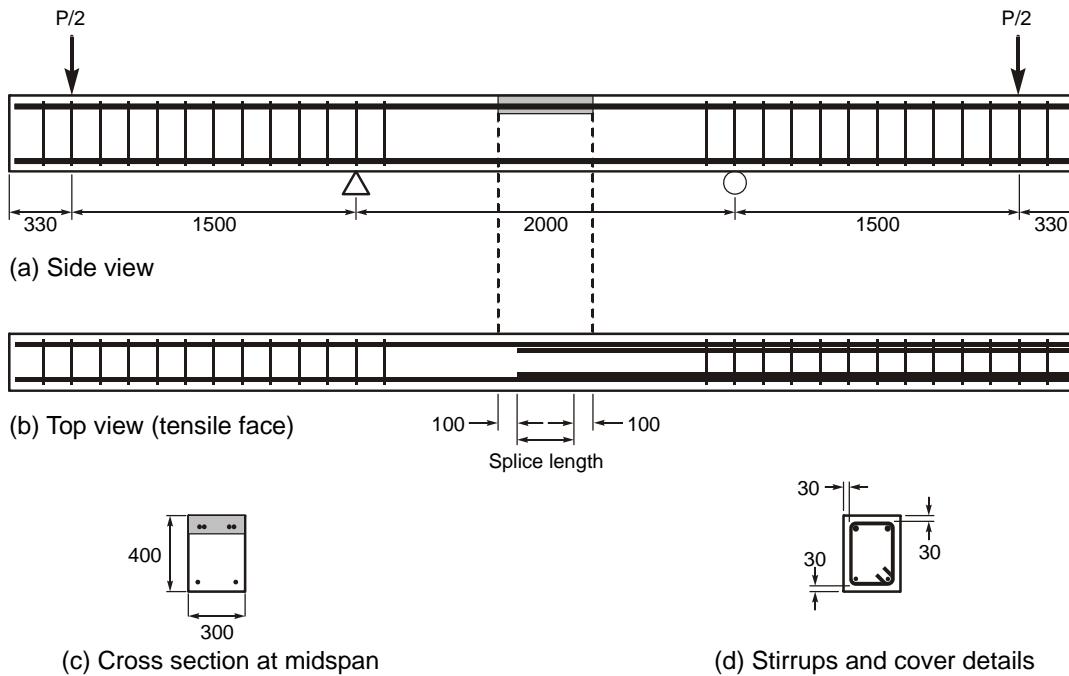


Figure 4.1 Specimen dimensions and reinforcement details

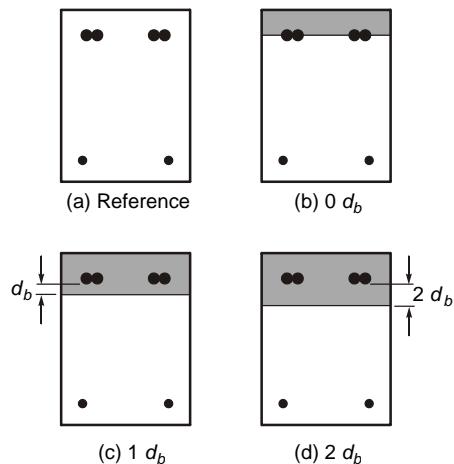
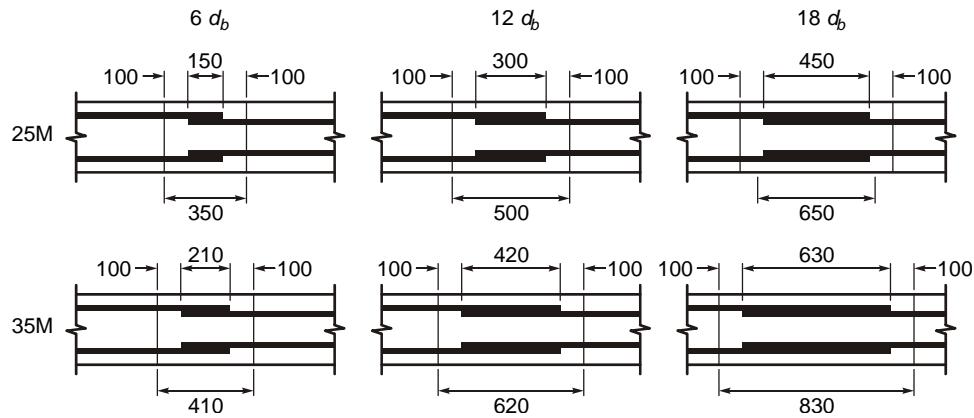


Figure 4.3 UHPFRC repair depth

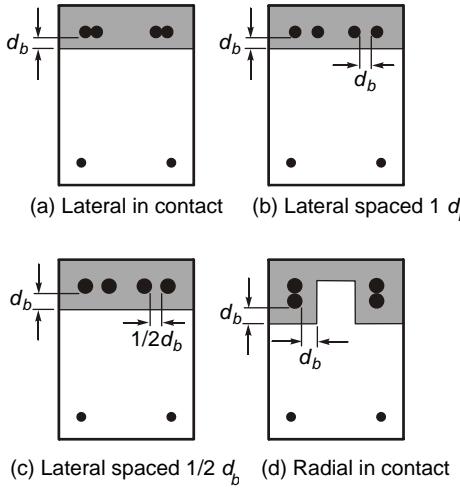


Figure 4.4 Splice configurations

### 4.3.2 Materials

Grade 400W reinforcing bars were used as splice reinforcement. The steel properties are presented in Table 4.2. All of the bars used in each of the two test series came from the same batch to ensure the similar characteristics of reinforcement between specimens.

The UHPFRC used in the splice region was developed at Ecole Polytechnique of Montreal (Braike, 2007) and is made of locally available materials (except for the fibers). It contains 3% by volume of 10 mm long and 0.2 mm in diameter high carbon steel fibers and has a largest aggregate size in the order of 1 mm. Table 4.3 and 4.4 summarizes the average properties and composition of the concrete. Compression test on 100 mm diameter by 200 mm long cylinders were carried out at the time of the beam test. The tensile properties of UHPFRC ( $f_t$ ) were measured at the time of beam testing using direct tensile dog-bone specimens as shown in Figure 4.5. Due to the favorable fiber orientation in the dog-bone specimens, the properties shown in Figure 4.5 must be considered as the most optimistic values. The lower fiber content at some locations of in place UHPFRC slightly reduces the tensile strength, and the slope of the strain hardening branch. A normal concrete with 10 mm aggregates commonly used in precast industry was adopted for the beams. A self-compacting mix was selected to minimize the impact on the reinforcing bar position during casting operations. The compressive strengths of the concrete given in Table 4.5 are the average values of three 100 mm diameter by 200 mm long cylinders tested at the time of the beam testing. The

UHPFRC and normal concrete properties for each beam are given in Table 4.5. A summary of all of the beam test results is presented in Table 4.6.

Tableau 4.2 : Reinforcing bar properties

Bar size $d_b$ (mm)	Nominal bar area (mm <sup>2</sup> )	Yield strength $f_y$ (MPa)	Ultimate strength $f_u$ (MPa)	Strain at rupture (%)
25	500	462	645	19.2
35	1000	423	614	21.9

Tableau 4.3 : 3%-UHPFRC average properties

Mixture properties	Value
Compressive strength (MPa)	130
Elastic modulus (MPa)	36280
Spreading (mm)	710
Entrapped air (%)	3
Water/binder ratio	0.20

Tableau 4.4 : 3%-UHPFRC components

Materials	Mass (kg/m <sup>3</sup> )
Cement	1021
Silica fume	255
Sand	613
Fibers	234
Water	255
Super plasticizer	35

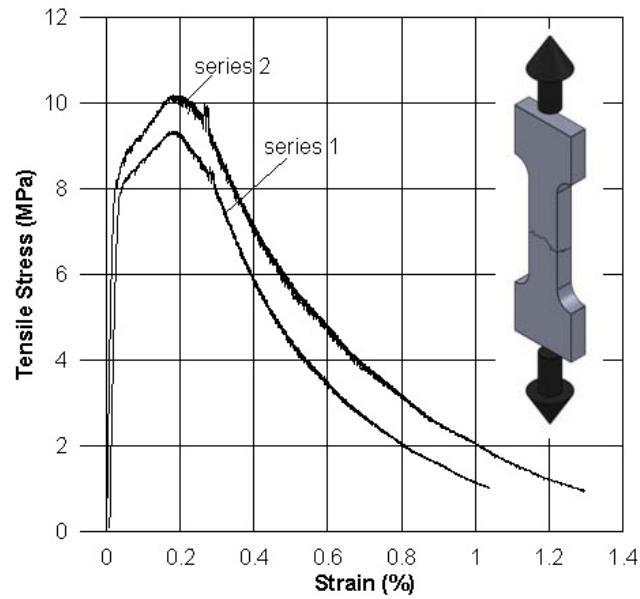


Figure 4.5 Average measured tensile properties of UHPFRC

Tableau 4.5 : Concrete strength

Specimen	Normal concrete		UHPFRC		
	$f'_c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	$f'_c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	$f_t$ (MPa)
R-12-25-L	39.1	27680	-	-	-
R-18-25-L	59.1	32400	-	-	-
R-12-35-L	62.6	35300	-	-	-
R-18-35-L	53.7	31650	-	-	-
0-12-25-L	41.8	28580	133	36770	9.4
1-12-25-L	56.1	33580	133	36770	9.4
2-12-25-L	56.1	33580	127	35630	9.4
1-18-25-L	59.1	32400	127	35630	9.4
1-12-35-L	62.6	35300	139	37310	9.4
1-18-35-L	53.7	31650	139	37310	9.4
1-6-25-L	49.7	35860	125	34270	10.8
1-6-25-L1	49.7	35860	125	34270	10.8
1-12-25-L1	61.0	35200	125	34270	10.8
1-6-35-L	61.0	35200	124	34900	10.8
1-6-35-R	44.2	32690	124	34900	10.8
1-12-35-R	44.2	32690	124	34900	10.8
1-6-35-L½	44.3	33090	120	34020	10.8
1-12-35-L½	44.3	33090	120	34020	10.8

### 4.3.3 Test setup, instrumentation and loading procedure

The specimens were loaded in four-point bending using two concentrated loads at each beam ends to produce a constant moment region between the two supports (Figure 4.1). The setup was designed so the tension lap splice was facing up, which facilitated instrumentation installation and specimen observation during the tests. The distance between supports was 2000 mm. This length was determined to be larger than the sum of the splice length plus twice the specimen height.

Splice regions were highly instrumented as indicated in Figure 4.6. Displacement sensors were installed perpendicular to the bars on top and on the side of specimens to measure the strain evolution of splitting cracks in the concrete over the splice length. These sensors were positioned to intercept cracks wherever they appeared. Reference specimens had 8 displacement sensors for measuring the splitting crack opening. For the specimens repaired with UHPFRC, strain gauges

were installed at the same locations and in addition to the displacement sensors to provide pre-splitting crack strain data. They were installed on top of the specimen with lateral splice configurations, whereas strain gauges were installed along the specimen sides for radial splice configurations. Moreover, the crack opening of the interface between the ordinary concrete and the UHPFRC was captured with displacement sensors. Finally, a sensor measured the longitudinal displacement of the UHPFRC block.

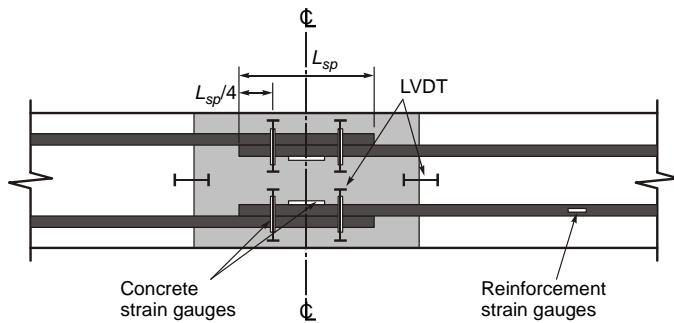


Figure 4.6 Instrumentation details in the splice area

For each beam, one bar was instrumented with two electronic strain gauges to determine the actual reinforcement stress and to capture the onset of yielding. These gauges were positioned in the constant moment region section, located 400 mm away from the support to prevent interaction with the splice region and the support reaction forces. A PVC tube was installed around the bars at the gauge location to eliminate any bar interaction with the concrete at that location. An identical tube was also located on the adjacent bar to avoid unbalanced internal forces. Introducing these tubes slightly weakened the section locally which initiated the formation of the governing flexural crack outside the splice region.

The load was applied continuously by two hydraulic actuators at a displacement rate of 0.02 mm/s, established so that the strain rate in the bars is less than  $50\mu\epsilon/\text{s}$ . The same load was applied by each actuator, thereby providing a constant moment region in the center portion of the beam. The loading was interrupted at increments of 20 kN to observe the evolution of the specimen behavior and track the progression of cracks. The specimens were brought to failure when possible. When the UHPFRC repair was fully effective, tests were interrupted at deflection corresponding to 5 times the yielding deflection. Loading point and midspan deflections were measured using linear potentiometers. Measurements were recorded at a frequency of 1 Hz.

## 4.4 Test results

### 4.4.1 General behavior

The typical failure modes are shown in Figure 4.7, whereas Figure 4.8 presents the load deflection behavior of all the tests. The results are grouped by bar diameter and splice length with the total load  $P$  applied on the specimens (Figure 4.1) shown on the vertical axes. The average bond stresses with respect to the transverse strains in the lap region are given in Figure 4.9. A summary of the test results at the maximum load is presented in Table 4.6. The results include for each specimen the maximum load  $P_{max}$ , the corresponding midspan deflection relative to the load points, steel stress  $f_s$  at failure, ductility ratio ( $\varepsilon_s/\varepsilon_y$ ), average bond strength  $\tau_{max}$ , bond ratio ( $\tau_{max}/\tau_{reference}$ ), and mode of failure.

Tableau 4.6 : Summary of test results

Specimen	Maximum load $P_{max}$ (kN)	Total deflection (mm)	Ductility ratio ( $\varepsilon_s/\varepsilon_y$ )	Steel stress $f_s$ (MPa)	Bond strength $\tau_{max}$ (MPa)	Bond ratio	Failure modes
R-12-25-L	91	21	0.57	263	5.58	1.0	Face and side splitting
R-18-25-L	149	28	0.85	391	5.54	1.0	Face and side splitting
R-12-35-L	141	16	0.49	206	4.48	1.0	Face and side splitting
R-18-35-L	179	20	0.64	270	3.89	1.0	Face and side splitting
0-12-25-L	103	23	0.66	302	6.43	1.15	Detachment
1-12-25-L	224	198	>7.14	509	10.8	1.9	None
2-12-25-L	212	173	>2.71	462	9.8	1.8	None
1-18-25-L	212	165	>4.71	478	6.8	1.2	None
1-12-35-L	359	61	6.30	451	9.8	2.2	Face splitting
1-18-35-L	349	76	1.30	423	6.11	1.57	Bar buckling**
1-6-25-L	188	48	1.45	462	19.6	3.5	Pull-out/Face split
1-6-25-L1	179	41	1.06	462	19.6	3.5	Pull-out/Face split
1-12-25-L1	219	206	>2.01*	462*	9.8*	1.8*	None
1-6-35-L	265	30	0.81	374	16.23	3.63	Tangential splitting
1-6-35-R	182	34	0.69	293	12.69	2.84	Tangential splitting
1-12-35-R	286	61	1.23	423	9.16	2.05	Tangential splitting
1-6-35-L½	218	28	0.67	284	12.32	2.76	Face splitting
1-12-35-L½	361	106	1.36	423	9.16	2.05	Bar buckling**

\*: Strain gauges lost \*\*: Premature compression failure

The tests results have demonstrated the effectiveness of UHPFRC in tension lap splice regions. All of the strengthened specimens reached a high level of strength that is considerably superior to the reference specimens. The reinforcing steel of several specimens yielded before failure, whereas some of them could not be brought to rupture, with the tests being interrupted while the specimen had reached very high deflections.

Flexural cracks appeared very early on during the loading of all the specimens. They formed firstly in the constant moment region outside the repair zone. In the case of strengthened specimens, cracks also appeared at the UHPFRC to the normal concrete interface but their openings were comparable to other flexural cracks outside the splice region and did not cause failure. For all the specimens, cracks formed at a location where strain gauges were installed, thereby ensuring that the reinforcement strain measurements were at a cracked section.

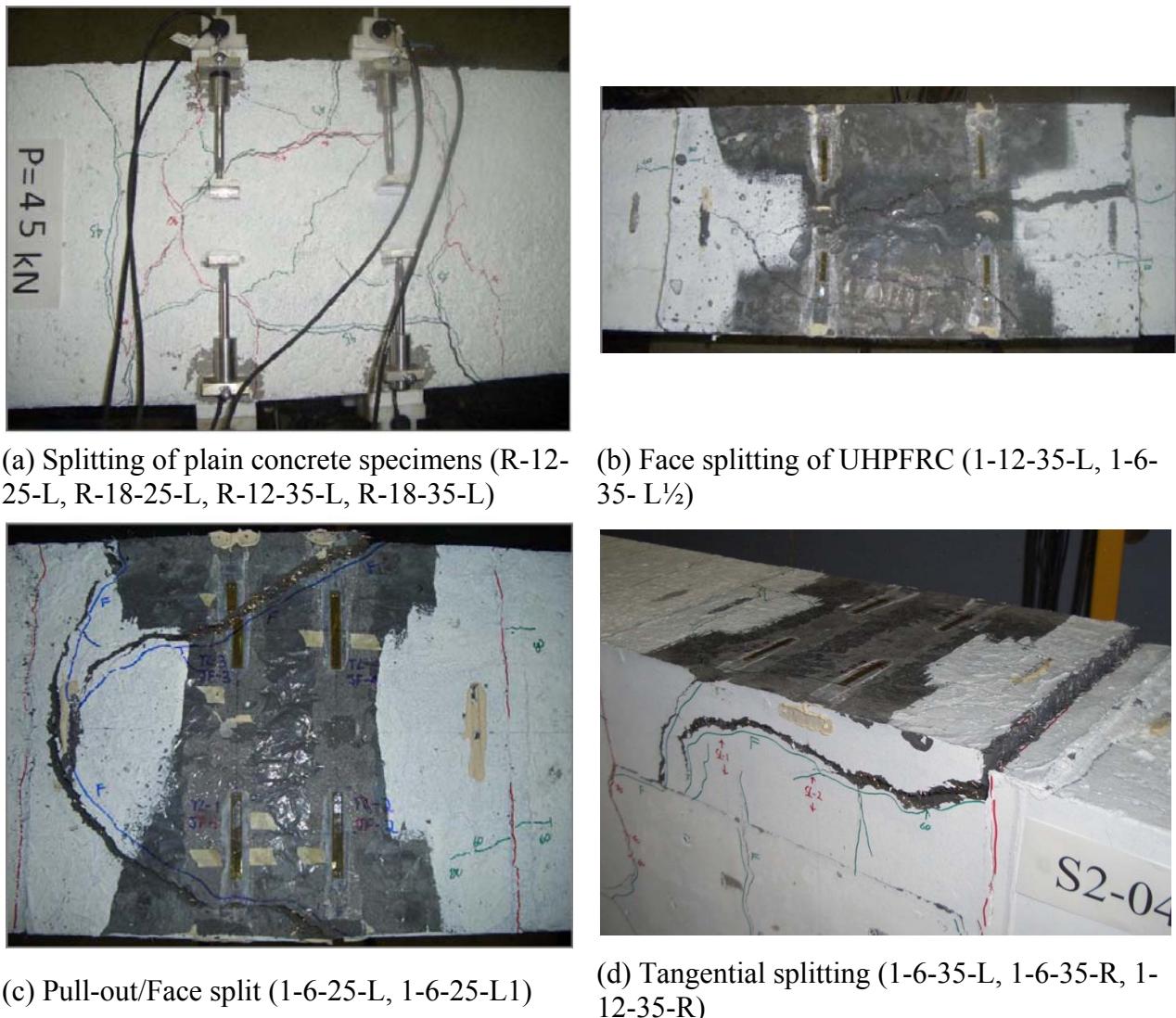


Figure 4.7 Typical failure modes

#### 4.4.2 Load-deflection behavior and ductility

The load-deflection curves of all the specimens are shown in Figure 4.8 and are grouped according to bar diameter and splice length. The plain concrete and repaired specimen behavior prior to ultimate load is similar, indicating an equivalent stiffness. These graphs clearly illustrate the

significant increase in strength and the considerable ductility improvement of the specimens strengthened with UHPFRC.

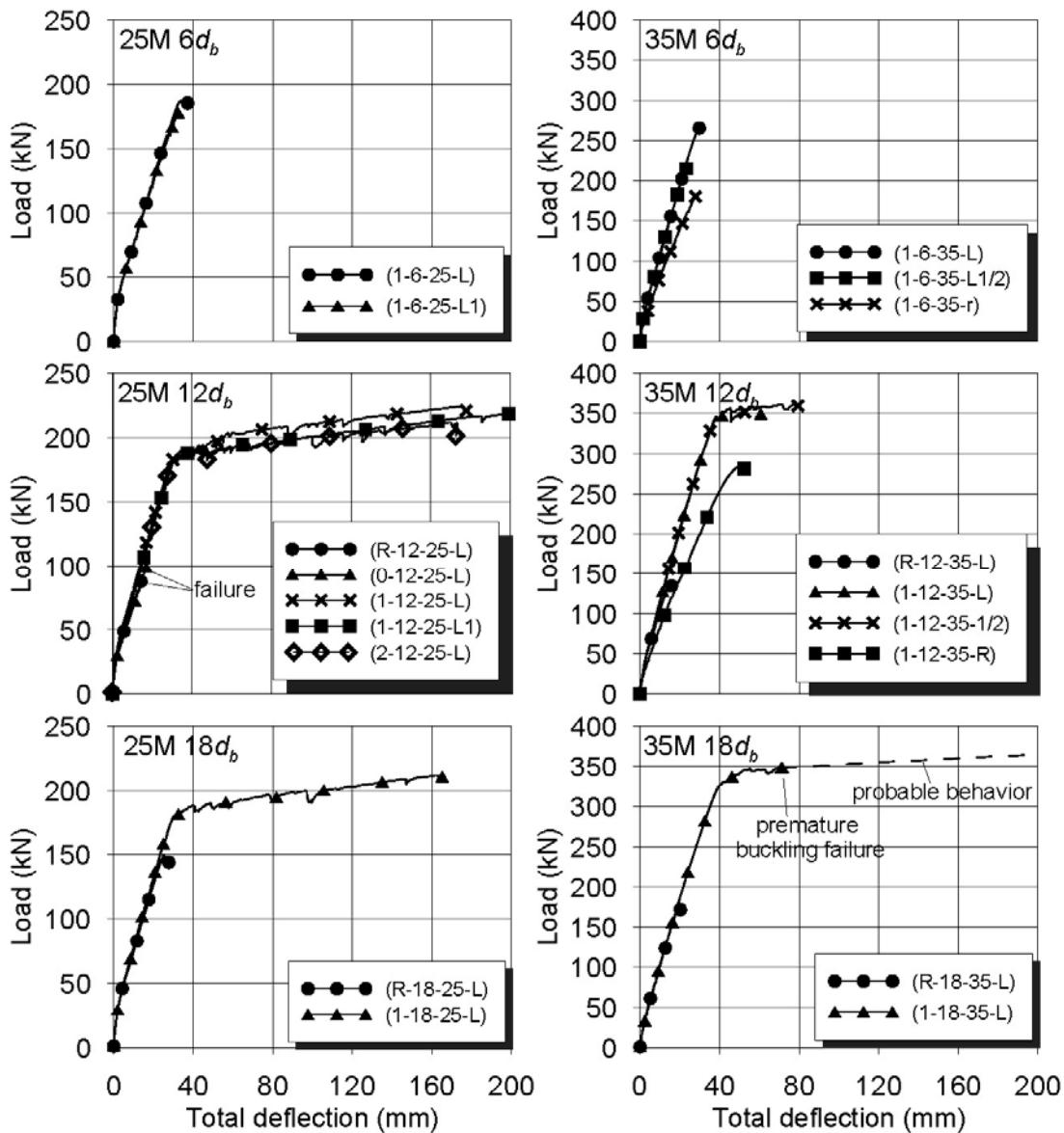


Figure 4.8 Load deflection behavior

For example, reference specimen R-12-25-L reached a maximum load of 91 kN, while the corresponding specimen reinforced with UHPFRC (1-12-25-L) reached a load of 224 kN. The corresponding total deflection increased from 21 mm for the reference specimen with a brittle failure to 198 mm for the strengthened specimen without rupture. This same tendency was also

observed with a lap length reduced to  $6 db$  (specimen 1-6-25-L) for which a maximum load of 188 kN was reached just after yielding at a deflection of 48 mm. Similar improvements are also observed in specimens made with 35 mm bars, even in the case of radial or offset bar configurations.

As shown in Figure 4.8, above a certain repaired length, the specimens exhibited ductile plastic behavior. This indicates that the repaired splice length exceeded the minimum splice length corresponding to the onset of reinforcement yielding. However, for strain hardening reinforcement, the ductility requirements imposed in seismic design for example are accompanied with larger reinforcement stresses and higher demand on radial bond stresses. Therefore, a longer lap length is required when high ductility ratios are expected.

Table 4.6 presents the maximum measured tensile strain in reinforcement expressed as a function of the strain ratio ( $\varepsilon_s/\varepsilon_y$ ), identified as the ductility ratio. Values of  $\varepsilon_y$  were  $2300 \mu\epsilon$  and  $2000 \mu\epsilon$  for 25 and 35 mm diameter bars respectively. For lap splices equal to  $6 db$ , the ductility ratio of 1.45 and 0.81 were obtained for 25 mm and 35 mm diameter, respectively, for the lateral splice configurations. At  $12 db$  lap splice length, the ductility ratio exceeded 7.1 for 25 mm diameter bars without failure, whereas face splitting occurred at a ductility of 6.3 with 35 mm diameter bar. The test results indicate that longer lapped lengths, expressed in multiples of bar diameters, are required as the bar diameter increases to reach yield stress and to develop high ductility ratios. However, this could be affected by the constant cover thickness which is proportionally less for the 35 mm bars.

#### 4.4.3 Failure modes

As expected, all of the reference specimens with normal concrete only failed by concrete splitting in the splice region (Figure 4.7a) before bar yielding due to the insufficient splice length provided. Splitting cracks appeared on the top and sides of the specimen while concrete splitting was accompanied by the sliding of the spliced bars. The rupture of these specimens was characterized by a sudden drop in load resistance.

In series 1, bar yielding was reached in all the strengthened specimens but one, indicating thereby that the repair length was sufficient. For the specimens with a shorter repair length, face splitting occurred in the UHPFRC (Figure 4.7b), whereas no visible cracks were observed in the repaired

region on specimens with a longer lapped length. The failure of specimen 0-12-25-L with a repair depth of 0  $db$  (Figure 4.3b) occurred prematurely and was marginally better than the corresponding reference specimen. The failure mode was characterized by a complete separation of the UHPFRC block to the normal concrete. On the other hand, all of the specimens with a repair depth of 1  $db$  and higher exhibited an adequate behavior. This allows for concluding that UHPFRC must surround all lapped bars with a minimum depth of one bar diameter (1  $db$ ) behind the innermost bar.

Repairs in series 1 specimens were remarkably effective up to a point that no ruptures were observed for 25 mm diameter bars with a splice of 12  $db$  (specimen 1-12-25-L) and, 18  $db$  for 35 mm bars (specimen 1-18-35-L). A splitting mode was observed only for the 35 mm bars spliced over 12  $db$  (specimen 1-12-35-L). The splice length in series 2 was reduced for both bar sizes in order to obtain more information on UHPFRC failure modes for short lapped lengths and for different splice configurations.

Yielding prior to UHPFRC splitting occurred for 25 mm bars with a lap length of 6  $db$ . The failure mode was different for the shortest lapped length with both bar diameters. In the case of 25 mm bars, a mixed tensile and pull-out failure mode was observed (Figure 4.7c). The diagonal shear cracks that formed in this region are typical of a pull-out failure mode. Because a portion of the bar force is transferred to the UHPFRC over the 100 mm outside of the lapped length (Figure 4.2), some tensile force is carried out directly by the UHPFRC. However, due to the fabrication process, fewer fibers are oriented parallel to the bars which limits the post-cracking tensile resistance and UHPFRC ductile behavior in that direction. This failure mechanism occurred after bar yielding but before splitting cracks developed.

A different failure mode was observed for the 35 mm bars: it is the only specimen (1-6-35-L) for which splitting cracks formed in the plane of the four lapped bars on the specimen face, before yielding. This failure mode is due to a combination of a reduced clear width and probably a reduced tensile strength due to fiber orientation.

Finally, in all of the specimens where splitting cracks formed in the UHPFRC, cracking was initiated at the end of bars, where a higher stress concentration is present, and then progressed along the bars. This observation is consistent with the theories of uneven distribution of bond stress along the splice length. However, with UHPFRC, visible cracks only correspond to the peak stress after

the hardening portion at a strain of approximately 0.002 (Figure 4.5). This allows for concluding that when no visible splitting cracks form, the tensile concrete stresses in the lap splice region are in the elastic or in the strain hardening portions of the UHPFRC stress-strain curve (Figure 4.5), forming a quasi plastic stress distribution in the tension ring that forms around splice bars.

#### 4.4.4 Bond strength

The bond stress  $\tau$  can be expressed by the following equation:

$$\tau = \frac{A_b f_s}{\pi d_b L_{sp}} \quad (4.1)$$

where  $A_b$  and  $d_b$  are the nominal bar cross-sectional area and diameter,  $f_s$  is the maximum tensile stress in the bar, and  $L_{sp}$  is the splice length. This equation assumes uniform bond stresses along the splice length.

Bond stresses corresponding to the maximum tensile stress developed in the reinforcement determined from strain gauge measurements are presented in Table 4.6. The bar stress-strain curve properties were used to determine the reinforcement stress using strain measurements. The validity of these values was confirmed using nonlinear sectional analysis in which actual material properties were used. The quality of the strain measurements is attributed to the use of PVC tubes around the bars at the instrumented section. The ratio of the bond stress of repaired specimens is compared to that of the corresponding reference specimen, which is given in Table 4.6 as the bond stress ratio. Because no reference specimens were tested with  $6 d_b$  lap length, the reference specimen bond stresses were taken to be equal to those of the corresponding  $12 d_b$  reference specimens.

The maximum bond stresses at failure are significantly higher in strengthened specimens than in normal concrete specimens as shown in Table 4.6. The increase between specimen 1-12-25-L and reference specimen R-12-25-L is considerable, from 5.58 MPa to 10.8 MPa, giving a bond ratio of 1.9. The maximum bond stress reached in a shorter lap splice ( $6 d_b$ ) for the same condition is 19.6 MPa. Typically, bond stresses are higher for shorter splice length which indicates that bond stresses are probably higher near the bar ends. This observation was confirmed in a companion research project (Lagier et al. 2012) in which strain gauges installed inside a 25 mm diameter bar allowed for determining the bond stress amplitude along an  $8 d_b$  long lap splice. That study also showed that bond stresses become uniform approximately two bar diameters away from the bar ends, and

remain constant and equal to the average value over the central portion of the lap splice region. This confirms the correctness of uniform bond stress assumption for the lapped length up to that corresponding to reinforcement yielding as expressed by Eq.(4.1). For the 35 mm bars, the bond stresses at failure are slightly lower than the corresponding values for the 25 mm bars. However, different failure modes were observed while the same cover was used in both cases, which can affect the relative performance slightly adversely for the larger bars.

The bond stresses developed in specimens with offset splice configurations were lightly lower than those of the lateral configurations without gaps. For  $12 d_b$  long lap slice, the reductions are equal to 9% and 6% for the 25 mm and the 35 mm bars, respectively. For radial configurations, a 6% bond stress reduction was also measured for the same splice length. In all of the cases, the bond stress was however twice that of the reference specimen. These results indicate that the strengthened lap splice performance was not noticeably affected by bar spacing when compared to configurations with bars in contact.

The average bond stresses are plotted with respect to the measured transverse strains in Figure 4.9 that are associated with the splitting crack formation. The results for the 25 mm bars clearly show for lap splices of  $12 d_b$  and longer that little transverse strains develop, whereas strains up to  $900 \mu\epsilon$  were measured for the 35 mm bars with a lap length of  $18 d_b$ . In the first case, it means that the UHPFRC was still in its elastic phase, at least on the beam face but could be cracked in the vicinity of the bars, whereas for the larger bars plastic strains developed all over the cover thickness. In specimens where a splitting failure was observed, transverse strains almost reached  $3000 \mu\epsilon$ , which shows the ability of UHPFRC to sustain large strains before localization.

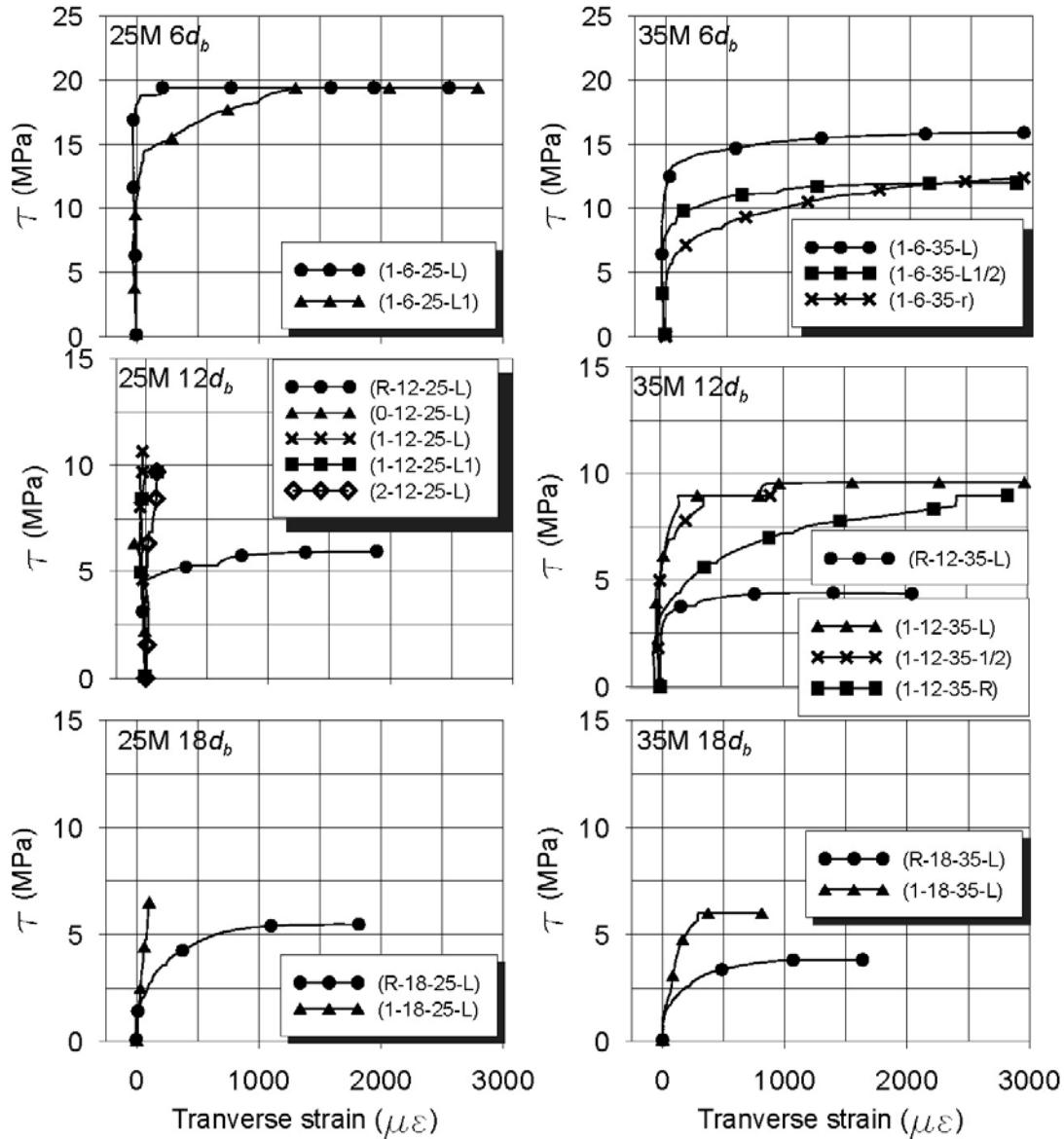


Figure 4.9 Bond stress versus transverse strain response

A close look at the specimen 1-12-35-L results allows for establishing the basis of a model describing the resisting mechanism with UHPFRC. Assuming the stress distribution shown in Figure 4.10a and a uniform bond stress, one can write:

$$d_b \sigma_R = d_b \tau \tan \beta = (c + d_b) \sigma_f \quad (4.2)$$

where,  $\sigma_R$  is the radial component of the bond stress,  $\beta$  is the angle of the bond stress resultant with respect to the bar axis,  $\sigma_f$  is the average tensile stress in UHPFRC, and  $\tau$  is the average bond stress tangential component. Assuming a lower value for  $\sigma_f$  equal to 7.3 MPa, which is typical for the selected UHPFRC (Figure 4.5), and  $\tau = 9.8$  MPa for this specimen (Table 4.6),  $\tan \beta$  becomes equal to 1.6, which corresponds to  $\beta = 58$  degrees. Although these values were obtained after a trial and error process, they are representative of actual properties. This rather high value for  $\tan \beta$  is typical of plastic models as adopted here (Mazumder et al, 2012). The measured direct tensile strength of UHPFRC is known to be higher than reality due to less favorable fiber orientation in beams.

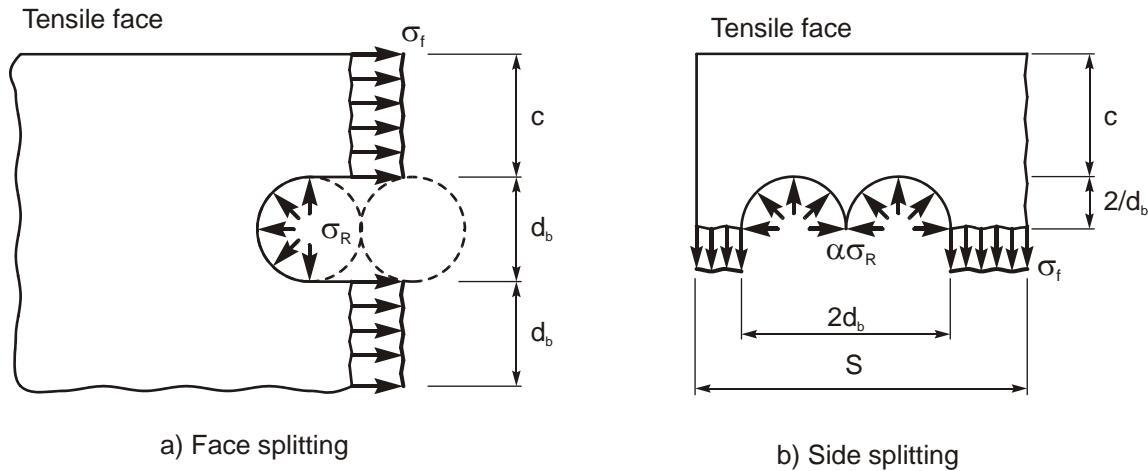


Figure 4.10 Resisting mechanism for lateral bar arrangement

Various assumptions can be made for bond models and several parameters must be considered to correctly describe the load transfer mechanism for the different lap splice configurations tested in the experimental program. For the sake of simplicity, adopting the model illustrated in Figure 4.10, and assuming that a value of 1.6 for  $\tan \beta$  for the two bar sizes and for all failure modes, allows for determining the required plastic tensile stress  $\sigma_f$  for each specimen configurations:

$$\sigma_f = \frac{\alpha d_b \tau \tan \beta}{b_e} \quad (4.3)$$

Where  $\alpha$  accounts for the bursting force magnification in the case of two bars contributing to the splitting force (Figure 4.10b), and  $b_e$  is the effective resisting width over which the uniform plastic stress  $\sigma_f$  applies.

Table 4.7 compares the failure modes obtained with the proposed model with those of the tests. Globally, the tendency given by the proposed simple model identifies the governing failure mode, and allows linking the UHPFRC tensile strength characteristics to the maximum bond stress. For all tests but one, the best agreement was obtained when using  $\alpha = 0.53$ , lower than the value of 0.65 suggested by Cairns and Abdullah (1996) for normal concrete. Although the development of a detailed bond transfer model is beyond the scope of this paper, the amplitude of the pressure applied by the concrete on the bars compared to that of normal concrete can explain the better direct force transfer between bars. However, the proposed model cannot yet be generalized and extensive experimental and analytical studies will be required to correctly understand the bond transfer mechanism with UHPFRC.

Tableau 4.7 : UHPFRC tensile stresses and predicted failures modes

Specimen	Face splitting		Side splitting		Failure model*	
	$b_e$ (mm)	$\sigma_f$ (MPa)	$b_e$ (mm)	$\sigma_f$ (MPa)	Model	Test
1-12-25-L	65	6.7	100	4.5	N	N
2-12-25-L	90	4.4	100	4.1	N	N
1-18-25-L	65	4.2	100	2.8	N	N
1-12-35-L	75	7.3	80	7.2	F/S	F
1-6-25-L	65	12.1	100	8.2	F	P/F
1-6-25-L1	65	12.1	100	8.2	F	P/F
1-12-25-L1	65	6.0	100	4.1	N	N
1-6-35-L	75	12.1	80	11.9	F/S	S
1-6-35-R	75	10.0	65	10.2	S/F	S
1-12-35-R	75	7.2	65	9.3	S	S
1-6-35-L½	75	9.2	80	9.1	F/S	F

\*F: Face splitting; P: Pull-out; S: Side splitting; N: No failure

Despite the simplicity of the resisting model, additional remarks can be made on the modeling of bond in UHPFRC. Contrary to concrete without fibers, the range of UHPFRC can be very broad and their properties cannot be only related to the compressive strength. As evidenced by the experimental results, the tensile characteristics of UHPFRC govern the lap splice behavior. The tensile properties can however considerably vary from one UHPFRC to another according to the fiber content, fiber type, maximum aggregate size, etc. For bond, the very high compressive strength of UHPFRC certainly affects the interaction with reinforcement ribs but has probably a lesser importance than the tensile strength. In new constructions, UHPFRC could probably allow using rib configurations that considerably differ to those of usual rebars. Research such as those carried out by Zuo and Darwin (2000) can be further extended. Finally, as discussed earlier, UHPFRC tensile properties are strongly dependent on the fabrication process. Therefore further development of transfer mechanisms and analytical models must consider the anisotropic properties of these new materials.

## 4.5 Conclusions

The experimental program described in this paper was designed to evaluate the contribution of UHPFRC for eliminating the splitting failure modes of deficient tensile lap splices thereby allowing flexural reinforcement to develop their full capacities beyond yielding and providing high ductile behavior. The influence of several parameters such as splice length, depth of repair, and bar arrangement was evaluated. In order to isolate the contribution of UHPFRC, no stirrups were used in the test specimens. Large beam specimens were fabricated and tested in a four point bending setup. The self compacting UHPFRC mix that was used allowed for reaching direct tensile stress exceeding 8 MPa at strains of 0.2% before visible cracks and localization could be observed in dog-bone specimen tests.

Based on the testing program results, the modes of failure, load-deflection behavior and bond strength analysis lead to the following conclusions:

1. Normal concrete specimens with a splice length that was less than what is required failed by splitting the concrete in the splice region. Failures were sudden and were characterized by a complete loss of resistance. Contrary to the observations of other test series as reported in the literature, no progressive softening was observed despite the displacement control of

the test. This can be attributed to the size of the specimens and the accumulated energy that was suddenly released.

2. Strengthening of the deficient lap splice with UHPFRC was effective. Failure by splitting in the lap splice region was postponed or even completely eliminated due to the high tensile strength and energy absorption capabilities of the UHPFRC that was used. It was concluded for the specimens geometry that was selected that 25 mm diameter bars reach yielding ( $>400$  MPa) for a lap splice equal to  $6 d_b$ , whereas for 35 mm diameter bars, yielding could be reached for a  $12 d_b$  lap splice.
3. Increasing the lap length beyond the values corresponding to yielding allows for obtaining high ductility levels. This is attributed to the high tensile deformation capabilities of UHPFRC.
4. Bond stresses more than twice those of normal concrete were observed. A simple resisting model indicates that radial stresses are approximately 1.6 times higher than the tangential bond stresses. This is attributed to the high tensile ductility of the adopted UHPFRC. In this testing program the 3% fiber content UHPFRC used developed a plastic direct tensile stress evaluated at approximately 7 MPa, and applicable to a tensile strain of up to 0.2% before the formation of discrete cracks.
5. A simple bond model was developed based on the experimental results of this test series and other results carried out in a companion test series. This model assumes uniform bond stresses along the lapped length and the development of quasi-plastic circumferential tensile stresses around lapped bars to resist the splitting forces induced by the radial stresses. Such assumptions are possible only for ductile UHPFRC.
6. Computed bursting forces acting in the two orthogonal directions were observed to be of the same order of magnitude.
7. Further development of analytical models of bond in UHPFRC must account for the particularities of these new materials, especially the tensile strength and ductility, their high compressive strength and also the effective fiber content according to the fiber orientation.
8. The use of stirrups or transverse reinforcement would allow further improving the behavior of lap splices.

These results clearly demonstrated the effectiveness of this reinforcement technique of a lap splice with UHPFRC. The properties of the fiber concrete give strength and ductility to the critical region of a structure. The proposed method could also be used for new constructions such as in joints of precast elements where using shorter lap splices could be highly beneficial. Joints incorporating bent or headed bars could become even more efficient in UHPFRC. However, some care must be paid to the fabrication process in order to ensure proper fiber dispersion and orientation. The use of self compacting UHPFRC is highly recommended.

The results and conclusions of this paper apply to the splice configuration and material selected. Despite the very promising results obtained, extensive research must be undertaken before a design approach can be proposed. However the classification of UHPFRC based on their compressive resistance is misleading, or at best insufficient. For structural applications, UHPFRC should be identified by their strength (tension and compression) and their tensile ductility.

#### **4.6 Acknowledgments**

The research project was financially supported by the Quebec Ministry of Transportation and the Natural Science and Engineering Research Council of Canada (NSERC), through the Canadian Seismic Research Network (CSRN) and the Discovery Grant programs. Some materials were graciously provided by Bekaert and Euclid. The authors would like to express their gratitude to the technical personnel of École Polytechnique de Montréal Hydro-Québec Structures Laboratory.

#### **4.7 References**

Cairns, J., Abdullah, R. B. (1996). "Bond strength of black and epoxy-coated reinforcement – A theoretical approach." *ACI Material J.*, 93(4), 362-369.

Canbay, E., Frosch, R.J. (2005). "Bond strength of lap-spliced bars." *ACI Struct. J.*, 102(4), 605-614.

Chamberlin, S. J. (1952). "Spacing of spliced bars in tension pull-out specimens." *J.Am. Concr. Inst.*, 24(4), 261-274.

Chinn, J., Ferguson, P. M., and Thompson, J. N. (1955). "Lapped splices in reinforced concrete beams." *J.Am. Concr. Inst.*, 27(2), 201-213.

Darwin, D. (2005). "Tension development length and lap splice design for reinforced concrete members." *Progress in Structural Engineering and Materials*, 7(4), 210-225.

Habel, K., Charron, J.-P., Braike, S., Douglas Hooton, R., Gauvreau, P., and Massicotte, B. (2008). "Ultra-high performance fibre reinforced concrete mix design in central Canada." *Can. J. Civ. Eng.*, 35(2), 217-224.

Harajli, M., Hamad, B., and Karam, K. (2002). "Bond-slip response of reinforcing bars embedded in plain and fiber concrete." *J. Mat. Civ. Eng.*, 14(6), 503-511.

Harajli, M.H. (2010). "Bond behavior in steel fiber-reinforced concrete zones under static and cyclic loading: Experimental evaluations and analytical modeling". *J. Mate. Civ. Eng.*, 22(7), 674-686.

Lagier, F., Massicotte, B., Charron, J.-P. (2012). "Bond splitting strength of lap splice embedded in ultra high performance fibre reinforced concrete under direct tension". Bond in Concrete 2012 J.W. Cairns, G. Metelli and G. A. Plizzari (eds), Brescia, Italy, 351-358.

Mazumder, M.H., Gilbert, R.I., Chang, Z.T. (2012). "A reassessment of the analysis provisions for bond and anchorage length of deformed reinforcing bars in tension" *Bonfring Int. J. of Industrial Engineering and management science*, 2(4), December 2012

Massicotte, B. and Boucher-Proulx, G. (2008). "Seismic retrofitting of rectangular bridge piers with UHPFRC jackets", *7th RILEM Symposium of Fibre-Reinforced Concrete*, Chennai, India, September 17-19, 2008, pp. 969-975.

Parra-Montesinos, G. J. (2005). "High-performance fiber-reinforced cement composites: An alternative for seismic design of structures." *ACI Struct. J.*, 102(5), 668-675.

Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G.M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*, Wiley, New York.

Thompson, M. K., Jirsa, J. O., Breen, J. E., and Klingner, R. E. (2002). "Anchorage Behavior of Headed Reinforcement: Literature Review."

Vachon, D. and Massicotte, B. (2004). "Seismic retrofitting of rectangular bridge piers with FRC jackets ". *Proceeding of the Sixth RILEM Symposium of Fibre-Reinforced Concrete*, Varrena, Italia, Sep. 20-22, 2004, 1247-1256.

Zuo, J. and Darwin, D. (2000). "Splice strength of conventional and high relative rib area bars in normal and high-strength concrete". *ACI Struct. J.*, 97(4), 630-641.

**CHAPITRE 5 ARTICLE 2: CYCLIC BEHAVIOUR OF LAP SPLICES  
STRENGTHENED WITH ULTRA HIGH PERFORMANCE FIBER  
REINFORCED CONCRETE**

Marc-André DAGENAIS, Bruno MASSICOTTE

Department of Civil, Geological, and Mining Engineering  
Ecole Polytechnique of Montréal  
P.O. Box 6079, Station Centre-ville  
Montreal, Qc, Canada H3C 3A7

**Paper submitted for possible publication in Construction and Building Materials  
Manuscript CONBUILMAT-D-13-02704**

Corresponding Author:  
Bruno Massicotte  
Civil, Geological, and Mining Engineering Department  
Ecole Polytechnique of Montréal  
P.O. Box 6079, Station Centre-ville  
Montreal, Qc, Canada H3C 3A7

Tel.: 1-514-340-4711, ext. 4501  
Fax: 1-514-340-5881  
Email: [bruno.massicotte@polymtl.ca](mailto:bruno.massicotte@polymtl.ca)

## 5.1 Abstract

The cyclic behaviour of six full scale reinforced concrete (RC) beams with a deficient lap splice strengthened with ultra-high performance fibre reinforced concrete (UHPFRC) was experimentally investigated. The experimental program was based on the findings of previous test series carried out in the same research program that demonstrated the ability of UHPFRC to eliminate bond failure in deficient lap splices of beams and wall type bridge columns. The objective of the present experimental work was to determine the efficiency of this strengthening technique on wide flexural elements (beams, slabs, walls, or wall columns) subjected to reverse cyclic loading. Specimen reinforcement consisted of two pairs of deformed bars spliced at midspan on both tension and compression faces. The strengthening technique consists of replacing normal concrete around lapped bars in the splice region by UHPFRC, which allows for keeping the original member geometry. One type of fibre, three fibre contents, two bar diameters, and two bar arrangements were considered. For isolating the UHPFRC contribution, the splice regions were free of any confinement. The beam specimens were tested in four points bending with a constant moment region along the splice length. The result indicated that UHPFRC with a fibre content of 2 or 3% can significantly increase the bond strength of splice bars without confinement. The levels of ductility reached for the highest fibre content met the requirements for high ductility demand, such as in seismic design. The results demonstrated that an appropriate casting method combined with a self-compacting UHPFRC with appropriate fibre content ensure the efficiency of the strengthening technique for providing the continuity of lapped bars and for enabling a high ductility capacity under monotonic or cyclic loading. The results also confirmed the applicability of the method for strengthening lap spliced regions of wide elements, such as slabs, shear walls, and wall bridge piers, without having to provide any confinement.

**Keywords:** lap splice; strengthening; ultra-high performance fibre-reinforced concrete; bond strength; splitting failure; ductility

## 5.2 Introduction

### 5.2.1 Strengthening techniques for rectangular elements

Observations made following major earthquakes that occurred worldwide in the last four decades have shown that the lap splice details were often inadequately designed and thereby contributed to the collapse of bridges (Priestley et al. 1996 [1]) and buildings (Mitchell et al. 1995 [2]). A common design practice before 1970 for bridges was to use dowel bars in the footing lapped with continuing bars at the bottom of the column. For buildings, lap splices are present at several locations in the columns and shear walls, often with inadequate confinement (Paterson and Mitchell 2003 [3]). Although such details have been prohibited in modern design recommendations, several existing structures have not yet been retrofitted and are still vulnerable in the event of a severe earthquake.

Several solutions have been proposed and applied for strengthening building columns and bridge piers. The improved behaviour given by a steel jacket has been demonstrated in many research projects (Priestley et al. 1992 [4], Mitchell et al. 1994 [5]) and this technique has been used for many years (Priestley et al. 1996 [1]). The effectiveness of FRP jackets has also been demonstrated (Priestley and Seible 1995 [6], Harajli 2009 [7], ElGawady 2010 [8], Bournas and Triantafillou 2011 [9]). Jacketing solutions aim at increasing the confinement of the concrete core for eliminating failure modes in lap splice regions and maintain the integrity of concrete in the column core. However, the applicability of these techniques is limited to circular, square, or slightly rectangular ( $b/h \leq 2$ ) columns and cannot be easily adapted to rectangular columns with aspect ratios larger than 2 due to reduced efficiency or feasibility (Priestley et al. 1996 [1]). Very few efficient and economical solutions have been proposed for walls or rectangular columns with a large aspect ratio.

The UHPFRC jacketing method was first considered by Boucher-Proulx and was applied on a 5 m high large scale bridge pier with a 4:1 cross-sectional aspect ratio (Massicotte and Boucher-Proulx 2008 [10]). With the proposed strengthening technique, the concrete around the bars in the lap splice region is first removed using conventional demolition methods, and is then replaced by self-compacting UHPFRC. This allows for keeping the original column dimensions and makes it applicable to any column shape (Figure 5.1). The objective of the proposed approach for strengthening deficient lap splices is to utilize the exceptional tensile and ductile properties of

UHPFRC ( $\sigma_F$ ) to resist the tensile ring stresses developed in the lap splice regions (Figure 5.2) due to the radial bar pressure ( $\sigma_R$ ), thereby allowing force transfer between lapped flexural bars without providing external confinement.

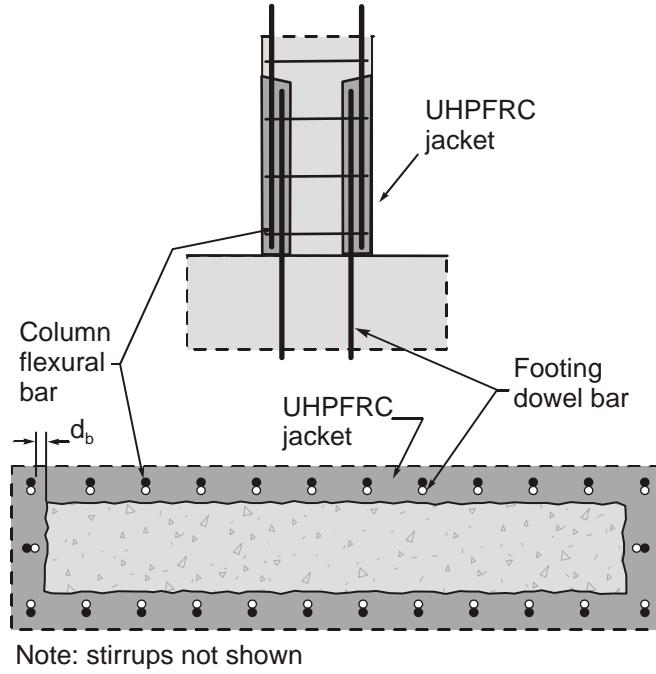


Figure 5.1 : Proposed technique

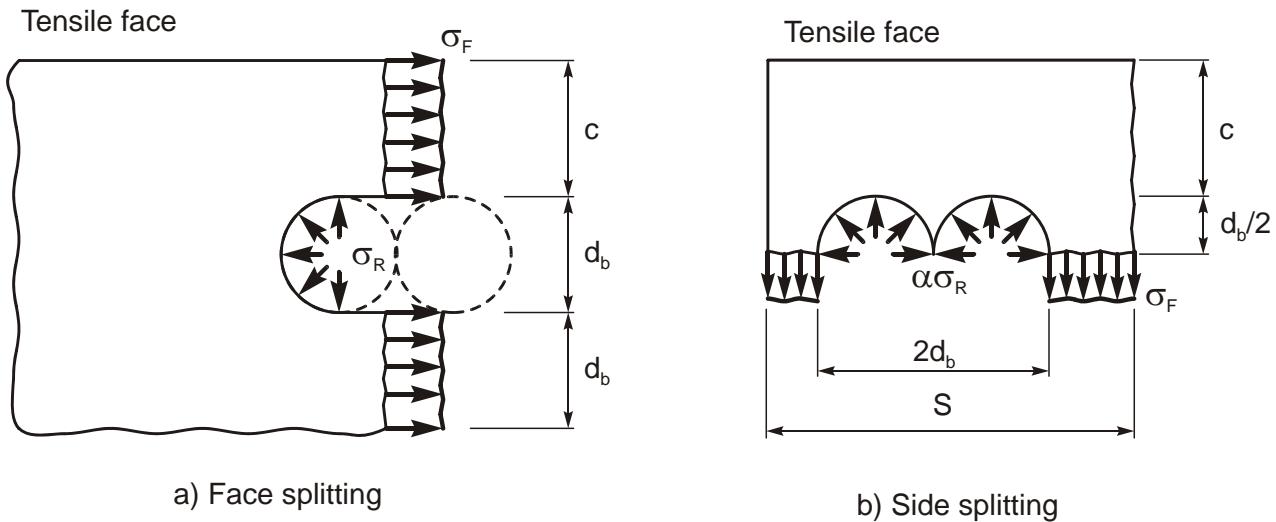


Figure 5.2 : UHPFRC tensile stresses for lateral bar arrangement

## 5.2.2 Background test series

The experimental program presented in this paper was designed according to the results of three previous test series. The 2000 mm wide and 500 mm thick specimen tested by Massicotte and Proulx (2008) [10] that is shown in Figure 5.1 contained 25 mm diameter bars ( $d_b$ ) spliced over 600 mm (24  $d_b$ ) with 10 mm stirrup at 300 mm. The adopted self-compacting UHPFRC mix contained 240 kg/m<sup>3</sup> ( $\pm 3\%$  by volume) of 10×0.20 mm straight fibres. Normal concrete was removed 1 bar diameter ( $1d_b$ ) behind the innermost bars. The retrofitted specimen exhibited an outstanding hysteretic response. The strength kept hardening up to a displacement of 250 mm corresponding to a drift ratio of 6% without any sign of failure. The UHPFRC jacketing prevented the initiation of splitting cracks and allowed the concrete in the lap splice region to maintain the load transfer mechanism between the bars and, therefore, to develop sufficient strength to resist the applied loads. Furthermore, a plastic hinge formed at the base of the retrofitted specimen below the lap splice region with a failure caused by the rupture of the dowel bars. The test illustrated the high potential of that strengthening technique and guided the following test series.

Monotonic tests on 18 beams with various lap splice configurations (Dagenais and Massicotte, 2013 [11]) enabled the determination of the limits of the proposed strengthening technique. The specimens were 5660 mm long, 300 mm wide, and 400 mm deep. Normal concrete in the lap splice region was removed and replaced by a UHPFRC with 3% fibre content. For evaluating the UHPFRC strengthening effect, the splice region was free of stirrups or any other type of confinement. The research parameters were bar diameter  $d_b$  (25 or 35 mm), splice length (6, 12 or 18  $d_b$ ), repair depth behind the innermost bar (0, 1 or 2  $d_b$ ), and bar splice configuration (lateral or radial). The specimens were tested in four-point bending with a constant moment along the splice length.

The monotonic test results have clearly demonstrated the effectiveness of this strengthening technique. It showed that relatively small repair lengths were sufficient to link lapped bars and made them work as if they were one continuous bar. That test series in particular showed: 1) a repair depth of 1  $d_b$  behind the splice bars was required and just sufficient; 2) for the same beam geometry and concrete cover, 25 and 35 mm bars can reach yielding for a lap splice lengths of 12  $d_b$  and 18  $d_b$  respectively, reinforcement tensile stresses exceeding yielding; 3) UHPFRC ductility allows for the development of quasi plastic tensile stresses ring around bars opposing the splitting

radial forces ( $\sigma_F$  in Figure 5.2); and 4), UHPFRC efficiency is affected by the fibre orientation which is naturally parallel to the UHPFRC flow.

The conclusions on the UHPFRC mechanical performances were also confirmed in a third test series (Lagier et al., 2012 [12]) in which strain gauges installed in a groove inside a 25 mm diameter bar allowed the determination of the correctness of a uniform bond stress assumption for the lapped length.

### **5.2.3 Global perspective and research objectives**

The objective of this research program is to develop a strengthening technique using UHPFRC jackets aimed at eliminating bond failure in the splice regions with deficient reinforcement details to meet the modern seismic requirements. The performance of the proposed method is experimentally investigated in this present research on reinforced concrete beams subjected to reverse cyclic loading. The specific objectives are to determine the validity and the limits of the conclusions obtained in previous monotonic test series and to provide guidelines for the applications on slabs, wall, rectangular columns, and wall piers. One type of fibre, three fibre contents, two bar diameters, and two bar arrangements were considered.

## **5.3 Experimental program**

### **5.3.1 Test specimens**

A total of six large beam specimens, with spliced reinforcement at midspan on two opposite faces, were tested in this experimental program. All of the specimens were strengthened using UHPFRC in the splice region. The specimen dimensions and reinforcement details are shown in Figure 5.3. The main test parameters included bar size, lap splice length, UHPFRC fibre content, and splice arrangement as shown in Figure 5.4 and in Table 5.1.

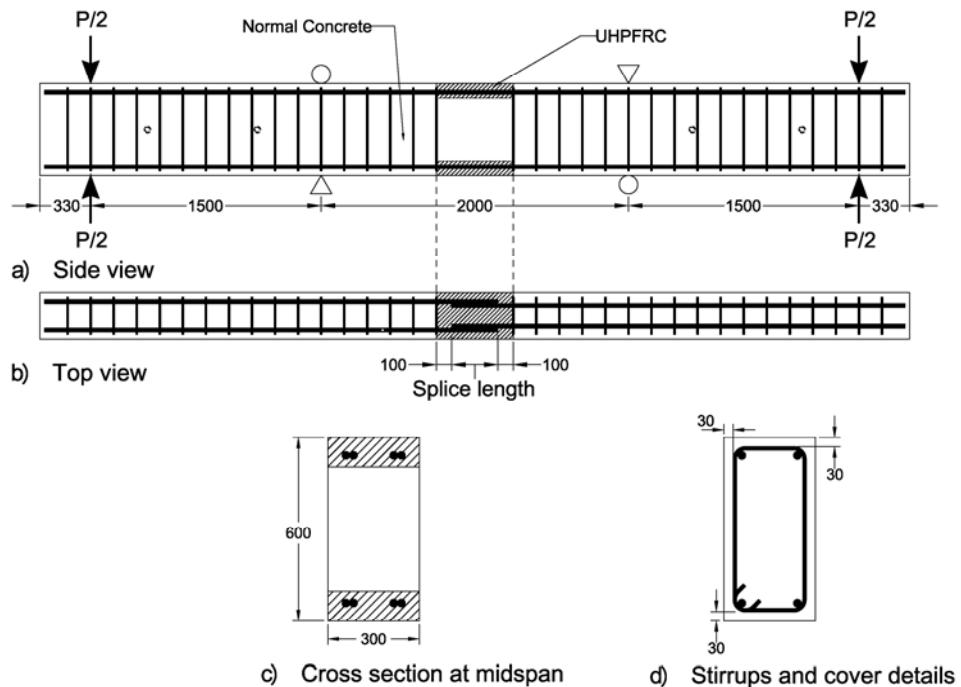


Figure 5.3 : Specimen dimensions and reinforcement details

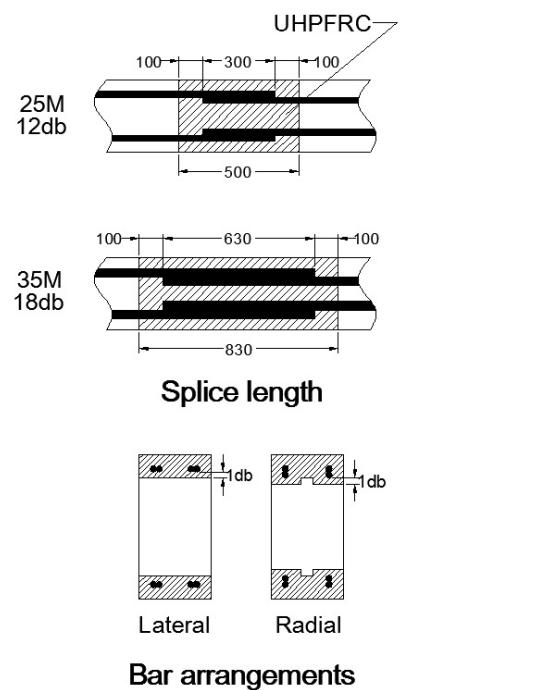


Figure 5.4 : Test parameters: splice length and bar arrangement

Tableau 5.1 : Specimen description and test parameters

Specimen notation	Bar size $d_b$ (mm)	$L_s$ (mm) ; $L_s/d_b$	Splice arrangement	Fibre content (%)
25-12-L-1%	25	300 ; 12	Lateral	1
25-12-L-2%	25	300 ; 12	Lateral	2
25-12-L-3%	25	300 ; 12	Lateral	3
25-12-R-3%	25	300 ; 12	Radial	3
35-18-L-3%	35	630 ; 18	Lateral	3
35-18-R-3%	35	630 ; 18	Radial	3

The specimens were 5660 mm long, 300 mm wide and 600 mm deep, with a 2000 mm long constant moment region. The shear reinforcement outside the splice regions consisted of 15 mm diameter stirrups spaced at 150 mm. There was no stirrup or any other type of confinement in the repair zone to isolate the UHPFRC contribution in reverse cyclic loading. The concrete cover was 30 mm on each side for all of the specimens.

The specimens were identified using a four-part notation system according to the related variables (Table 5.1). The first term indicates the bar diameter (25 or 35 mm), the second term is the lap splice length expressed in bar diameter  $d_b$  (12 or 18), the splice arrangement is defined by the third term (L or R, for lateral or radial, respectively), and the last term gives the fibre content (1%, 2%, or 3% by volume).

Each beam fabrication required several steps. The normal concrete beams were cast first, except for lap splice zones on both sides. An external steel frame system was designed to handle the beams for avoiding premature cracking in the central portion. Polystyrene blocks were inserted in the splice region to create space around the bars. Once the blocks were removed, the beam normal concrete was roughened using a small jackhammer along the interface with the UHPFRC over a depth of 12 mm deliberately left in place to create a surface roughness equivalent to actual repair practice. The repair was performed simultaneously for the six beams. UHPFRC was first cast on one side and cured for 7 days. The specimens were then flipped to cast UHPFRC on the other side. Special attention was given when placing UHPFRC for carefully orienting the concrete flow perpendicular to the lapped bars to reproduce the desired fibre orientation in the repair zone. This point is further discussed at the end of the paper.

### 5.3.2 Materials

Average material properties at the day of beam testing are presented in Table 5.2 and Table 5.3. The spliced reinforcing bars were grade 400W. The measured modulus of elasticity was nearly 200000 MPa. A 35 MPa self-compacting normal concrete with 10 mm aggregates was specified for the beams. The modulus of elasticity ranged from 28000 MPa to 33000 MPa.

Tableau 5.2: Reinforcing bar properties

Specimen identification	Yield strength $f_y$ (MPa)	Ultimate strength $f_u$ (MPa)
25-12-L-1%	444	642
25-12-L-2%		
25-12-L-3%	452	623
25-12-R-3%		
35-18-L-3%	445	623
35-18-R-3%		

Tableau 5.3 : UHPFRC properties

Specimen identification	UHPFRC	
	Compressive strength (MPa)	Peak tensile strength, $f_t$ , (MPa)
25-12-L-1%	125	6.0
25-12-L-2%	124	8.3
25-12-L-3%	114	9.8
25-12-R-3%	114	9.8
35-18-L-3%	114	9.8
35-18-R-3%	114	9.8

The three types of UHPFRC used in the splice region were developed at Ecole Polytechnique of Montreal (Braike 2007; Habel et al., 2008 [13]) and were made of locally available materials (except for the fibres). They contained 1, 2, or 3% by volume of 10 mm long and 0.2 mm in diameter high carbon steel fibres. The same quantities of constituents were used for all UHPFRC except that more sand was added for the lower fibre contents. The tensile properties of UHPFRC ( $f_t$ ) were measured at the time of beam testing on 3 dog-bone specimens for each mix. Due to the

favourable fibre orientation in these specimens, the properties shown in Figure 5.5 must be considered as maximum values because unavoidable lower fibre content at some locations of in place UHPFRC slightly reduces the maximum tensile strength, and the slope and length of the strain hardening branch.

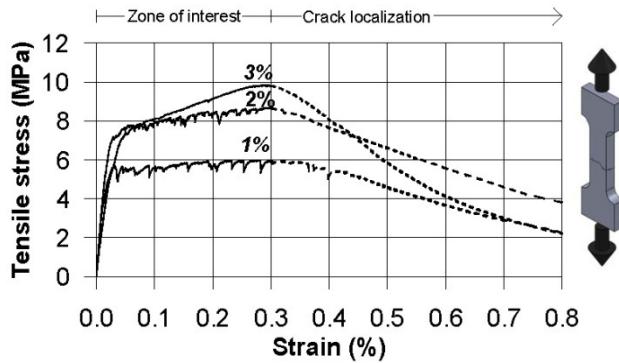


Figure 5.5 : Average stress-strain response of UHPFRC

### 5.3.3 Instrumentation and test procedure

Strain gauges were installed on steel reinforcement on both faces of the beam specimens at 400 mm from one support in the constant moment region but outside of the lap splice zone. A plastic tube was installed around the bars at the gauge location to eliminate any bar interaction with the concrete at that location. An identical tube was also located on the adjacent bar to avoid unbalanced internal forces. Introducing these tubes slightly weakened the section locally and that often corresponded to the governing flexural crack outside the splice region.

Midspan deflection and beam-end deflections were measured with linear potentiometers. Splitting strains on the UHPFRC was measured with four concrete strain gauges installed perpendicular to the lap spliced bars on the top and bottom beam faces, as shown in Figure 5.6. These gauges were positioned near the ends of the spliced bars to measure the highest level of strain reached during testing. The specimens with a radial splice arrangement had four additional strain gauges on the specimen sides to capture the occurrence side splitting crack.

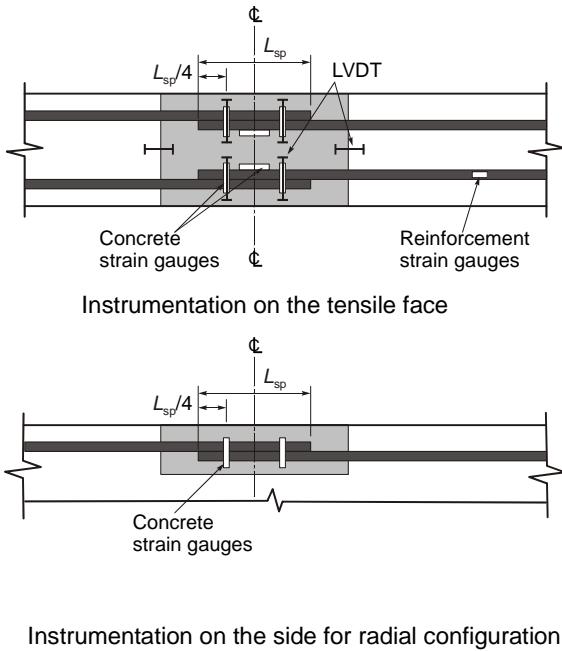


Figure 5.6 : Strain gauges on UHPFRC tensile face

The beam specimens were loaded in 4 point bending to produce a constant moment region between the two supports. The load was applied simultaneously by two displacement controlled hydraulic actuators at a rate of 0.5 mm/s. A pre-loading sequence was applied to the beam specimen to identify the deflection corresponding to the reinforcement yield (ductility level  $\mu = 1$ ), determined using the strain gauges installed on the steel reinforcement. This operation was repeated in both loading directions. Then, an automatic loading protocol was applied to the specimen corresponding to 3 cycles for the ductility levels of 1, 1.5, 2, and 3, and finally 2 cycles for the ductility levels of 4 and 5 (Figure 5.7). The deflection corresponding to a ductility level of 1 was between 20 and 28 mm. A total load of approximately 350 kN and 600 kN was required to reach ductility level 1 for the specimens reinforced with 25 mm and 35 mm bars, respectively. The deflection corresponds to the average of beam end deflections plus the midspan deflection. The load history of beam specimens is presented in Figure 5.7. All of the specimens were brought to failure. Measurements were recorded at a frequency of 1 Hz.

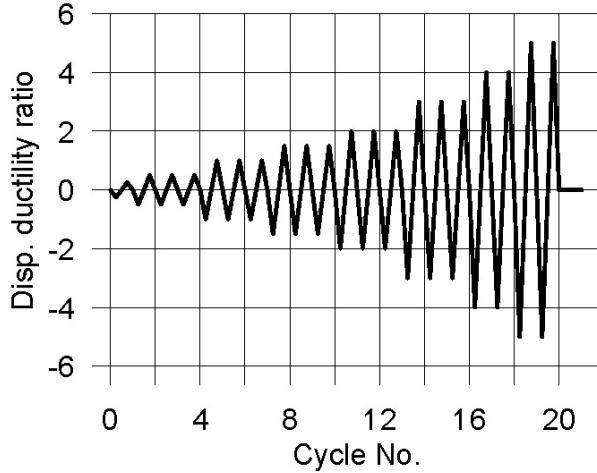


Figure 5.7 : Lateral load history of beams specimens

## 5.4 Discussion of the test results

### 5.4.1 General behaviour

Beam specimens were tested at least 28 days after the last casting of UHPFRC and all presented a bond splitting failure mode. Beams repaired with 3% fibre content withstood a total of 15 cycles and reached a ductility displacement level of 5 before failure. Beams strengthened with UHPFRC containing lower fibre volumes exhibited inferior performances.

A summary of the test results at the maximum load prior to rupture is presented in Table 5.4. The results include for each specimen and for each loading direction, maximum load  $P_{max}$ , corresponding deflection, the maximum steel stress  $f_s$ , ultimate bond stress, performance ratio  $f_s/f_y$ , ductility ratio  $\Delta_{max} / \Delta_{yield}$ , peak splitting strain measured during testing  $\varepsilon_{spmax}$ , and cumulative energy dissipation, also shown in Figure 5.8. The maximum reinforcement stress  $f_s$  was determined by the nonlinear compatibility analysis of the beam cross section using the nonlinear material properties, and confirmed by strain readings for most tests for which strain measurements were still available at peak load. This enabled the computation of the performance ratio and the average bond stress ( $\tau$ ) obtained using the following equation:

$$\tau = \frac{A_b f_s}{\pi d_b L_{sp}} \quad (5.1)$$

Where  $A_b$  and  $d_b$  are the nominal bar cross-sectional area and diameter,  $f_s$  is the maximum reinforcement tensile stress, and  $L_{sp}$  is the splice length. This equation assumes uniform bond stresses along the splice length.

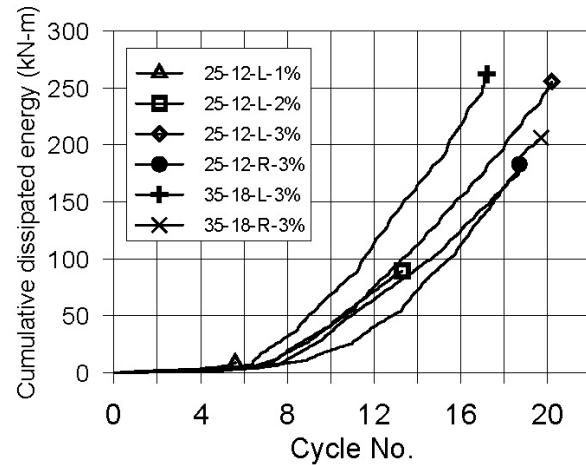


Figure 5.8 : Cumulative dissipated energy

Tableau 5.4 : Summary of test results

Specimen	Peak load $P_{max}$ (kN)		Peak deflection (mm)		Steel stress $f_s$ (MPa)		Bond stress $\tau$ (MPa)		Performance ratio ( $f_s/f_c$ )		Maximum displacement ductility ratio		Peak splitting strain $\varepsilon_{split-max}$ (μm/m)	Cumulative energy dissipated (kN-m)	
	Push	Pull	Push	Pull	Push	Pull	Push	Pull	Push	Pull	Push	Pull			
25-12-L-1%	295	309	23	20	438	448	9.3	9.5	0.99	1.01	1.00	1.00	1040	546	5
25-12-L-2%	327	341	69	61	469	489	10.0	10.4	1.06	1.10	2.47	2.17	877	988	90
25-12-L-3%	374	346	111	117	532	496	11.3	10.5	1.18	1.10	4.82	5.08	1308*	1448	256
25-12-R-3%	325	324	111	106	473	472	10.0	10.0	1.05	1.04	5.04	4.81	491**	133**	183
35-18-L-3%	651	689	98	91	507	565	7.3	8.2	1.10	1.23	4.66	4.34	1595*	2264*	262
35-18-R-3%	569	643	110	113	459	502	6.6	7.2	1.00	1.09	5.00	5.16	3082*	2717*	206

\*: Strain gauges lost, \*\*: Crack appeared outside the gauge length

### 5.4.2 Failure modes of 3% fibre content specimens

Observed bond failure modes are illustrated in Figure 5.9. For specimens with 3% fibre content, flexural cracks occurred randomly in the constant moment region outside the strengthened lap splice area at a displacement ductility level of 1. These cracks appeared first on both tension faces of the specimen. At higher load levels, flexural cracks developed outside the constant moment region. A crack formed at the UHPFRC to normal concrete interfaces and was comparable to the other flexural cracks. For specimens with lateral bar arrangements (25-12-L-3% and 35-18-L-3%), thin flexural cracks appeared on the UHPFRC tensile face after approximately 8 to 12 complete cycles (corresponding to the ductility levels of 1.5 to 2). For specimens with radial arrangement (25-12-R-3% and 35-18-R-3%), no flexural crack appeared on UHPFRC surfaces during the entire duration of the test.

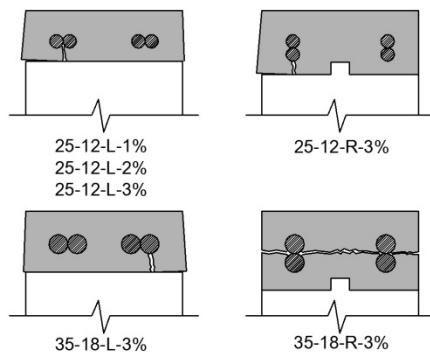


Figure 5.9 : Failure modes

Longitudinal splitting cracks appeared only after 6 cycles and their progression was slow or stopped. These cracks were visible only on the tensile faces of specimens with lateral splice arrangement, 25-12-L-3% and 35-18-L-3%, and appeared only at both ends of the splice region, near bar tips. The specimen autopsy performed after the tests showed that the splitting failure was initiated at the inner face of the bars and progressed toward the inside of the beams, which precluded the observation or measurement of the main splitting cracks on the tensile face. This could be attributed to the thinner UHPFRC present on the inner side of the repaired zone and perhaps the less favourable fibre orientation due to the fabrication process due to conflicting UHPFRC flow as discussed later. However, this failure mode was not observed in the monotonic test series that had specimens with a similar geometry (Dagenais and Massicotte [11]). Another

explanation could then be the wedging action of bars in compression pushing on the thin layer of UHPFRC bearing on a hard surface formed by the normal concrete. A similar splitting failure mode also occurred toward the inside for specimen 25-12-R-3% with the difference that splitting cracks were not apparent on UHPFRC surfaces. The only splitting crack entirely visible on the tensile face was observed on specimen 35-18-R-3%. A picture of that splitting crack and bars positioning is presented in Figure 5.10.

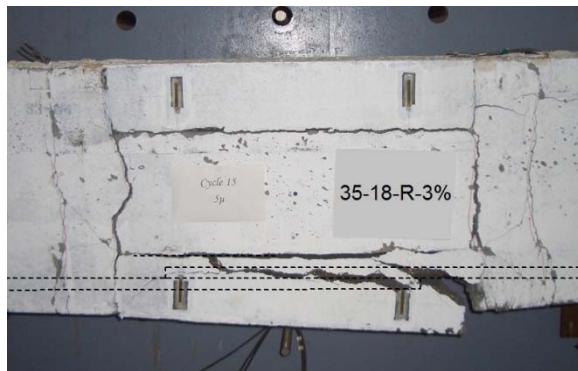


Figure 5.10 : Specimen 35-18-R-3% splitting crack

Failure of the specimens repaired with 3% fibre content occurred, however, at large deflections with high energy embedded in the specimens. It was sudden and characterised by a complete loss of strength due to the development of a splitting crack. The development of the inward splitting cracks caused the lateral widening of the UHPFRC observed at least on one side of the specimens as shown in Figure 5.9. In that respect, it is expected that this expansion would not be possible in larger beams or walls and, therefore, the results obtained with specimens representing a slice of wider elements are on the conservative side. The splitting crack of specimen 35-18-R-3% appeared very quickly and was wide enough to expose the steel reinforcement. All specimens strengthened with 3% fibre content UHPFRC were able to sustain a total of 17 to 20 full cycles for an average peak displacement ductility level of 4.9.

#### **5.4.3 Failure modes of 1% and 2% fibre content specimens**

For specimens strengthened with 1% and 2% fibre content, flexural cracks occurred only in the constant moment region, whereas some shrinkage cracks were visible on UHPFRC before testing. One shrinkage crack perpendicular to the steel reinforcement was observed on specimen 25-12-L-

2% in the middle of the repair zone, whereas several shrinkage cracks perpendicular and parallel to the spliced bars were observed on specimen 25-12-L-1%. Autogenous shrinkage of UHPFRC is important due to the high binder content, and the low fibre content definitely reduced the UHPFRC performance with the adopted mix.

Very few observations were possible on specimen 25-12-L-1% during testing because failure occurred very rapidly. Behaviour of specimen 25-12-L-2% and the observed crack propagation along the splice length was similar to that of the specimens strengthened with 3% fibre content UHPFRC.

Both specimens experienced bond failure by the splitting of the concrete surrounding the spliced bars. Failure was sudden but smoother than for the specimens strengthened with the 3% fibre content due to the least amount of energy in the specimen. The main splitting crack appeared inside the beam and was not visible during the test. Specimen 25-12-L-1% resisted to 5 complete cycles for a peak ductility level of 1 while specimen 25-12-L-2% resisted to 13 complete cycles for a peak ductility level of 2.5.

#### **5.4.4 Hysteretic behaviour**

The hysteretic behaviour of the specimens strengthened with three different fibre content UHPFRC and two different splice configurations are compared in Figure 5.11 and Figure 5.12. All specimens displayed approximately a linear response until first yielding, which was then followed by stable nonlinear symmetrical loops except for the specimen 25-12-L-1%, which failed after first yielding. UHPFRC-2% and 3% specimens sustained the peak load for several cycles. Specimen 25-12-L-2% exhibited a stable behaviour after yielding, whereas the four specimens strengthened with UHPFRC-3% presented a hardening beyond first yielding. The energy dissipated in each test is shown in Table 5.4.

Three identical beams were built with the same lap splice configuration using 25 mm bars and three UHPFRC containing 1%, 2%, and 3% fibre content for evaluating the effect of the fibre content. The results presented in Figure 5.11 clearly illustrate the effect of the fibre content on the energy dissipation capacity and ductility. The flexural behaviour, including stiffness and cracking, was almost identical for all the specimens up to first yielding. Specimen 25-12-L-1% sustained only one cycle after the yielding at a maximum total load of approximately 300 kN and a corresponding

deflection of 20 mm. Specimen 25-12-L-2% was subjected to 13 cycles up to a ductility level 2.5 before failure occurred, whereas a total of 20 cycles were applied to specimen 25-12-L-3%, up to a displacement ductility level of 5 as shown in Table 5.4. The three specimen failure mode was identical, characterized by a splitting bond failure of the UHPFRC around the splice bars (Figure 5.9). These results illustrate that minimum fibre content must be used in order to obtain adequate behaviour. With low fibre content, the performance is more sensitive to the heterogeneity of the fibre dispersion and orientation in the matrix. With the characteristics of the UHPFRC mix adopted for this testing program, 3% fibre content appears sufficient for the foreseen applications requiring high ductility demand.

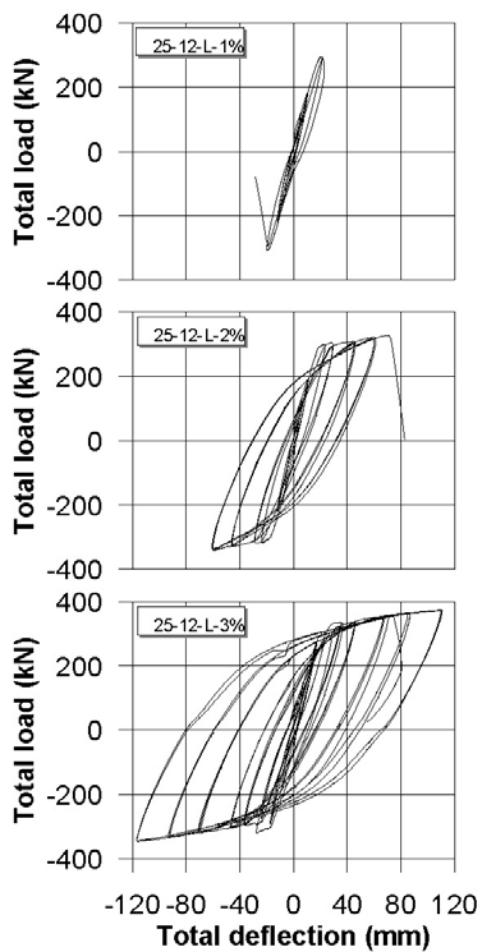


Figure 5.11 : Effect of fibre content on the hysteretic behaviour

The effect of bar arrangement, radial or lateral, and bar size, 25 mm or 35 mm, was evaluated on four specimens, as illustrated in Figure 5.4. The results are presented in Figure 5.12. The flexural stiffness of the specimens with radial splice arrangement were slightly smaller than those with lateral bar arrangement before first yielding due to the reinforcement position on one side, and continued to decline for larger deflections. Flexural stiffness degradation was more perceptible for specimen 35-18-R-3%, which presented some pinching. Specimens with radial configurations exhibited a slightly lower performance in terms of peak load and cumulative energy dissipation than those with a lateral configuration, proportional to the reduced strength due to the reinforcement position on the weakest side. Specimens with different bar arrangements were able to sustain approximately the same amount of cycles and reached a ductility level of 5.

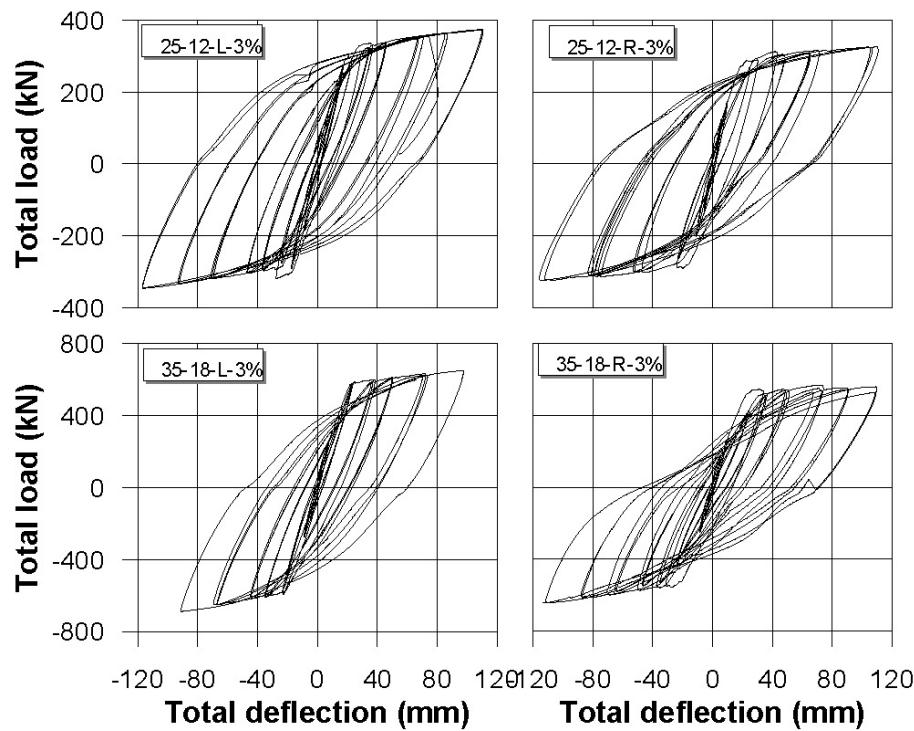


Figure 5.12 : Effect of splice arrangement and bar diameter on the hysteretic behavior

#### 5.4.5 Structural performance

The average bond stress corresponding to the maximum developed steel stress, corresponding performance and ductility ratios, and measured UHPFRC splitting strains are shown in Table 5.4.

There is a consistent increase in the maximum tensile stress, the corresponding average bond stress, performance ratio, ductility ratio and maximum splitting strain with the increase of fibre content. The maximum ductility ratios were obtained with the 3% fibre concrete specimens with an average ductility ratio of 5. The average maximum tensile stress that developed in the reinforcement reached 490 MPa, which exceeded the yield stress and correspond to the values obtained in the static test series (Dagenais and Massicotte [11]) in which no failure was observed.

Various assumptions can be made for bond models and several parameters must be considered to correctly describe the load transfer mechanism for the different lap splice configurations tested in the experimental program. However, assuming the stress distribution shown in Figure 5.2 and a uniform bond stress, allows writing:

$$d_b \sigma_R = d_b \tau \tan \beta = (c + d_b) \sigma_f \quad (5.2)$$

where,  $\sigma_R$  is the radial component of the bond stress,  $\beta$  is the angle of the bond stress resultant with respect to the bar axis,  $\sigma_f$  is the average tensile stress in UHPFRC, and  $\tau$  is the average bond stress tangential component. The results of the monotonic test series [11] indicated that considering a value of 1.6 for  $\tan \beta$  for the two bar sizes and for all failure modes (toward the specimen face or sides) allows for determining the required plastic tensile stress  $\sigma_f$  for each specimen configuration:

$$\sigma_f = \frac{\alpha d_b \tau \tan \beta}{b_e} \quad (5.3)$$

where  $\alpha$  accounts for the bursting force magnification in the case of two bars contributing to the splitting force (Figure 5.2b), and  $b_e$  is the effective resisting width over which the uniform plastic stress  $\sigma_f$  applies.

Table 5.5 compares the failure modes obtained with the proposed model with those of the tests. Globally, the tendency given by the proposed simple model identifies the governing failure mode, and enables linking the UHPFRC tensile strength characteristics to the maximum bond stress. For all the tests, the best agreement was obtained when using  $\alpha = 0.5$ , lower than the value of 0.65 suggested by Cairns and Abdullah (1996) [14] for normal concrete. Although the development of

a detailed bond transfer model is beyond the scope of this paper, the amplitude of the pressure applied by UHPFRC on the bars compared to that of normal concrete can explain the better direct force transfer between the bars. However, the proposed model cannot yet be generalized and further experimental and analytical studies will be required to correctly understand and describe the bond transfer mechanism with UHPFRC.

Tableau 5.5 : UHPFRC tensile stresses and predicted failure modes

Specimen	Face splitting		Side splitting		Failure mode	
	b <sub>e</sub> (mm)	$\sigma_f$ (MPa)	b <sub>e</sub> (mm)	$\sigma_f$ (MPa)	Model	Test
25-12-L-1%	70	5.4	100	3.8	F	F
25-12-L-2%	70	5.9	100	4.2	F	F
25-12-L-3%	70	6.5	100	4.5	F	F
25-12-R-3%	70	5.7	125	3.2	F	F
35-18-L-3%	80	5.7	80	5.7	F/S	F
35-18-R-3%	80	5.1	115	3.5	F	S

F: Face splitting, S: Side splitting

Computed average bond stresses and UHPFRC direct tensile strength properties gave good agreement in the monotonic test series but lower values were obtained in the cyclic test series. For the 3% UHPFRC, the highest computed stresses using Eq. (5.3) reached 5.2 MPa for the 25 mm bars with the lateral configuration, lower values being obtained for the radial configuration and the larger bar. In addition, lower values were obtained for UHPFRC with lower fibre content. Considering that the 3% UHPFRC average tensile strength is approximately 8 MPa, the actual efficiency varies between 50% and 65% in cyclic loading. This reduced efficiency can be explained by the actual fibre orientation in the specimens, the fibre content heterogeneity that can produce weak spots, and the simplicity of the model. However, the high tensile strength measured on the UHPFRC for the 3% mix indicates that the uniform tensile stress assumption of the resisting model (Figure 5.2 and Eq.(5.3)) is probably sensible.

The high ductility and high tensile stress level that were reached show the efficiency of the strengthening technique to eliminate lap splice failure. However, a longer repair length, additional

transverse reinforcement, or better UHPFRC would be needed to eliminate this failure mode in the presence of reverse cyclic loading.

#### **5.4.6 Efficiency of fibre reinforced concrete in structural applications**

Five key parameters contribute to the desired tensile properties of fibre reinforced concrete (FRC) in structural applications: fibre type, fibre content, mix design, mix fluidity, and concrete placement. The selection of fibres combined with an appropriately designed mix is essential for any FRC application. For structural applications where FRC carries high tensile stresses, a minimum fibre volume must be used for ensuring the proper fibre content in all parts of structural elements. In the case of UHPFRC, sufficiently high fibre content is essential to get high tensile strength and high ductility (Figure 5.5). Developing self-compacting mixes is essential for all applications to ensure easy FRC flow without any vibration. Concrete technology provides all the necessary ingredients to reach simultaneously all these conditions (Rossi 2001 [15]). Finally, the fabrication process and casting method must be planned to ensure a sufficient amount of fibres oriented parallel to the main expected tensile stresses. In many cases, this can only be achieved by using a high fibre dosage.

For applications such as that considered in this paper, the tensile splitting forces generated in a lap splice regions would normally induce cracks parallel to the spliced bars as shown in Figure 5.13. Fibres must therefore be oriented as much as possible perpendicularly to the splitting cracks in order to be fully effective. This preferential fibre orientation would give better bond strength and stiffness retention capacity, as well as damage-control ability (Chao et al. 2009 [16]). Obtaining a favourable fibre orientation is doable when applying this strengthening technique to horizontal or vertical members. Two casting methods were used in this research (Figure 5.14). In the first one, applicable to horizontal members, UHPFRC is poured directly above the spliced bars with a continuous UHPFRC flow perpendicular to the lapped bars. In cases of bars orientated vertically, such as in columns, UHPFRC must be poured at a few locations to force horizontal concrete flow which naturally orient the fibres in the right direction as shown in Figure 5.14. That approach was successfully used by Boucher-Proulx [10].

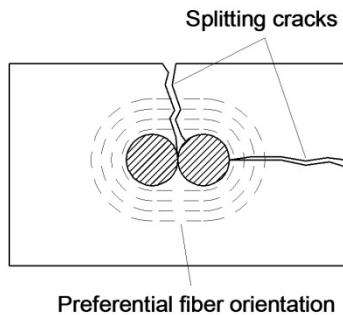


Figure 5.13 : Preferential fibre orientation

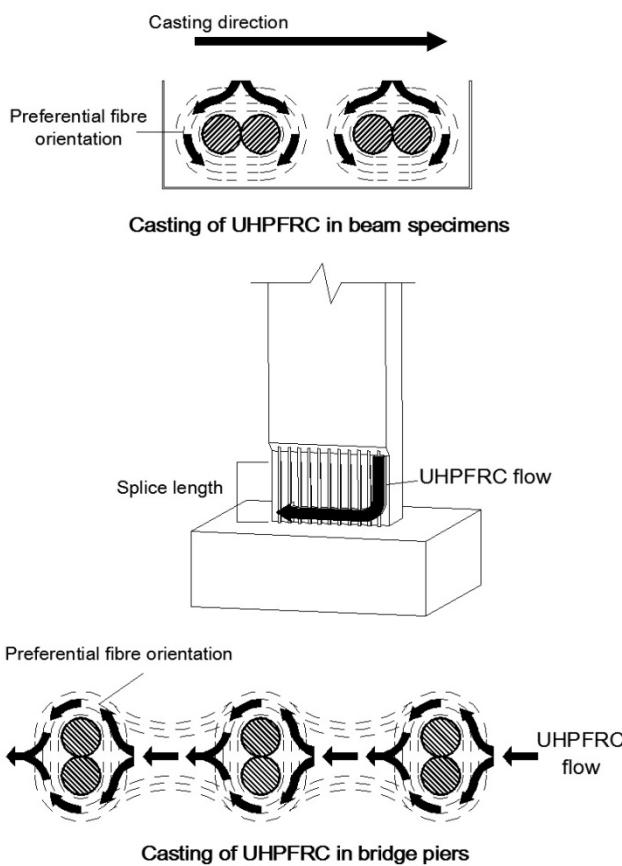


Figure 5.14 : UHPFRC casting methods

Despite how much precaution is provided in all phases of using FRC, one must consider that ideal fibre orientation cannot be achieved in all parts, especially for cast-in-place elements or when rehabilitating existing structures. Although great care was provided in casting UHPFRC in the

beams of this project, observations and results indicated that some locations had reduced fibre content oriented in the most favourable direction. In the case of narrow beams, merging concrete flow around the bars (Figure 5.13), the presence of moulds, and friction along roughened existing concrete surface have certainly reduced UHPFRC efficiency at those locations. UHPFRC tensile properties, especially the high ductility, were probably better on the surface than that below the bars or along the mould, which can explain why splitting failure was initiated at these locations. These observations confirm the need to adequately consider the five key parameters identified above.

## 5.5 Conclusions

The cyclic behaviour of 6 large scale reinforced concrete beams having deficient lap splice details and strengthened with UHPFRC was investigated. The test parameters were chosen following a first monotonic test series. UHPFRC with three fibre contents, 2 bar diameters, and 2 splice arrangements were used. Based on the testing program results, the modes of failure, hysteresis behaviour, and bond performance, the following conclusions can be drawn.

- The failure mode of all of the beam specimens occurred just after longitudinal splitting cracks formed adjacent to the splice bars.
- For 25 mm bars reinforced lapped over  $12 d_b$ , the yield strength (452 MPa) was just reached with 1% fibre content UHPFRC for the first load cycle, whereas moderate ductility and slightly higher tensile stress were obtained with 2% fibre content UHPFRC, indicating that a minimum fibre content must be used for structural applications.
- All of the specimens strengthened with 3% fibre content UHPFRC reached a sustained displacement ductility level of nearly 5 before failure, with corresponding tensile stresses of 515 MPa. This is however less than the 600 MPa obtained in monotonic loading conditions using the same bar configurations and UHPFRC. Therefore longer lapped length, better UHPFRC, or additional conventional reinforcement (transversely to the lapped bars) would be needed to eliminate the splitting mode of failure in applications for which high ductility under cyclic loading conditions is required.

- A repair depth of 1  $d_b$  behind the spliced bars suggested in the monotonic test series was shown to be the lower limit.
- Mix presenting high fluidity characteristics, appropriate fibre selection, sufficiently high fibre content, adapted mix design, and suitable casting method were identified as key parameters for effective UHPFRC strengthening.

The experimental results presented in this paper have demonstrated the effectiveness of the strengthening technique for cyclic loading conditions. UHPFRC with high tensile strength and hardening properties are essential for the performance of the strengthening technique.

Although foreseen applications are for walls and rectangular columns with a cross-sectional aspect ratio exceeding 2, it is anticipated that the proposed technique could also present an alternative for members of any shape and for bars spliced at any location and orientation.

## 5.6 References

- [1] Priestley, M.J.N., Seible, F. & Calvi, G.M. (1996). *Seismic Design and retrofit of bridges*, John Wiley and Sons. New York, NY.
- [2] Mitchell, D., DeVall, R. H., Saatcioglu, M., Simpson, R., Tinawi, R. & Tremblay, R. (1995). Damage to concrete structures due to the 1994 Northridge earthquake. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 22, 361-377
- [3] Paterson, J. & Mitchell, D. (2003). Seismic retrofit of shear walls with headed bars and carbon fiber wrap. *Journal of Structural Engineering*, 129(5), 606-614. doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2003)129:5(606)
- [4] Priestley, M. J. N., Seible, F. & Chai, Y. H. (1992). *Seismic retrofit of bridge columns using steel jackets*. Communication presented à Earthquake Engineering, Tenth World Conference, Balkema, Rotterdam.
- [5] Mitchell, D., Sexsmith, R. & Tinawi, R. (1994). Seismic retrofitting techniques for bridges – a-state-of-the-art report. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 21, 823-835.
- [6] Priestley, M.J.N. & Seible, F. (1995). Design of seismic retrofit measures for concrete and masonry structures. *Construction and Building Materials*, 9(6), 365-377. doi: 10.1016/0950-0618(95)00049-6
- [7] Harajli, M. (2009). Bond strengthening of lap spliced reinforced using external FRP jackets: An effective technique for seismic retrofit of rectangular or circular RC columns. *Construction and Building Material*. 23(3), 1265-1278. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2008.07.028

- [8] ElGawady, M., Endeshaw, M., McLean, D. & Sack, R. (2010). Retrofitting of Rectangular Columns with Deficient Lap Splices. *Journal of Composites for Construction ASCE*, 14(1), 22-25. doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000047
- [9] Bournas, D. A. & Triantafillou, T. C. (2011). Bond Strength of Lap-Spliced in Concrete Confined with Composite Jackets. *Journal of Composites for Construction ASCE*, 15(2), 156-167. doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000078
- [10] Massicotte, B. & Boucher-Proulx, G. (2008). *Seismic retrofitting of rectangular bridge piers with UHPFRC jackets*, communication presented at BEFIB 2008: 7<sup>th</sup> Rilem International Symposium on Fibre Reinforced Concrete, (p. 969-975).
- [11] Dagenais, M. A. and Massicotte, B. (2013). *Tension Lap Splices Strengthened with Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete*, Paper submitted for possible publication in the ASCE Journal of Materials in Civil Engineering.
- [12] Lagier, F., Massicotte, B. & Charron, J. P. (2012). *Bond splitting of lap splice embedded in ultra high fibre reinforced concrete under direct tension*, communication presented to: Bond in Concrete 2012 – General Aspects of Bond J. ISBN:978-88-907078-1-0
- [13] Habel, K., Charron, J. P., Braike, S., Hooton, R. D., Gauvreau, P., & Massicotte, B. (2008). Ultra-high performance fibre reinforced concrete mix design in central Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 35(2), 217-224. doi :10.1139/L07-114
- [14] Cairns, J. & Abdullah, R. (1996). Bond strength of black and epoxy-coated reinforcement – a theoretical approach. *ACI Materials Journal*, 93(4), 362-369

[15] Rossi, P. (2001). Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete, A french perspective on approaches used to produce high-strength, ductile fiber-reinforced concrete. *Concrete international*. December, 46-52

[16] Chao, S.-H., Naaman, A. E., and Parra-Montesinos, G. J. (2009). Bond behavior of reinforcing bars in tensile strain-hardening fiber-reinforced cement composites. *ACI Structural Journal*, 106(6), 897-906.

**CHAPITRE 6     ARTICLE 3 : SEISMIC RETROFITTING OF  
RECTANGULAR BRIDGES PIERS WITH DEFICIENT LAP SPLICES  
USING ULTRA HIGH-PERFORMANCE FIBER REINFORCED  
CONCRETE**

Marc-André DAGENAIS, Bruno MASSICOTTE

Department of Civil, Geological, and Mining Engineering  
Ecole Polytechnique of Montréal  
P.O. Box 6079, Station Centre-ville  
Montreal, Qc, Canada H3C 3A7

**Paper submitted for possible publication in Journal of Bridge Engineering  
Manuscript BEENG-1635**

Corresponding Author:  
Bruno Massicotte  
Civil, Geological, and Mining Engineering Department  
Ecole Polytechnique of Montréal  
P.O. Box 6079, Station Centre-ville  
Montreal, Qc, Canada H3C 3A7

Tel.: 1-514-340-4711, ext. 4501  
Fax: 1-514-340-5881  
Email: [bruno.massicotte@polymtl.ca](mailto:bruno.massicotte@polymtl.ca)

## 6.1 Abstract

The effectiveness of an innovative retrofitting method using ultra high-performance fiber reinforced concrete (UHPFRC) was investigated experimentally on reinforced concrete (RC) bridge piers with deficient lap splice details. Previous test series that were carried out at Ecole Polytechnique of Montreal have demonstrated the ability of UHPFRC jackets to eliminate or postpone bond failure in structural elements subjected to monotonic or cyclic loadings. The objective of the present experimental program was to validate the performance of the proposed retrofitting technique on real-scale columns in order to eliminate the flexural bond failure mode in lap splice regions. Unidirectional reverse cyclic tests were conducted on four rectangular large-scale specimens that were built according to the design standards used prior to the modern seismic requirements. The main test parameters were the bar size and the amount of contributing UHPFRC. The specimen cross section was 0.6 x 1.2 m with a longitudinal reinforcement ratio ranging from 1.52 to 1.67%. Four bar diameters ( $d_b$ ), ranging from 25 to 45 mm and spliced 24  $d_b$  above the footing, were selected as longitudinal reinforcement, whereas the stirrups comprised 15 mm bars spaced at 300 mm. The strengthening technique consisted in removing normal concrete in the splice regions at the base of the column using common construction equipment and of placing 3% UHPFRC mix in the repair zone. The test results were virtually identical for all of the specimens. Bond failure was successfully eliminated, whereas failure occurred due to the fracture in tension of the dowel bar in the footing after applying more than 21 cycles at a displacement ductility reaching 7.1 to 8.5 corresponding to a maximum drift ratio varying from 7.4 to 8.4%. The similarity of results indicated that the strengthening technique performance is not affected by the bar size. The outcomes of this project, and the preceding ones, allowed for proposing practical design and construction guidelines. Although this retrofit technique was initially developed for wide rectangular cross sections, it can be used on columns of any shape and allows maintaining the cross section original geometry.

Keywords: bridge pier; deficient lap splice; strengthening; ultra-high performance fiber reinforced concrete; rectangular cross section; ductility; splice length

## 6.2 Introduction

### 6.2.1 Behavior and retrofitting of existing bridge piers with a deficient lap splice

Observations made following major earthquakes that have occurred worldwide since 1970 showed that the lap splice details were often not adequately designed and they contributed to the collapse of bridges (Priestley et al. 1996) and columns (Saatcioglu et al. 2013). A common design practice before the 1970s for bridges was to use dowel bars in the footing lapped with continuing bars at the bottom of the column. According to the Canadian Bridge Codes prior to 1971, dowel bars extended 24 bar diameter ( $d_b$ ) from the footing. US Code requirements were similar, with lapped length specifications ranging from 20 to 35  $d_b$  (ElGawady et al. 2010). Such lap splice lengths have been shown to be inadequate for transferring the full tensile force of the longitudinal reinforcement to the dowel bars, resulting in a poor non-ductile behavior of bridge piers (Priestley et al. 1996). Common deficiencies include a lack of confinement by transverse reinforcement without cross ties, improperly detailed stirrups, and insufficient lap splice lengths. Moreover, reinforcements in existing structures are often of higher grade than specified, which increases the demand and accentuates lap splice deficiencies. Although such details have been prohibited in modern design recommendations, several existing structures have not been retrofitted yet and are still vulnerable in the event of a severe earthquake.

Several solutions have been proposed and utilized for strengthening bridge piers. The improved behavior provided by steel jacket has been demonstrated in many research projects (Priestley et al. 1992, Mitchell et al. 1994) and this technique has been used for many years (Priestley et al. 1996). The effectiveness of FRP jackets has also been demonstrated (Priestley and Seible 1995, Harajli 2009, ElGawady 2010, Bournas and Triantafillou 2011). Jacketing solutions aim at increasing the confinement of the concrete for eliminating failure modes in lap splice regions and at maintaining the integrity of concrete in the column core. However, the applicability of these techniques is limited to circular, square, or slightly rectangular ( $b/h \leq 2$ ) columns, and cannot be easily adapted to rectangular columns with aspect ratios larger than 2 due to a reduced efficiency or feasibility (Priestley et al. 1996). Very few efficient and economical solutions have been proposed for walls or rectangular columns with a large aspect ratio.

## 6.2.2 Proposed strengthening technique and research background

A research project initiated at Ecole Polytechnique of Montreal in 2002 was aimed to develop a retrofitting technique for highly rectangular bridge piers. The retrofit technique principle consists in replacing the normal concrete in the lap splice region by self-compacting fiber reinforced concrete in order to resist the tensile ring stresses developed in lap splice regions, thereby eliminating bond failure due to concrete splitting. This technique allows the force transfer between lapped flexural bars through the concrete without providing external confinement. In the first attempt, Vachon and Massicotte (2004) used conventional steel fiber reinforced concrete (SFRC) with 30 mm long hooked end fibers at  $80 \text{ kg/m}^3$ . Although satisfactory results were obtained, the size of the fibers required thick cover and deep demolition of the existing concrete to expose the lapped bars. The availability of newly developed self-compacting UHPFRC allowed for further improving the strengthening technique and enabled the exploitation of the exceptional tensile and ductile properties of UHPFRC.

Massicotte and Proulx (2008) tested 2000 mm wide and 500 mm thick specimens (Figure 6.1) in which 25 mm bars were spliced over 600 mm ( $24 d_b$ ) with 10 mm stirrup at 300 mm. The adopted self-compacting UHPFRC mix developed at École Polytechnique of Montreal (Habel et al. 2008) contained  $240 \text{ kg/m}^3$  ( $\pm 3\%$  by volume) of  $10 \times 0.20 \text{ mm}$  straight fibers. It presents a high workability with a fresh concrete spreading exceeding 700 mm, enabling the casting of thin elements or covers. Normal concrete was removed 1 bar diameter ( $1d_b$ ) behind the dowel bars. The retrofitted specimen exhibited an outstanding hysteretic response. The strength kept hardening up to a drift ratio of 6% without any sign of failure. The UHPFRC jacketing prevented the initiation of splitting cracks and allowed the concrete in the lap splice region to maintain the load transfer mechanism between the lapped bars and, therefore, to also develop sufficient strength for resisting the applied loads. Furthermore, high plastic strains developed in the dowel bars below the lap splice region at the top of the footing, enabling the forming of a plastic hinge at the base of the specimen.

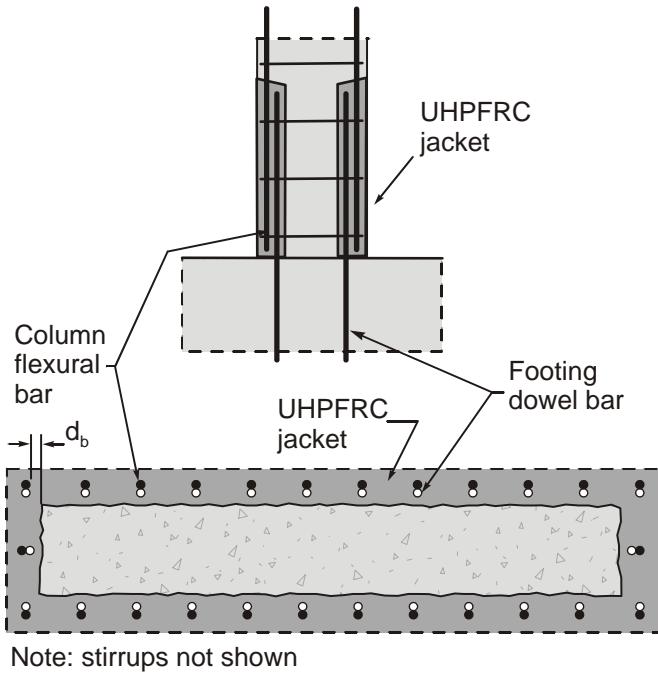


Figure 6.1 : Proposed technique

These performances enabled the defining of a four phase experimental program with the objective of developing design guidelines for applying this method. In the first test series, a total of 14 RC beams with a deficient lap splice region were repaired with 3% fiber content UHPFRC and tested under monotonic loading (Dagenais and Massicotte 2014). The parameters that were considered were bar diameter (25 or 25 mm), splice length (6, 12, or 18  $d_b$ ), repair depth behind the innermost bar (0, 1, or 2  $d_b$ ), and bar arrangements (lateral or radial). The test results showed that relatively small repair lengths were sufficient to link lapped bars and made them work as if they were one continuous bar. Particularly that test series showed that: 1) a repair depth of 1  $d_b$  behind the splice bars was required and just sufficient; 2) for the same beam geometry and concrete cover, 25 and 35 mm bars can reach a tensile stress exceeding 600 MPa without splitting failure for lap splice lengths of 12  $d_b$  and 18  $d_b$ , respectively.

In the second test series, 6 RC beams with deficient lap splice regions located on both beam faces were repaired with UHPFRC and tested under reverse cyclic loading (Dagenais and Massicotte 2013). The parameters considered were the bar diameter and associated splice length (25 mm bars with 12  $d_b$ , or 35 mm bars with 18  $d_b$ ), bar arrangements (lateral or radial), and fiber content (80, 160, or 240 kg/m<sup>3</sup>, corresponding to approximately 1%, 2%, or 3% by volume). Contrarily to the

monotonic tests, splitting failure occurred in the UHPFRC. Reinforcement stress in specimens with 3% fiber UHPFRC exceeded 500 MPa with a displacement ductility level of 5. Specimens with lower fiber content did not reach a performance level sufficient to satisfy the seismic requirements. The 1% fiber UHPFRC allowed for reaching bar yielding, whereas the 2% fiber UHPFRC allowed for developing moderate cyclic ductility.

Finally, several tests were carried out by Lagier et al. (2012) on specimens consisting of two pairs of bars lapped into UHPFRC and subjected to uniaxial tensile forces. The parameters considered were bar diameter (25 or 35 mm), splice length (6 to 12  $d_b$ ), and UHPFRC fiber content (80 to 320 kg/m<sup>3</sup>, 1% to 4% by volume). Closely spaced strain gauges installed inside a grove integrated in a 25 mm diameter bar allowed measuring through the reinforcement strain variation the bond stress along the lapped bars.

The results of the first three test series, in which no confinement was provided in order to isolate the contribution of UHPFRC for eliminating lap splice failure, indicated that quasi uniform bond stress can develop all along the lapped length. This enables the adoption of a resisting mechanism (Figure 6.2) consisting of a tensile ring stress in the UHPFRC  $\sigma_F$  that counteracts the tensile ring stress induced in the concrete around lapped bars by the radial stress  $\sigma_R$  exerted by the reinforcement ribs. Such an assumption requires adopting UHPFRC with sufficiently high fiber content (3% by volume with the material used in this research program) in order for the plastic ring stress to be developed over a long distance. In the last experimental program, which is the subject of the present article, full scale bridge pier specimens are considered.

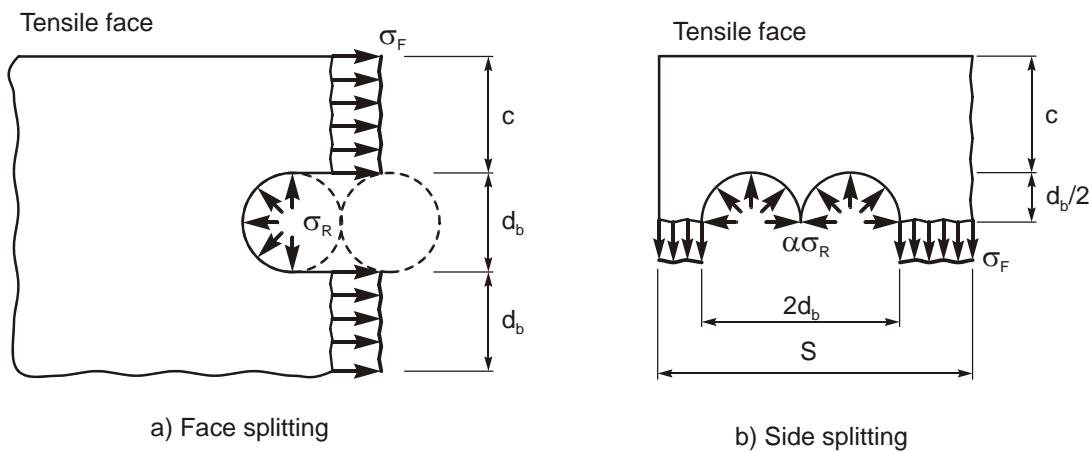


Figure 6.2 : UHPFRC tensile stresses

### 6.2.3 Scope of the paper

Numerous tests on retrofitted bridge columns have been conducted on circular and square cross sections, but tests on retrofitted full-scale rectangular bridges columns are scarce. This paper presents the result of 4 tests on retrofitted full-scale rectangular columns representing a wide rectangular column, or a slice of a wall type bridge pier with  $b/h > 2$ , subjected to unidirectional transverse loading and gravity load. The main objective of this test series was to evaluate the performance of rectangular columns with deficient lap splices strengthened with UHPFRC jackets with increasing bar size in order to challenge the proposed technique for the range of columns reinforcement encountered in existing bridges. The flexural reinforcement ratio was kept nearly constant while the bar diameter was increased from 25 mm to 45 mm. All other parameters were varied according to the lapped bar diameter in order to evaluate if the proposed strengthening technique would be affected by scale effects.

## 6.3 Experimental program

### 6.3.1 Test specimens

Four full-scale reinforced concrete bridge piers with a 1200 x 600 mm cross section were constructed and tested under uniaxial reverse cyclic lateral loading with respect to the weak flexural axis. All specimens had similar flexural reinforcement ratio, ranging from 1.52% to 1.67%, consisting of 25, 30, 35, and 45 mm diameter bars. The specimen dimensions, longitudinal reinforcement ratio, and axial loading were based on a previous test series (Khaled et al. 2011) on specimens designed according to modern seismic requirements. Bending test results of the two previous test series indicated a possible reduction of UHPFRC efficiency with increasing bar size and the application of cyclic loading. Therefore, the selection of 4 different bar sizes was aimed at determining the potential unfavorable scale effect with increasing bar size. The range of selected bar diameters covers sizes that are commonly found in exiting constructions. As in previous test series, the longitudinal bars were lapped at the base of the column to dowel bars extending from the footing. The lap splice length was  $24 db$  for all specimens, which corresponds to the minimum value specified in North American Bridge Codes prior to 1970. According to previous test series recommendations, normal concrete was removed one bar diameter behind the innermost bars.

Transverse reinforcement consisted of 15 mm diameter stirrups spaced at 300 mm in order to avoid shear failure but also for representing commonly used stirrup spacing in existing bridge piers. Specimen dimensions and reinforcement details are shown in Figure 6.3.

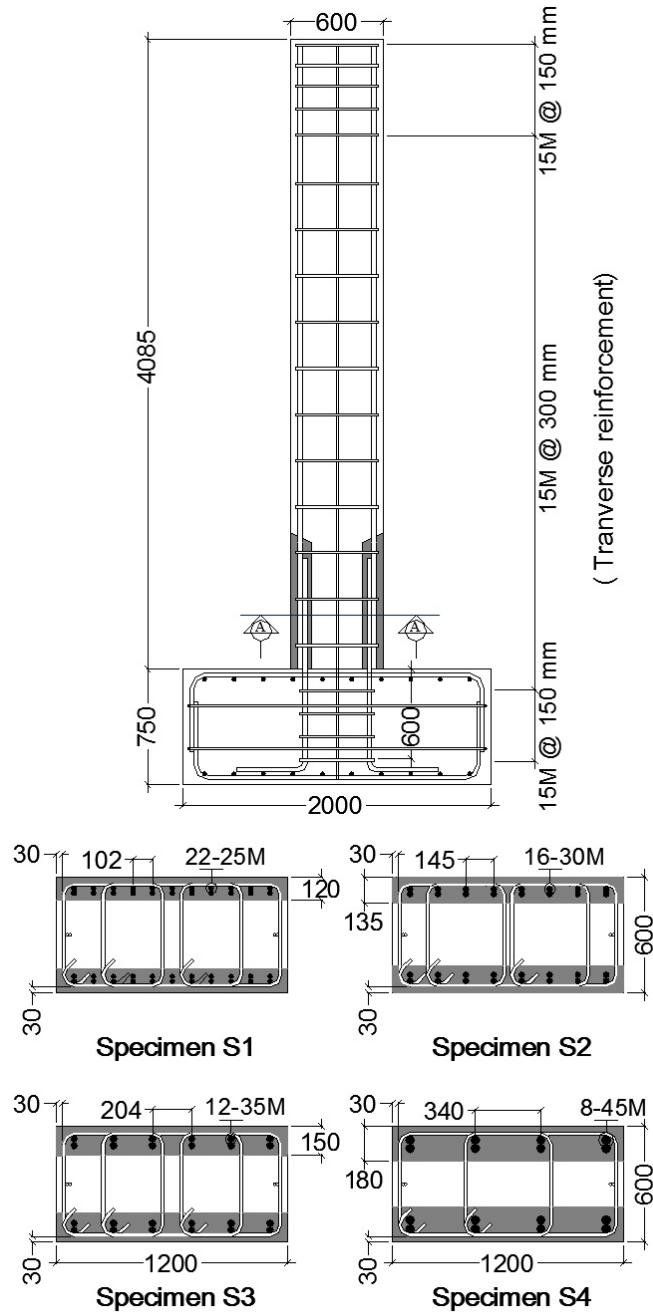


Figure 6.3 : Test specimens representing a slice of a wide rectangular column

### 6.3.2 Specimen fabrication

The specimens were fabricated with normal concrete and then retrofitted, as would be done in actual field conditions. The first step consisted of removing the normal concrete around the spliced bars using conventional demolition equipment. In the context of a research project, polystyrene blocks were inserted in the splice region to limit concrete demolition to only the last 10 mm. The repair depth was  $1 db$  behind the splice bars (Figure 6.3) while the repair height exceeded the splice length by 100 mm in order to allow for the proper introduction of UHPFRC. The splice and repair details are shown in Figure 6.4. Once the normal concrete was properly removed and the concrete surfaces were carefully cleaned (Figure 6.5), a rigid formwork was built at the base of the column. The self-leveling UHPFRC was then poured from above the splice region such as to maximize a preferential fiber orientation, perpendicular to the bar orientation, parallel to the ring tensile force, as shown in Figure 6.6.

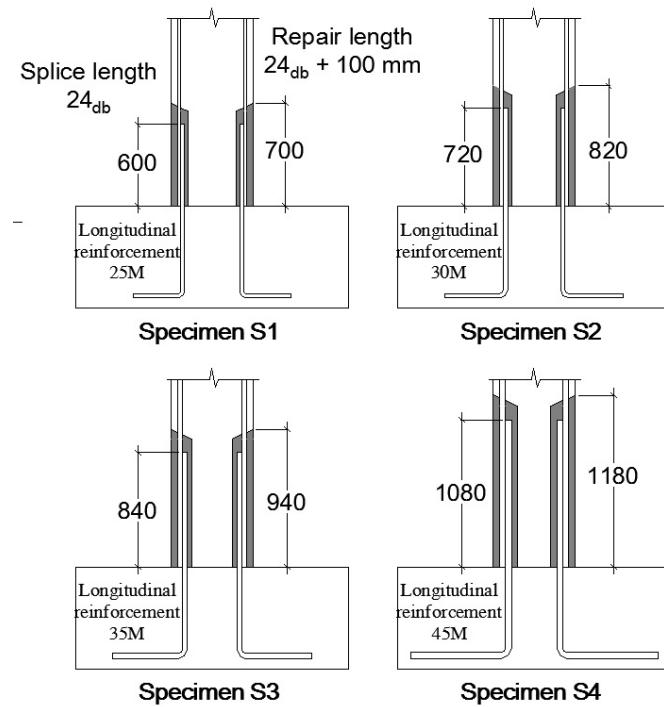


Figure 6.4 : Splice and repair length details

The specimens were fabricated in a precast plant. Prior to shipping, the columns were axially prestressed to avoid any damage in the lapped zone and then tilted-down. The prestressing was removed once the specimens were in place in the laboratory.



Figure 6.5 : Bar configuration and surface preparation in the repair zone

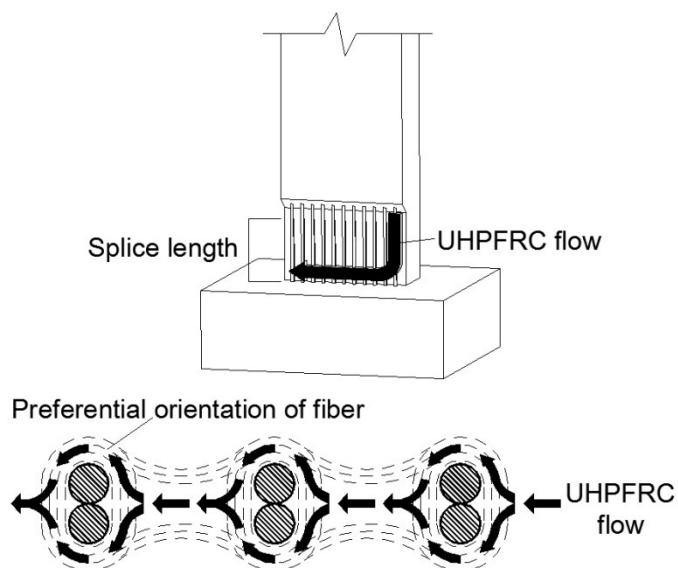


Figure 6.6 : Preferential fiber orientation

### 6.3.3 Materials

The average measured materials properties are shown in Tables 6.1 and 6.2 for concrete and steel reinforcement respectively. The modulus of elasticity of the steel reinforcement, measured with strain gauges, was equal to 200000 MPa. The 35 MPa normal concrete used for the footing and the column contained 20 mm aggregates and had a modulus of elasticity ranging from 28000 MPa to 33000 MPa.

Tableau 6.1 : Average concrete strength at the day of testing (MPa)

Specimen	S1	S2	S3	S4
Normal concrete				
$f'_c$	41	30	32	40
UHPFRC				
$f'_c$	121	125	97	93
$f_t$	10.2	10.7	7.1	6.5

Tableau 6.2 : Average measured reinforced steel properties

Specime n	Bar size	Bar nominal area ( $\text{mm}^2$ )	Yield strength $f_y$ (MPa)	Ultimate stress $f_u$ (MPa)	Ultimate strain (%)
S1	25M	500	436	623	22
S2	30M	700	470	644	23
S3	35M	1000	445	623	22
S4	45M	1500	445	616	22

A UHPFRC mix with 3% fiber content developed at Ecole Polytechnique de Montreal (Habel 2008) was used in this experimental program. The selected mix, made with 10 x 0.2 mm straight steel fibers, presents tensile strain hardening characteristics that were obtained in direct tensile tests carried out using bone-shape specimens. The adopted UHPFRC usually allows reaching up to 10 MPa in direct tension at a strain of up to 3000  $\mu\epsilon$  (Figure 6.7). Unfortunately, it has been discovered after fabricating the specimens that the cement, particularly for the second batch used for specimens S3 and S4, had lost some of its properties due to inappropriate storage conditions, producing a repair concrete that did not achieve the expected compressive strength that normally exceeds 150 MPa at 60 days. Nevertheless, the repair concrete exhibited adequate plastic tensile stress characteristics that exceeded 0.2% before crack localization for both batches. The formation of the

ductile plateau is due to the development of microcracks bridged by the fibers and constitutes the zone of interest of UHPFRC in lapped splices. It is worthwhile noting that the dog-bone tensile test gives an upper limit of the UHPFRC tensile behavior due to the more favorable fiber orientation and density when compared to the actual conditions in structural elements.

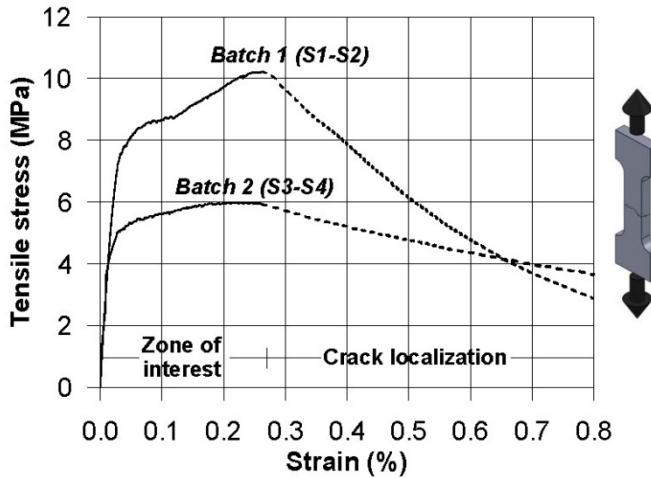


Figure 6.7 : Tensile behavior of 3% UHPFRC

### 6.3.4 Test setup and cyclic loading protocol

Testing was conducted at Hydro-Québec Structural Engineering Laboratory at Ecole Polytechnique of Montreal. The bridge pier specimens were subjected to uni-directional reverse cyclic lateral loading with increasing levels of lateral displacement under a constant gravity load using four high performance structural actuators, as shown in Figure 6.8. A constant axial load of 1500 kN was applied through a 4-hinge steel frame using digitally-controlled 1000 kN vertical actuators symmetrically located on either sides of the specimens. This axial load corresponds to approximately 6%  $A_g f_c$  which is the typical axial stress level in bridge piers. Two 500 kN horizontal actuators located 3.675 m above the footing imposed East-West displacements, thereby inducing column weak axis bending (Figure 6.8). The horizontal actuators reacted against a 10 meter tall L-shaped reaction wall and were connected to the top of the specimen through stiff horizontal steel beams. Column axial torsional rotation was kept equal to zero during the tests as the displacements of both horizontal actuators were set equal. The bridge pier specimens were anchored to the laboratory strong floor using post-tensioning bars.

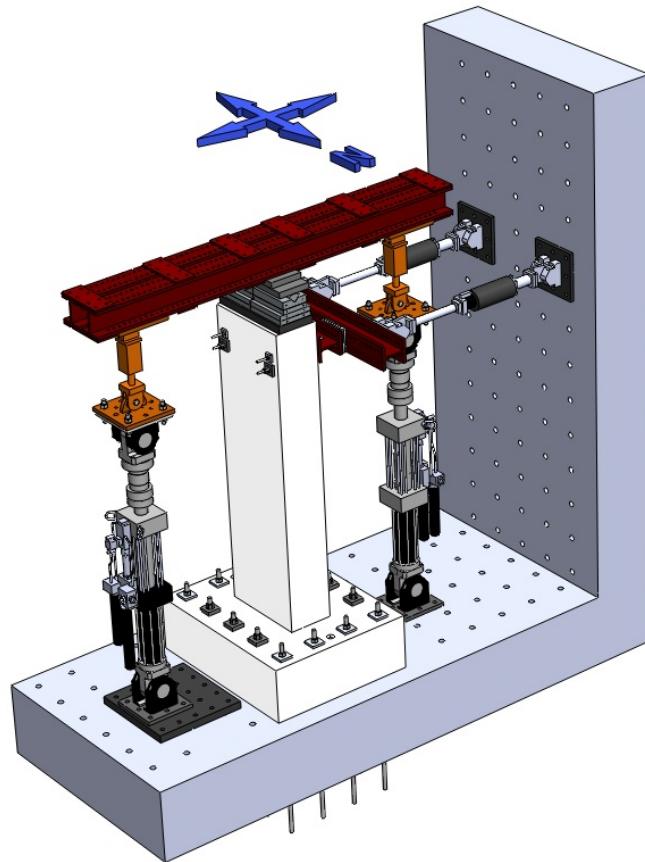


Figure 6.8 : Test setup

Prescribed lateral displacement protocol was applied to the specimen on a pattern of progressively increasing displacement, referenced to the lateral displacement that caused the first yielding ( $\Delta_y$ ) in the specimen reinforcement. These displacements were predetermined by calculation and verified in both directions by a loading pattern corresponding of one cycle at displacement levels of 0.25, 0.5, 0.75, and 1  $\Delta_y$ . Once the first yielding displacement was confirmed, an automatic loading protocol was applied to the specimen. The loading pattern consisted of three cycles at displacement levels of 1, 1.5, 2, and 3  $\Delta_y$ , and then two cycles at displacement levels of 4, 5, 6, 7, 8  $\Delta_y$ , or until failure occurred. The loading protocol is presented in Figure 6.9.

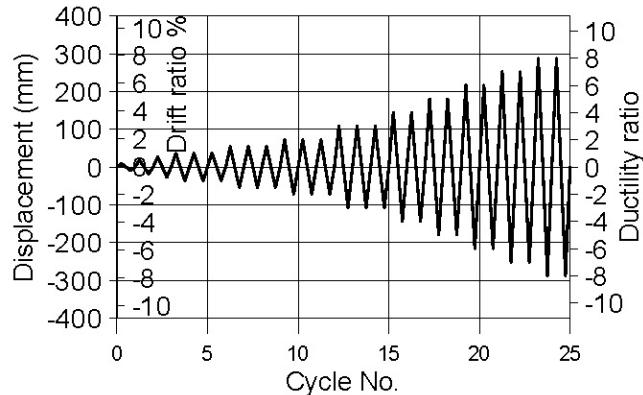


Figure 6.9 : Lateral cyclic loading history

### 6.3.5 Instrumentation

Instrumentation was used to measure yielding in the dowel bars, curvature in the plastic hinge region, and the extent of damage and remaining capacity of the columns. A typical instrumentation layout is shown in Figure 6.10. The four corner dowel bars were instrumented with 4 strain gauges (SGs), two below and two above the column base. The curvature over the plastic hinge region was obtained using 9 linear variable differential transformers (LVDTs). Two wire-type displacement transducers (WDTs) were used to measure lateral displacement at the top of the column at the point of application of the horizontal load. The applied vertical and lateral loads were measured by load cells built into the actuators.

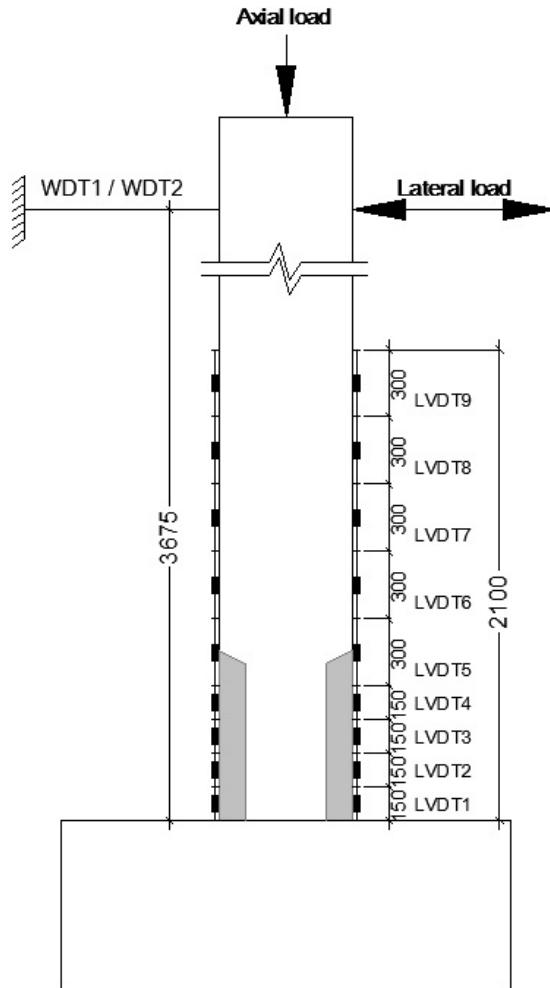


Figure 6.10 : Instrumentation layout

#### 6.4 Experimental results and discussion

Specimens were tested at least 28 days after the casting of UHPFRC. The horizontal displacement associated with first yielding in the dowel bars was around 40 mm, approximately the same for all specimens. The global behavior of all specimens was similar in terms of yield displacement, maximum displacement, maximum drift, ultimate ductility, and maximum capacity, as presented in Table 6.3. Failure was caused by the progressive tensile rupture of the dowel bars. Although some splitting cracks were observed in UHPFRC on the specimen lateral sides, they remained small and stopped at the first stirrup located at 150 mm above footing, without any development of splitting failure.

Tableau 6.3 : Summary of test result

Specimen	$\rho_L$ (%)	Volume ratio A <sub>UHPFRC</sub> /A <sub>s</sub>	Yield displacement (mm)		Maximum displacement (mm)		Maximum drift (%)		Ultimate ductility		Maximum base shear V (kN)		Cumulative energy dissipation (kN-m)
			E	W	E	W	E	W	E	W	E	W	
S1	1.52	12.2	37	36	270	300	7.4	8.2	7.5	8.3	492	523	1993
S2	1.56	13.6	40	41	308	282	8.4	7.7	7.7	7.1	517	526	2086
S3	1.67	14.1	38	37	294	311	8.0	8.5	7.8	8.2	507	553	2020
S4	1.67	17.1	37	38	295	309	8.0	8.4	7.8	8.1	471	527	2126

#### 6.4.1 General behavior and failure mode

The first flexural crack in all the specimens developed at the column-footing interface, whereas the second flexural crack appeared at the top of the repaired zone, at the interface between UHPFRC and normal concrete. As the lateral load increased, some flexural cracks developed along the height of the column but only above the repaired zone while inclined shear cracks developed throughout the height of the column on the side faces, but without any sign of shear failure. The average flexural crack spacing in normal concrete varied between 150 to 250 mm for specimens S1 and S2 and between 250 to 350 mm for specimens S3 and S4, definitely affected by the number and size of the flexural reinforcement. Hairline horizontal shrinkage cracks present on UHPFRC surfaces of all specimens before testing did not progress noticeably during the test. Only localized and fine flexural cracks ( $<0.1$  mm) appeared in the UHPFRC zone during the entire duration of the test. For all the specimens, most of the visible damage was concentrated at the base of the column with one major crack forming at the footing-column interface. The maximum drift ratio ranged from 7.4 to 8.4%, whereas the maximum crack width at the column base reached approximately 50 mm (Figure 6.11).



Figure 6.11 : Opening at column base

Very short splitting cracks were observed just above the repair zone in the normal concrete on East-West faces at displacement levels exceeding  $3\Delta_y$ . Side face splitting cracks appeared at the bottom of the UHPFRC on specimens S3 and S4 at a displacement level of  $6\Delta_y$ . These side splitting cracks stopped at a height of approximately 150 mm which corresponds to the location of the first stirrup.

At displacement levels exceeding  $6\Delta_y$ , concrete spalling occurred at the top of the footing close to the column due to the pull-out force on the dowel bars.

The failure of all the specimens was progressive and ductile as they all failed due to the progressive rupture of the dowel bars in the footing. Specimens were able to sustain a total of 21 to 22 cycles, up to a ductility level of 8 and, most importantly, the splitting mode of failure was eliminated. Although transverse reinforcements were spaced at 300 mm, no longitudinal bar bucking was observed. Moreover, there was no concrete cover spalling and the column integrity was maintained intact throughout the test. UHPFRC was effective for all bar sizes for eliminating or substantially diminishing the apparition of splitting cracks. This illustrates for applications where UHPFRC is used in joints that both tensile strength and ductility are the most important material characteristics, whereas the compressive strength is of lesser importance.

After testing, columns were cut 50 mm above the footing to evaluate the extent of damage in the UHPFRC around the spliced bars at the location where the highest strains develop in the dowel bars and where UHPFRC is the most highly stressed. As shown in Figure 6.13 for specimen S4 which had the largest bar size, little damage can be observed as the presence of very fine splitting and radial cracks in the UHPFRC was highlighted by the use of water. These fine cracks typically appear in UHPFRC at very high strains ( $>0.2\%$  in Figure 6.7) when localization occurs. The crack pattern shows three different cracking processes. First, the side splitting crack (see Figure 6.2) across the pairs of bars (horizontal and on the bottom on the picture) formed in the plane parallel to the UHPFRC flow (Figure 6.6). Although fiber orientation is not optimum in that direction, the large volume of UHPFRC available and the high fiber content were sufficient to limit the opening of this crack and kept the efficiency of the concrete due to the post-cracking strength of UHPFRC at small crack opening. The second set of cracks, mainly present around bars on the upper side in the picture, is associated with the face splitting mode (see Figure 6.2). These fine cracks are associated with the micro-cracking process that characterizes UHPFRC behavior before crack localization in the zone of interest indicated in Figure 6.7. Finally, the cracking present in the upper left and bottom right corners in Figure 6.13 correspond to the point where UHPFRC was introduced (Figure 6.6) and where fiber orientation and density are not optimum. This illustrates that the

importance of using self-leveling material in order to minimize the number of points of introduction of UHPFRC.

#### 6.4.2 Lateral load-displacement hysteretic response

Lateral load-displacement hysteresis responses of specimens S1 to S4 are shown in Figure 6.12. Corrections have been made to the applied horizontal load to remove the contribution of the vertical actuators in order to obtain the actual base shear values. The contribution of the P-Δ effects explains the base shear reduction in these figures.

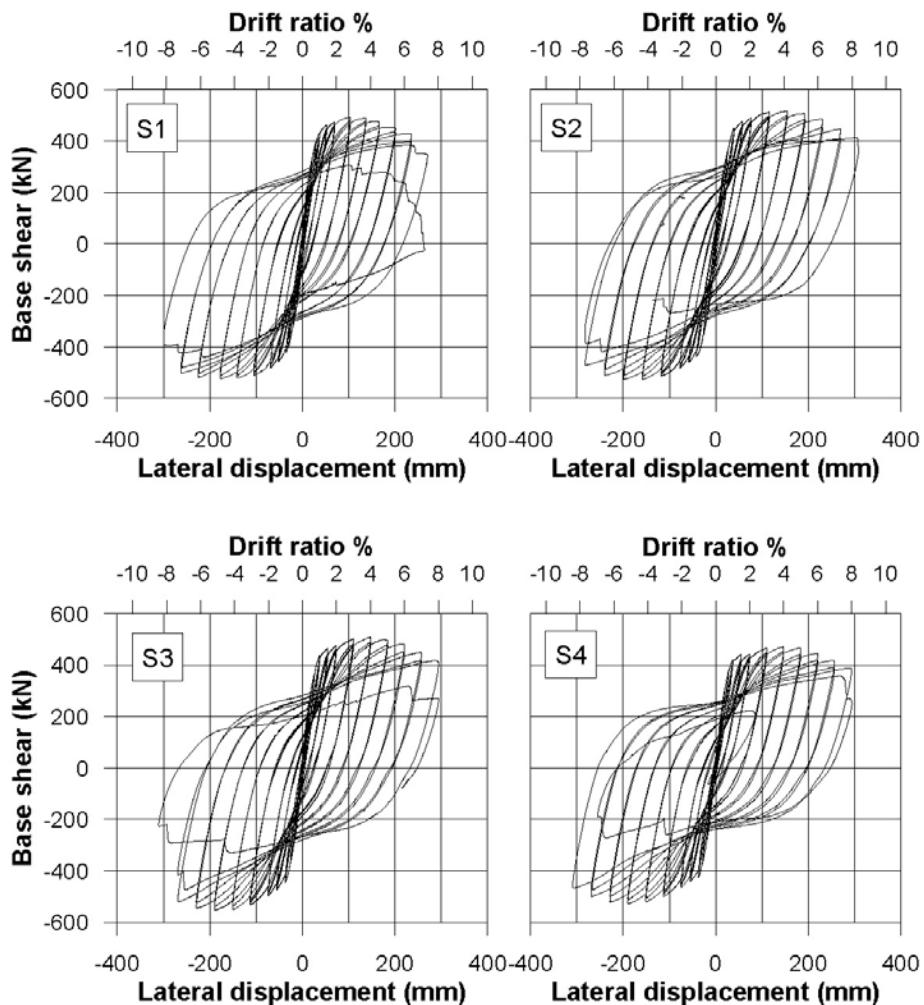


Figure 6.12 : Lateral load-displacement response

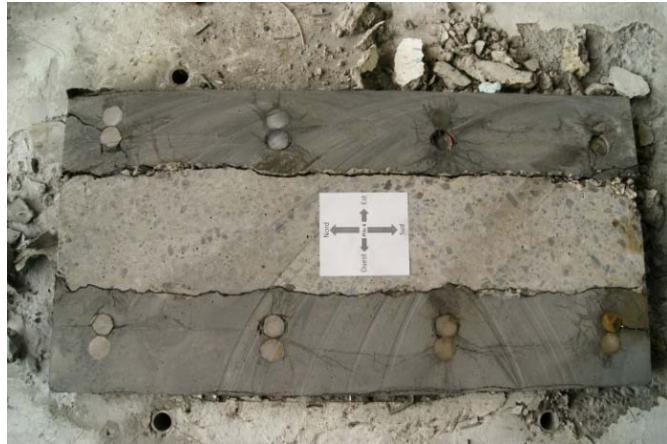


Figure 6.13 : Specimen S4 cross section just above footing

All specimens displayed approximately a linear response until first yielding, which was then followed by stable nonlinear symmetrical loops. The lateral force displacement responses of the four specimens are characterized by wide and stable loops, indicating the ability of the columns to efficiently dissipate energy. All the specimens were able to sustain peak load for several cycles. Decrease of the lateral force between cycles was small up to the ultimate ductility, after which the dowel bars began to break in tension. Among the four specimens, the lowest and highest measured ductility levels at failure were 7.1 for specimen S2 and 8.3 for specimen S1. The lowest and highest measured drift ratios at failure were 7.4 for specimen S1 and 8.5 for specimen S3. This outstanding hysteretic performance is related to the effectiveness of UHPFRC to prevent bond failure, which is the first objective of the strengthening technique, but also is due to its ability to eliminate reinforcement buckling and concrete cover spalling at the base of the column. Eliminating these failure mechanisms that occur at high ductility ratio explains why the strengthened specimens performed better than similar specimens designed according to modern seismic requirements tested by Khaled et al. (2011).

The impact of bar sizes on the strengthening technique and the potential scale effect were evaluated by providing four different bar sizes (25, 30, 35, and 45 mm) while adopting approximately the same reinforcement ratio and keeping a repair depth and length of the reinforcement proportional to the bar diameter ( $d_b$ ). Lateral load-displacement hysteresis responses were almost identical for

all the specimens. The flexural stiffness of all the specimens with different bar sizes was practically identical up to the peak load. This shows that the proposed strengthening technique when geometrical parameters are varied proportionally to the bar size are independent of size effect and, therefore, are mainly dependent on the tensile properties of the UHPFRC in the structural element.

The cumulative dissipated energy was calculated for all the specimens and the results are presented in Table 6.3. Similar values were obtained for all specimens, indicating that the bar size did not affect the effectiveness of the strengthening technique to enhance the ductility capacity. The results indicated that high energy dissipation can be achieved with the proposed strengthening technique, thereby achieving the prime objective of the proposed retrofitting technique for existing wide rectangular RC bridge piers with deficient lap splice details.

#### **6.4.3 Curvature distribution**

Although dowel bars were instrumented with strain gauges, it has not been possible to obtain reliable data at high strains in order to determine the curvature at large displacements. Figure 6.14 shows curvatures at peak displacement for specimen S3 in the last cycle before failure, calculated by using the measurements from the vertical LVDTs (Figure 6.10) assuming a linear strain profile between pairs of LVDTs placed on opposite sides of specimen. These typical measurements confirm visual observations, indicating that most plastic deformations occur along a relatively short length in the specimen. The measurements also confirm that little deformation occurred in the repair zone above footing and in the normal concrete above the repair zone. The formation of a crack at the UHPFRC-normal concrete interface at the top of the repair zone was also captured by the measurements.

Unfortunately, the uplift of the footing top surface are such that not all plastic deformations occurring at the plastic hinge could be captured by the surface measurements. Therefore, plastic curvature can only be obtained from sectional analysis as described hereafter.

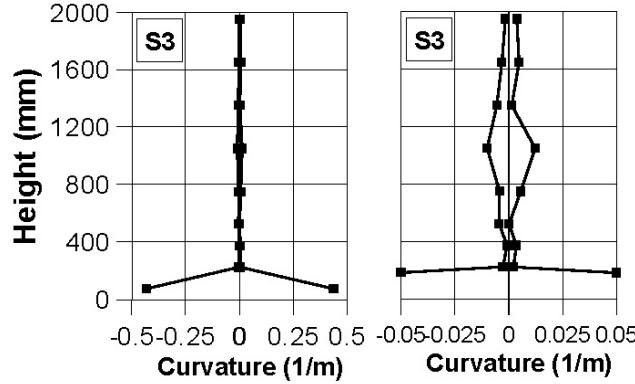


Figure 6.14 : Typical maximum curvature distribution from surface measurements

#### 6.4.4 Plastic hinge length

The plastic hinged length  $L_p$  linking the sectional curvature  $\phi_p$  to the rotation  $\theta_p$  at the column base was determined with the assumption of an elasto-plastic curvature response. Conventional seismic design generally assumes a plastic hinge located at the column-footing interface with plastic-strain penetration of similar length in the column and footing. Because of the strain gauge losses, the maximum strains in the dowel bars at failure and the corresponding curvature  $\phi_u$  were obtained from analyses carried out with software AIS (Massicotte et al. 2014). AIS generates the moment curvature response of the structural member cross section through incremental sectional analysis. It accounts for the nonlinear material behavior and allows, through the loading history, to remove and add material at any loading stage.

The actual reinforcement stress-strain relationship was adopted. For concrete, two stress-strain behavior were considered: on the column side with a UHPFRC cover in compression, and on footing side with confined normal concrete properties. Analysis and observations confirmed that the sectional behavior at the column-footing interface is governed by the footing confined concrete properties. The following expression (Priestley et al, 2007) was adopted for determining  $L_p$ :

$$\frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{M_u}{M_y} + 3 \left( \frac{\phi_u}{\phi_y} - 1 \right) \frac{L_p}{H} \quad (6.1)$$

where  $\Delta_y$  and  $\phi_y$  are the column displacement and plastic hinge curvature at reinforcement yielding, whereas  $\Delta_u$  and  $\phi_u$  are the corresponding values at ultimate respectively, with  $\phi_u = \phi_y + \phi_p$ . The

bending moment sustained by specimens at the column-footing level  $M_u$  were calculated using the contribution of the horizontal and vertical actuators, whereas the maximum deflection at the horizontal load application  $\Delta_u$  ( $H$  above the footing) before bar rupture were considered. The values of  $\Delta_y$  and  $\phi_y$  were computed using FHWA (2006) recommendations. Results in push and pull directions are presented in Tableau 6.4 and plotted in Figure 6.15. Experimental observations on specimens showed that most of the plastic penetration was in the footing, with little damage on the column side, at the exception of Specimen S4, which agrees with the computed value.

Tableau 6.4 : Plastic hinge length

	$M_u$ push. (kN-m)	$\Delta_u$ , push. (mm)	$M_u$ pull. (kN-m)	$\Delta_u$ , pull. (mm)	$L_p$ push. (mm)	$L_p$ pull. (mm)	$L_{pavg.}$ (mm)
S1	2037	232	2192	260	482	307	394
S2	2213	302	2183	280	464	464	464
S3	2170	290	2289	265	636	370	503
S4	2044	290	2202	305	973	604	789

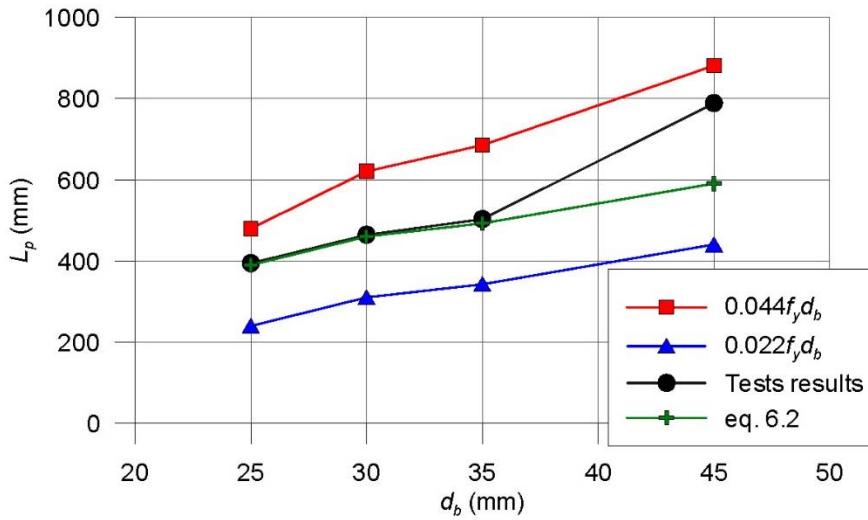


Figure 6.15: Plastic hinge length

The recommended relationships giving the plastic strain penetration for one and two sides are also presented in Figure 6.15. For bar diameters up to 35 mm, the difference between the lowest limit

and test results is approximately equal to 150 mm, the position of the first stirrup in the column. For larger bar diameters, more damage is probably done on concrete on both sides of the column-footing interfaced, indicating the limitation of the equations. The effect of UHPFRC tensile properties and the contribution of stirrups on strain penetration and bound development in lap splices are currently being considered in an ongoing project (Lagier et al., 2012).

Finally, in the analyses carried out with software AIS, the computed maximum strain in the reinforcement was approximately equal to  $0.6\varepsilon_{su}$ , where  $\varepsilon_{su}$  is the strain at  $f_u$ , in accordance to the suggested value by Priestley et al. (2007), but also decreasing with bar diameter increase. In all cases, this strain was lower than the 0.10 value recommended by FHWA (2006) which appears to be too large.

#### **6.4.5 Effect of construction sequence**

In real applications of the proposed strengthening technique, concrete removal would be carried out while the column is axially loaded. Depending on the actual conditions, concrete in the core could theoretically carry the full axial prior to pouring the UHPFRC jacket, or less if the repair is not done simultaneously all around the perimeter. In the tests, the axial load was applied once the repair was completed and the axial load was then supported by the entire cross section. The effect of the loading sequence on the column behavior has been explored using software AIS describe above.

Four scenarios have been considered for specimen S3 behavior, selected as a typical column: two axial load levels of 1500 and 3000 kN corresponding approximately to 5% and 10% of  $A_g f'_c$  for a 40 MPa concrete, and two loading sequences for the column axial load, applied to the core only or to the entire cross section. The analyses were carried out for a section located at the column footing interface using only the dowel bars because they control the column behavior. The results of the analyses indicated that the loading sequence has little effect on the column behavior for both strength and ductility. This can be explained by the fact that when cracking occurs, stresses in the core are transferred to the concrete in the outermost portions of the cross section. This conclusion is the same for the two axial load levels considered.

## 6.5 Practical considerations and recommendations

### 6.5.1 Plastic hinge length

Following commonly used design assumptions Priestley et al. (2007), the proposed plastic hinge length ( $L_p$ ) with a UHPFRC cover in the lap splice region is:

$$L_p = 0.022f_yd_b + s + g_d \leq 0.044f_yd_b + g_d \quad (6.2)$$

where,  $f_y$  is the specified yield strength and  $d_b$  the bar diameter,  $s$  is the first stirrup spacing in the column. The parameter  $g_b$  in this equation is the debonded length of the lapped bars in the column that could be added should a longer plastic hinge be required to meet rotation capacity demand.

The use of this equation implies that 1) the selected UHPFRC must possess tensile properties similar to those of the material used in this research program, 2) the minimum  $A_{UHPFRC}/A_s$  ratio be equal to approximately 12 to 14, 3) lapped length must be at least equal to  $24 d_b$ , 4) existing concrete must be removed one bar diameter behind the innermost bars with nearly constant depth in order to ease the UHPFRC flow, and 5) stirrup spacing must not exceed 300 mm, with the first stirrup placed at 150 mm above footing. Obviously, this equation would need further improvements to include the geometrical characteristics of the repair joint and the UHPFRC tensile properties.

### 6.5.2 Shear strength and confinement

The proposed strengthening technique allows for easily adding shear reinforcement that would normally be required up to the column top. Above the lap splice region, existing concrete could be removed only one longitudinal bar diameter behind stirrups, sufficiently to allow for proper UHPFRC flow behind existing and added stirrups. According to the observations, the amount of stirrups should be determined based on the column shear strength and concrete core confinement requirements only. The minimum stirrup spacing and arrangement related to the antibuckling requirements are no longer required.

### 6.5.3 Application

The various experimental test series carried out at Ecole Polytechnique of Montreal and several others researchers for using UHPFRC in structural applications clearly pointed out the necessity of using self-compacting material with a sufficiently high fiber dosage to ensure the better homogeneity of this material in order to fully utilize its exceptional tensile characteristics. Moreover, its use in precast or field applications must ensure that UHPFRC flow is such that fibers adopt the expected orientation.

## 6.6 Conclusions

The behavior of four large-scale bridge pier specimens having deficient lap splices strengthened with UHPFRC jackets was investigated. The specimens were built according to the code requirements used prior to 1971. The cross section of the column was 0.6 x 1.2 m. All the specimens were tested under constant axial load and incrementally increasing lateral displacement cycles. Based on the testing program results, the modes of failure, the hysteresis behavior and curvature distribution, the following conclusions can be drawn.

- Bond failure was successfully eliminated on 24  $d_b$  deficient lap splices on 4 different bar sizes: 25, 30, 35, and 45 mm in diameter.
- Specimen behavior was ductile and the progressive failure was caused by the dowel bars tensile rupture.
- Although the transverse reinforcement was spaced at 300 mm, no longitudinal bar bucking was observed.
- There was no concrete cover spalling and the column integrity was maintained intact throughout the test.
- Most of the visible damage was concentrated at the base of the column with one major crack forming at the footing-column interface.
- All specimens were able to sustain a total of 21 to 22 cycles and reached a ductility level of 7.1 to 8.5 corresponding to a maximum drift ratio varying from 7.4 to 8.4%.
- Lap splice strengthening using UHPFRC is independent of bar size effect when geometrical parameters are varied proportionally to the bar size.

- The plastic hinge was located at the base of the column and its length is proportional to the expected reinforcement tensile stress and UHPFRC tensile characteristics.
- UHPFRC tensile strength and ductility are the most important material characteristics in lap splices, whereas the compressive strength is of lesser importance.
- This retrofit technique showed to be effective on large rectangular cross section bridge piers but could also represent the best alternative for column of any shape because it allows for keeping the column initial dimension that can be a significant advantage in several applications.
- The enhancement of the confinement provided by the UHPFRC cover and existing transverse reinforcement, and their effects of the shear strength, still remains to be studied.
- Finally, the findings of the project are limited to UHPFRC with tensile properties similar those of the material used. A generalization to material with other characteristics is needed to broaden the applicability of the technique.

## 6.7 Acknowledgments

The research project was financially supported by the Quebec Ministry of Transportation and the Natural Science and Engineering Research Council of Canada (NSERC), through the Canadian Seismic Research Network (CSRN) and the Discovery Grant program. Some materials were graciously provided by Bekaert and Euclid. The authors would like to express their gratitude to the technical personnel of Ecole Polytechnique of Montreal Hydro-Quebec Structures Laboratory and Beton Brunet.

## 6.8 References

- Bouras, D. A., Triantafillou, T.C., Zygouris, K. and Stavropoulos, F. (2009). "Textile-reinforced mortar (TRM) versus FRP jacketing in seismic retrofitting RC columns with continuous or lap-spliced deformed bars." *J. Compos. Constr.*, 13(5), 360-371. doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000078
- Canadian Standard Association (CSA). (2006). "Canadian highway bridge design code." *CAN/CSA S6-06*, Mississauga, ON, Canada.
- Dagenais, M. A. and Massicotte, B. (2014). "Tension Lap Splices Strengthened with Ultrahigh-Performance Fiber Reinforced Concrete." *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering* (in print).
- Dagenais, M. A. and Massicotte, B. (2013). "Cyclic behaviour of Lap Splices Strengthened with Ultra High Performance Fibre Reinforced Concrete" Paper submitted for possible publication in the *Elsevier Journal of Construction and Building Materials*
- Elgawady, M., Endeshaw, M., Mclean, D. and Sack, R. (2010). "Retrofitting of rectangular columns with deficient lap splices." *J. Compos. Constr.*, 14, 22-35. doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000047
- Habel K., Charron, J.-P., Braike, S., Hooton, R. G., Gauvreau, P. and Massicotte, B. (2008). "Ultrahigh performance fibre reinforced concrete (UHPFRC) mix design in Central Canada." *Canadian Journal of Civil Engineering.*, 35, 217-224, doi:10.1139/L07-114.

Harajli, M., (2009). "Bond strengthening of lap spliced reinforcement using external FRP jackets: An effective technique for seismic retrofit of rectangular or circular RC columns." *Constr. Build. Mater.*, 23, 1265-1278. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2008.07.028

Khaled, A., Massicotte, B. and Tremblay, R. 2011. "Cyclic Testing of Large-Scale Rectangular Bridge Columns under Bi-Directional Earthquake Components." *ASCE Journal of Bridge Engineering*, 16 (3), 351-363.

Lagier, F., Massicotte, B. and Charron, J. P. (2012). "Bond splitting of lap splice embedded in ultra high fibre reinforced concrete under direct tension", communication presented to: Bond in Concrete 2012 – *General Aspects of Bond J.* ISBN:978-88-907078-1-0

Massicotte, B. and Boucher-Proulx, G. (2008). "Seismic retrofitting of rectangular bridge piers with UHPFRC jackets," *Proceeding of the Seventh RILEM Symposium of Fibre-Reinforced Concrete*, Chennai, India, September 17-19, 2008, pp. 969-975.

Massicotte, B., Bédard, S., Braike, S., Conciatori, D., (2014) AIS Users Manual - Version 4.0, Research Report SR14-02, Group for Research in Structural Engineering, Ecole Polytechnique of Montréal.

Mitchell, D., Sexsmith, R. and Tinawi, R. (1994). Seismic retrofitting techniques for bridges – a-state-of-the-art report. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 21, 823-835.

Priestley, M.J.N. and Seible, F. (1995). Design of seismic retrofit measures for concrete and masonry structures. *Construction and Building Materials*, 9(6), 365-377. doi: 10.1016/0950-0618(95)00049-6

Priestley, M. J. N., Seible, F. and Chai, Y. H. (1992). *Seismic retrofit of bridge columns using steel jackets*. Communication presented at: *Earthquake Engineering, Tenth World Conference*, Balkema, Rotterdam.

Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M. (1996). *Seismic Design and retrofit of bridges*, John Wiley and Sons. New York, NY.

Saatcioglu, M., Palerno, D., Ghobarah, A., Mitchell, D., Simpson, R., Adebar, P., Tremblay, R., Ventura, C., and Hong, H., (2013). "Performance of reinforced concrete buildings during the 27 February 2010 Maule (Chile) earthquake. *Can. J. Civ. Eng.* 40, 693-710.

Vachon, D. and Massicotte, B. (2004). "Seismic retrofitting of rectangular bridge piers with FRC jackets. *Proceeding of the sixth RILEM symposium of fibre-reinforced concrete*, Varrena, Italy, September 20-22, 2004, pp. 1247-1256.

## **CHAPITRE 7 DISCUSSION GÉNÉRALE**

Les résultats des trois programmes expérimentaux ont démontré la capacité du BFUP à assurer le transfert des efforts entre les barres d'armatures chevauchées. Le BFUP permet l'élimination des modes de rupture dans les zones de chevauchement en rendant continues les barres armatures qui peuvent ainsi développer leur pleine capacité et atteindre des niveaux de contraintes élevées à de grandes déformations, procurant ainsi un comportement ductile aux éléments ainsi renforcés. Cette capacité distingue la méthode par chemisage en BFUP aux méthodes de renforcement traditionnelles qui agissent uniquement par confinement passif du noyau. Ce chapitre fait le lien entre les essais réalisés dans le cadre de ce projet et l'objectif du programme de recherche sur le développement du renforcement sismique avec un chemisage en BFUP dont ce projet fait partie.

### **7.1 Retour sur les objectifs**

#### **Objectif du présent projet de recherche**

L'objectif du projet de recherche était de mettre au point une méthode de renforcement sismique capable d'éliminer la rupture en flexion due au glissement des barres chevauchées suite au fendage du béton d'enrobage. Pour les piles rectangulaires élancées ce mode de rupture est généralement prédominant selon l'axe faible. Ainsi les piles testées lors de ce projet ont été chargées uniquement selon l'axe faible afin de recréer cette situation propice à la rupture en flexion par fendage. De plus, afin que le mode de rupture critique des piles de pont soit en flexion, la quantité d'acier transversale utilisée lors de la fabrication des spécimens était suffisante pour éliminer la possibilité d'une rupture en cisaillement.

Les résultats des essais démontrent que la méthode de renforcement par chemisage en BFUP permet d'éliminer la rupture en flexion par fendage dans la zone de chevauchement. Contrairement aux piles en béton armé usuelles où la formation d'une roture plastique est accompagnée par l'écaillage du béton (Khaled et al. 2011), le gainage en BFUP est demeuré intact jusqu'à la fin des essais. Ceci a permis d'empêcher le flambement des armatures comprimées malgré un espacement d'étrier de 300 mm. Cette particularité amène beaucoup d'avantages qui pourront être éventuellement considérés, notamment pour les règles touchant l'espacement des étriers pour empêcher le flambement des armatures mais aussi pour les exigences concernant le confinement

du noyau. Les exigences quant aux détails de pliage des étriers pourraient également être reconsidérées lorsque ceux-ci se situent dans le chemisage en BFUP.

Les observations expérimentales ont démontré que la présence d'une chemise en BFUP affecte les déformations de la pile. La chemise en BFUP, comme les autres types de chemises externes en acier ou en PRF, provoque une concentration des déformations inélastiques à la base de la pile ce qui modifie la longueur de la rotule plastique. Les équations disponibles dans la littérature pour le calcul de la longueur de la rotule plastique de piles renforcées ont été présentées à la section 2.3.2. Ces équations ont cependant été développées pour les chemisages traditionnel en acier ou en PRF et supposent que les déformations plastiques s'étendent à la fois dans la semelle et dans la colonne, où se trouve la chemise, en plus de la hauteur laissée libre entre le haut de la semelle et le début de la chemise ( $g$ ), équation (2.28).

Afin de compléter ce projet de recherche, la longueur de la rotule plastique d'une pile renforcée par chemisage en BFUP sera déterminée. La longueur de la rotule plastique est essentielle au calcul des déformations inélastiques, car elle affecte considérablement les déplacements ultimes, facteur important dans l'évaluation de la performance sismique. De plus, il est fort probable que les équations existantes ne s'appliquent pas à la méthode de renforcement par chemisage en BFUP. La détermination de la longueur de la rotule plastique d'une pile renforcée par chemisage en BFUP à l'aide des données expérimentales est présentée à la section 7.3 et un exemple d'application est présenté à la section 8.1.

### **Objectif du programme de recherche**

L'objectif global du programme de recherche dans lequel ce projet s'inscrit, est de proposer des règles de calcul pour la réhabilitation sismique des piles de pont par la technique de chemisage en BFUP. Le présent projet a démontré que cette méthode permet d'éliminer le mode de rupture en flexion. D'autres recherches devront être menées afin de démontrer que cette méthode permet également d'éliminer les autres modes de rupture.

### Rupture en cisaillement

Pour une pile rectangulaire, le mode de rupture en cisaillement est généralement prédominant selon l'axe fort, particulièrement pour une pile trapue. Il peut également survenir selon l'axe faible d'une pile faiblement armée transversalement. Afin de déterminer si la méthode par chemisage en BFUP est tout aussi efficace pour une pile trapue où le mode de rupture en cisaillement peut s'avérer

critique, une étude faisant suite au présent projet est actuellement en cours à l'École Polytechnique. Ainsi l'objectif du projet de recherche de Jean-François Garneau, étudiant à la maîtrise, est d'étudier la performance de la méthode par chemisage en BFUP dans des conditions combinant à la fois un mode de rupture par fendage des barres chevauchées et la rupture en cisaillement. Les spécimens utilisés ont la même section transversale que ceux du présent projet à la différence qu'ils sont chargés dans la direction transversale (axe fort de flexion) à une hauteur qui donne un rapport  $H/D = 2.5$ . Dans ces conditions, il avait été déterminé que la rupture à l'effort tranchant pourrait survenir en conservant uniquement des étriers à 300 mm. La méthode de renforcement choisie dans cette situation consiste à prolonger la réparation de BFUP au-delà de la zone de chevauchement, jusqu'en haut de la pile, et d'augmenter la résistance en cisaillement selon l'axe fort en intercalant des étriers périphériques en U entre chaque rangée d'étriers à 300 mm, ce qui donne un espacement effectif d'étriers de 150 mm pour résister à l'effort tranchant selon l'axe fort. Des ancrages ont de plus été installés à travers la pile afin d'assurer un confinement adéquat du noyau, tel que montré sur la Figure 7.1a. L'ensemble du renforcement en cisaillement est exécuté avant la mise en place du BFUP (Figure 7.1b). Deux piles de ponts, ayant des détails d'armature transversale différents, sont considérées dans ce projet de recherche en cours.



(a) Détails d'armature



(b) Pile renforcée

Figure 7.1 Détails d'un renforcement d'une pile de ponts pour l'axe fort (Projet de Maîtrise de Jean-François Garneau)

### Confinement

Les résultats des études en cours indiquent qu'avec l'utilisation d'un chemisage en BFUP, les armatures de flexion et d'effort tranchant peuvent être dimensionnées pour résister aux efforts déterminés selon les exigences du code. Les exigences additionnelles pour les étriers visant à empêcher le flambement des armatures de flexion pourraient être allégées voire ne plus être requises. Toutefois, des armatures transversales sont requises pour s'assurer que le chemisage en BFUP travaille de manière monolithique avec la pile. Dans les deux séries d'essais sur les piles (cette étude et celle de Jean-François Garneau), le chemisage en BFUP était solidement ancré à la pile. Ceci a permis de conserver l'intégrité du noyau de béton. Pour l'instant la quantité d'armature de confinement requise par le Code n'est pas remise en question mais pourra faire l'objet d'études additionnelles dans le futur.

### Travaux conjoints

Le programme de recherche dans lequel cette thèse s'inscrit inclut deux types d'approche : des essais en laboratoire et des analyses non linéaires par éléments finis. Les essais en laboratoire sont effectués à deux échelles : l'échelle locale pour l'étude des mécanismes de transfert, et l'échelle structurale. Le présent projet de recherche a démontré l'efficacité de la méthode par chemisage en BFUP à l'échelle structurale uniquement. Les résultats des essais permettront de valider des modèles numériques à l'échelle structurale qui pourront par la suite être utilisés pour analyser d'autres scénarios de rupture et de renforcement. Cela sera réalisé à la suite de la présente étude.

Le programme expérimental à l'échelle locale est nécessaire afin de relier les propriétés en traction du BFUP à la résistance d'un joint de chevauchement. Le projet de recherche mené par Fabien Lagier se concentre sur l'analyse et la compréhension des mécanismes de transfert d'efforts dans une zone de joint de chevauchement renforcé par un BFUP. Des essais de traction directe monotoniques ont été réalisés sur des joints de chevauchements. Les paramètres étudiés sont : la longueur de chevauchement, le diamètre des barres chevauchées, l'espacement entre les barres et le dosage en fibres du BFUP sélectionné. Les différents types de BFUP utilisés permettront d'évaluer l'influence de chacun d'entre eux sur le comportement local. Durant cette phase expérimentale, des mesures ont été effectuées sur le glissement des barres ainsi que sur les contraintes internes le long du chevauchement. Un schéma des essais de traction directe est présenté à la Figure 7.2. L'analyse des résultats de ces essais permettra de définir la contribution de certaines gammes de BFUP sur la résistance d'un joint de chevauchement. Cela permettra d'incorporer aux règles de conception l'utilisation d'autres types de BFUP disponibles commercialement. Le volet numérique de l'étude devrait également permettre de considérer la contribution des étriers qui s'ajoute à celle du BFUP. L'étude de Fabien Lagier aborde la question en utilisant les approches expérimentale et numérique à l'échelle locale.

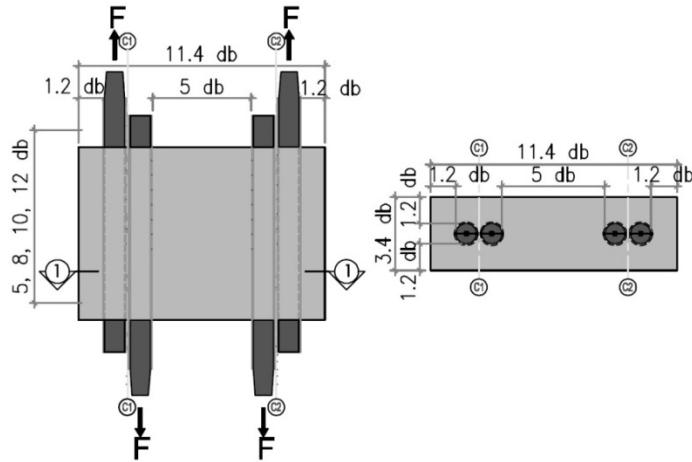


Figure 7.2 Essais de traction directe (Fabien Lagier, 2013)

## 7.2 Retour sur les observations expérimentales

### Essais monotonique sur poutres

De façon générale, les résultats de ce premier programme expérimental ont démontré que la méthode par chemisage en BFUP permet d'éliminer la rupture par fendage pour des longueurs de chevauchement approximativement égale à 12  $db$  et 18  $db$  pour des barres de 25 et 35 mm de diamètre respectivement sous chargement monotonique (Figure 7.3).

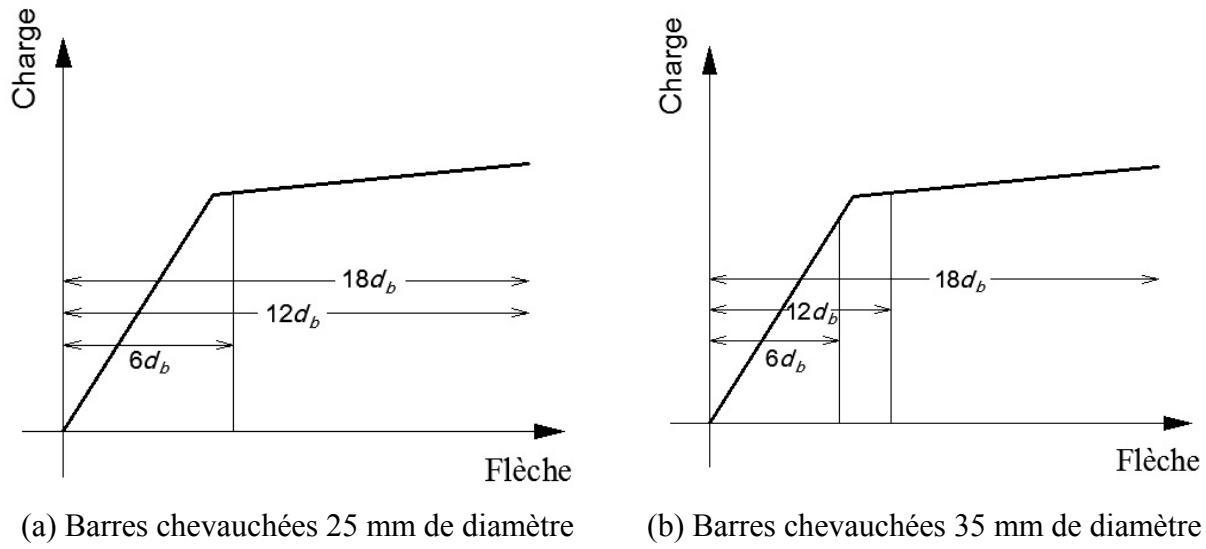


Figure 7.3 Comportement des poutres en fonction de la  $L_{ch}$  renforcée par BFUP sous chargement monotonique

De plus, les observations expérimentales ont démontré que lorsque la longueur de chevauchement renforcée est suffisante et que la rupture par fendage est éliminée, il n'y a pratiquement aucun endommagement sur le bloc de BFUP (Figure 7.4a). Cependant, lorsque la longueur de chevauchement renforcée est insufisante et qu'il y a rupture par fendage, l'endommagement du BFUP est considérable et les fissures apparaissent instantanément, accompagnées d'une perte complète de résistance (Figure 7.4b).

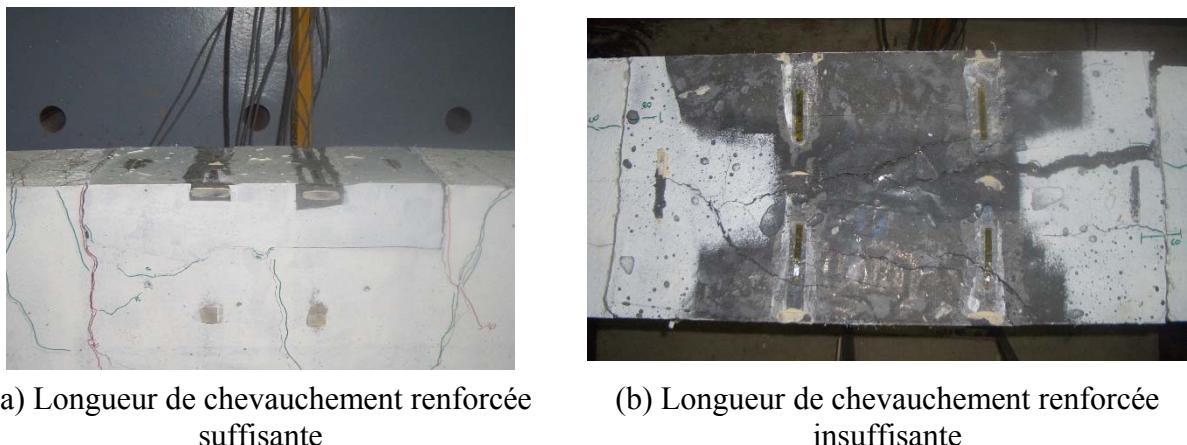
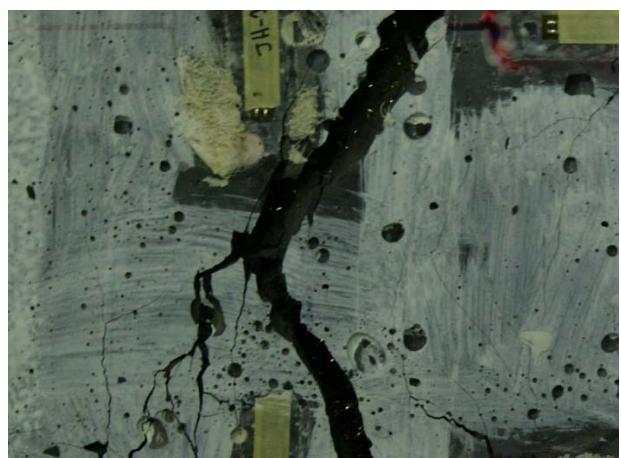


Figure 7.4 Observations expérimentales essais monotoniques sur poutres

### Essais cycliques sur poutres

De façon générale, les résultats des essais cycliques sur poutres ont démontré que le mode de chargement cyclique nécessite une longueur de chevauchement renforcée plus longue que celle identifiée lors des essais monotoniques afin d'éliminer complètement la rupture par fendage. Toutefois, les spécimens renforcés de BFUP avec 3 % de fibres ont été en mesure de résister à plusieurs cycles de chargement (entre 21 et 22 cycles) et d'atteindre des niveaux de ductilité en déplacement considérables avant d'atteindre la rupture et ce, sans aucun confinement par des étriers transversaux dans les zones de chevauchement.

Les spécimens renforcés de BFUP contenant 3 % de fibres ont atteint une ductilité en déplacement équivalente à près de  $5\Delta_y$ , les spécimens renforcés de BFUP contenant 2 % de fibres ont atteint  $2\Delta_y$  et les spécimens renforcés de BFUP 1 % de fibres ont atteint  $1\Delta_y$ . L'observation des spécimens à la rupture a permis de constater un manque, ou l'absence totale de fibres le long de certaines fissures des spécimens renforcés à l'aide de BFUP contenant 1 et 2 % de fibres (Figure 7.5a) alors que de nombreuses fibres étaient visibles et orientées dans toutes les directions sur les spécimens renforcés à l'aide du BFUP 3 % de fibres (Figure 7.5b). Ces observations ont permis de conclure qu'un pourcentage de fibres minimum de 3% était nécessaire pour le mélange utilisé.



(a) BFUP 1% de fibre



(b) BFUP 3 % de fibre

Figure 7.5 Distribution des fibres selon le mélange utilisé

### Comportement des piles de pont

Les observations expérimentales montrent que l'essentiel des déformations plastiques se produit à la jonction de la pile et la semelle. Contrairement aux piles faites de béton normal où des fissures de flexion se développent le long des piles, la grande déformabilité du BFUP fait en sorte que pratiquement aucune fissure de flexion n'a été observée dans les zones réparées tout comme dans le béton normal au-dessus des zones de chevauchement tel que montré à la Figure 7.6. Cette figure montre l'état des piles à la rupture. Les fissures de flexion identifiées en rouge sont apparues lors des cycles de chargement correspondant au niveau de ductilité 1 ( $1\Delta_y$ ), les fissures de flexion identifiées en vert sont apparues lors des cycles de chargement de  $1.5\Delta_y$  et en noir à  $2\Delta_y$ . La Figure 7.6 montre que la majorité des fissures de flexion sont apparues lors des premiers cycles de chargement de  $1\Delta_y$ . Les fissures identifiées en bleu dans la zone réparée étaient présentes avant l'essai et ont été provoquées par le retrait restreint du BFUP. Ces fissures de retrait n'ont pas progressé durant l'essai.



Spécimen 1



Spécimen 2



Spécimen 3



Spécimen 4

Figure 7.6 État des piles à la rupture

Malgré le peu de signes visibles sur les piles, il ne faut toutefois pas conclure que l'essentiel des déformations plastiques se soit limité à l'interface pile-semelle. En effet, l'observation des coupes à la base des piles (Figure 7.7) montre la présence de fissures de fendage dans le BFUP alors qu'on a pu observer que les semelles ont subi des fissurations importantes. On peut aisément conclure que les déformations plastiques se sont propagées principalement dans la semelle, la rupture des armatures longitudinales s'étant produite à l'interface.



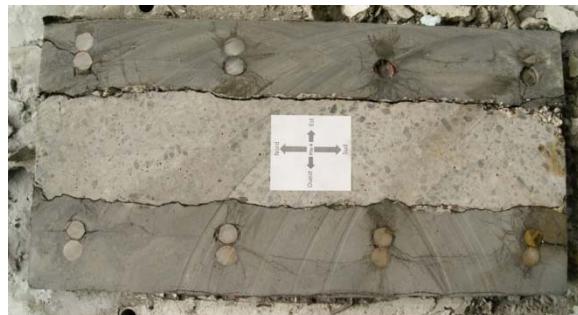
Spécimen 1



Spécimen 2



Spécimen 3



Spécimen 4

Figure 7.7 Coupes des piles à 50 mm du dessus de la semelle

Les enveloppes des courbures des piles ont été déterminées à l'aide de mesures de déformations obtenues des capteurs de type LVDT installés sur les 2 côtés des piles sur une hauteur de 2100 mm. Les enveloppes des courbures maximales déterminées juste avant la rupture des piles sont présentées à la Figure 7.8. Ces mesures confirment que les déformations plastiques sont concentrées sur une courte distance à la base des spécimens. Le comportement des piles renforcées par BFUP s'apparente ainsi à la Figure 7.10e. Cependant, les valeurs de courbures obtenues des mesures sur les faces externes sont erronées en raison de l'endommagement du béton du dessus de la semelle ou étaient fixés les capteurs et au soulèvement de la surface supérieure de la semelle.

Les mesures sous-estiment donc les déformations plastiques à la base des piles. Ces données de courbures ne pourront être exploitées pour déterminer l'amplitude des déformations plastiques.

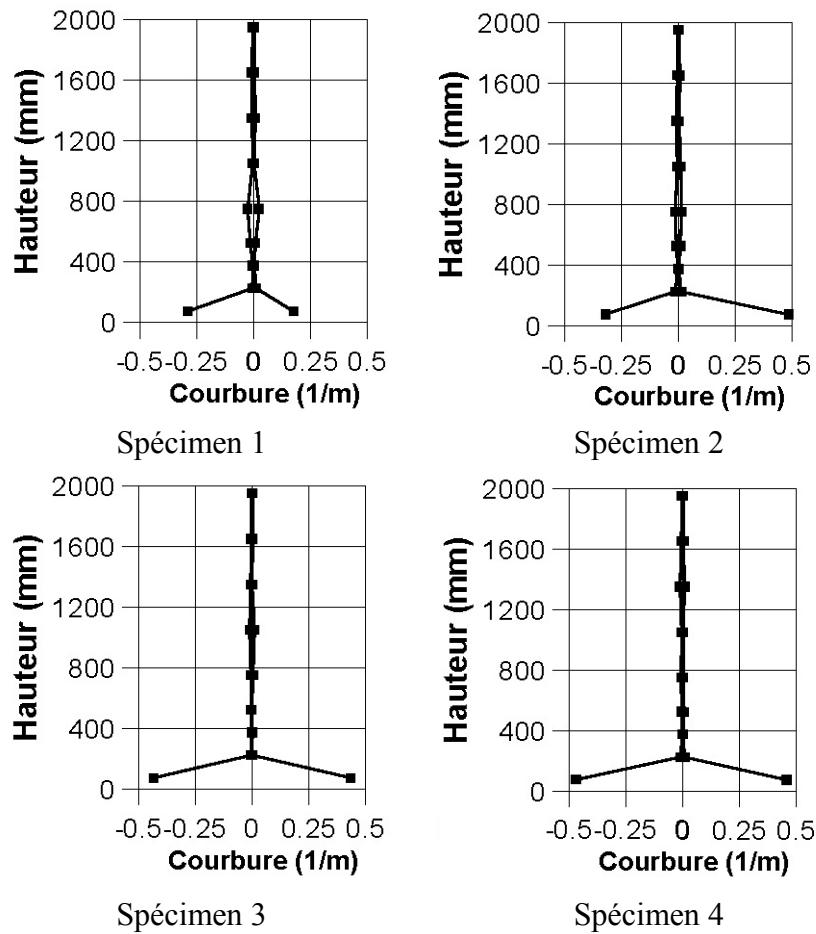


Figure 7.8 Enveloppes des courbures à la rupture calculées à partir des LVDT sur les faces des piles

### Séquence de chargement

Les essais sur piles en laboratoire impliquaient un chargement gravitaire du cœur de la pile et de la réparation alors qu'en réalité le chargement gravitaire passerait presque uniquement par le cœur de la pile. Des analyses effectuées à l'aide du logiciel AIS ont démontré que la distribution de la charge gravitaire n'influençait pas le comportement de la pile. Deux cas de chargement ont été considérés. Le premier correspond aux essais expérimentaux et la charge gravitaire a été appliquée sur l'ensemble de la section, le cœur de la pile et la réparation. Le deuxième cas correspond aux conditions réelles et la charge gravitaire a été appliquée uniquement au cœur de la pile. Les courbes

moments – courbures de la pile 3 présentées à la Figure 7.9 montrent que la distribution de la charge gravitaire n'a pas d'influence sur le comportement en flexion.

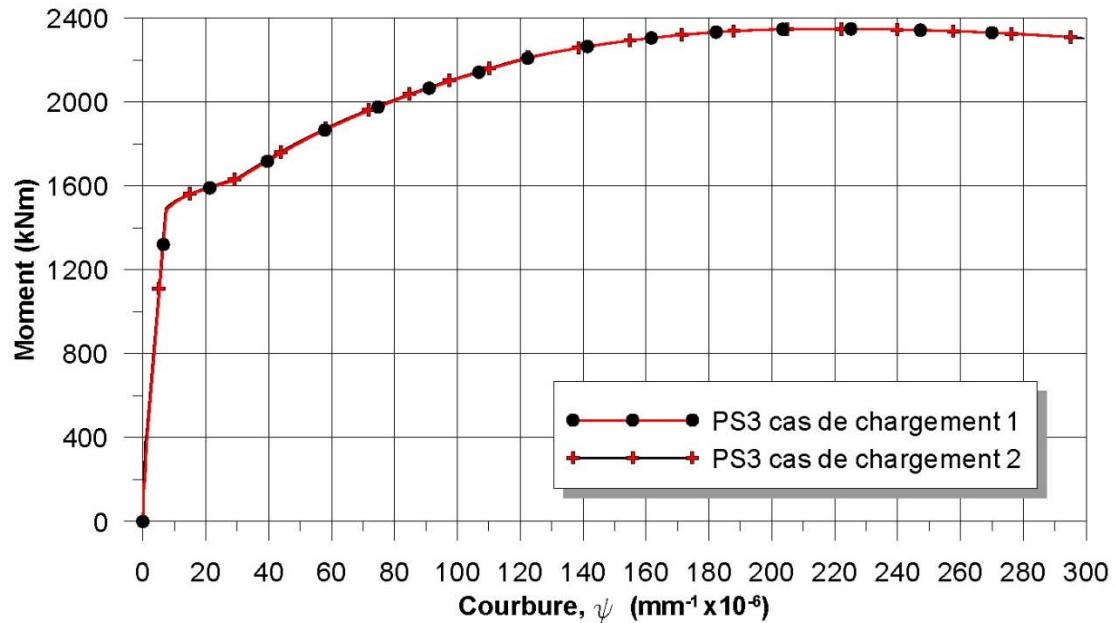


Figure 7.9 Réponse moment – courbure de la pile 3 pour deux cas de chargements

## 7.3 Détermination de la longueur de la rotule plastique

### 7.3.1 Généralités

La revue de littérature présentée au chapitre 2 (voir section 2.3.3) a permis d'identifier la relation obtenue d'essais réalisés sur des piles renforcées permettant de calculer la longueur de la rotule plastique devant être utilisée dans les calculs. La relation obtenue pour une pile renforcée avec gainage en acier ou en matériaux composites permettant de relier la ductilité en courbure  $\mu_y$  à la ductilité en déplacement  $\mu_A$  s'exprime comme suit (Figure 7.10) :

$$\mu_A = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{M_u}{M_y} + 3(\mu_y - 1) \frac{L_p}{L} \quad (7.1)$$

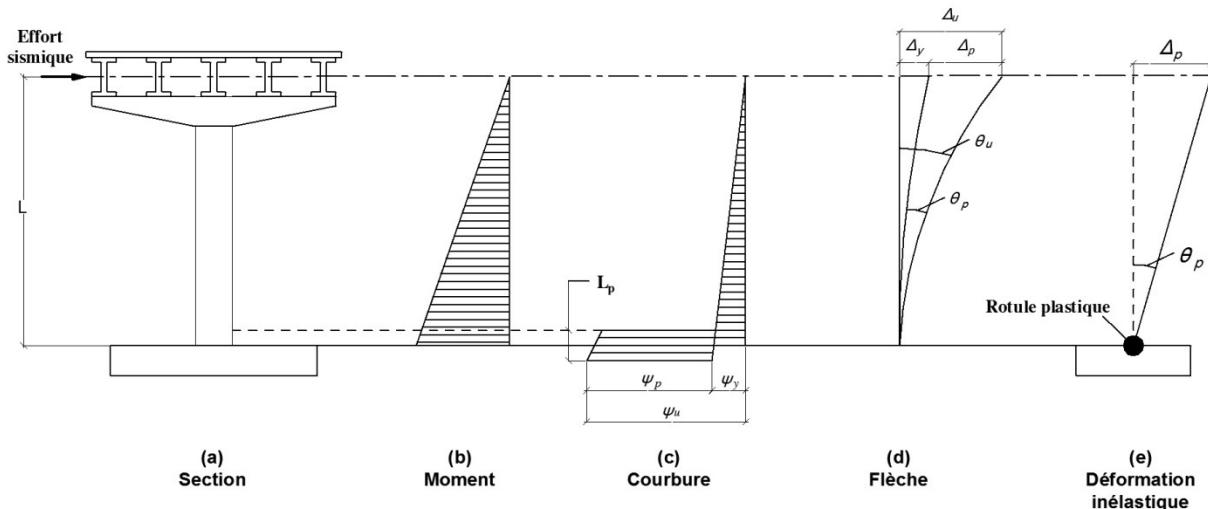


Figure 7.10 Déformations inélastiques d'une pile renforcée

Idéalement les données expérimentales devraient permettre de déterminer  $M_y$ ,  $M_u$ ,  $\mu_A$  et  $\mu_y$  afin de permettre d'évaluer  $L_p$  à partir de l'équation (7.1). Malheureusement la perte des jauge de déformation positionnées de part et d'autre du joint pile-semelle sur les armatures de la semelle situées aux quatre coins des piles a rendu impossible la détermination expérimentale de la courbure ultime, et ce, pour toutes les piles. Il faut donc procéder par analyse. Cette approche est recommandée par Priestley et al. (2007).

## Méthode utilisée

La longueur de la rotule plastique a été déterminée en combinant les mesures expérimentales aux analyses sectionnelles réalisées avec le logiciel AIS (Massicotte et al. 2014). Le lien entre les données expérimentales et les données de l'analyse sectionnelle est schématisé à la Figure 7.11. Les étapes suivies sont indiquées ci-dessous et présentées en détails aux sections suivantes:

1. collecte des données expérimentales ( $\Delta'_y$ ,  $M_y$ ,  $M_u$ ,  $\Delta_u$ ) nécessaires au calcul selon la méthode retenue;
2. détermination de la courbure ultime ( $\psi_u$ ) correspondant au moment maximal au joint pile-semelle à partir d'analyses sectionnelles en utilisant le logiciel AIS;
3. calcul de la longueur  $L_p$ .

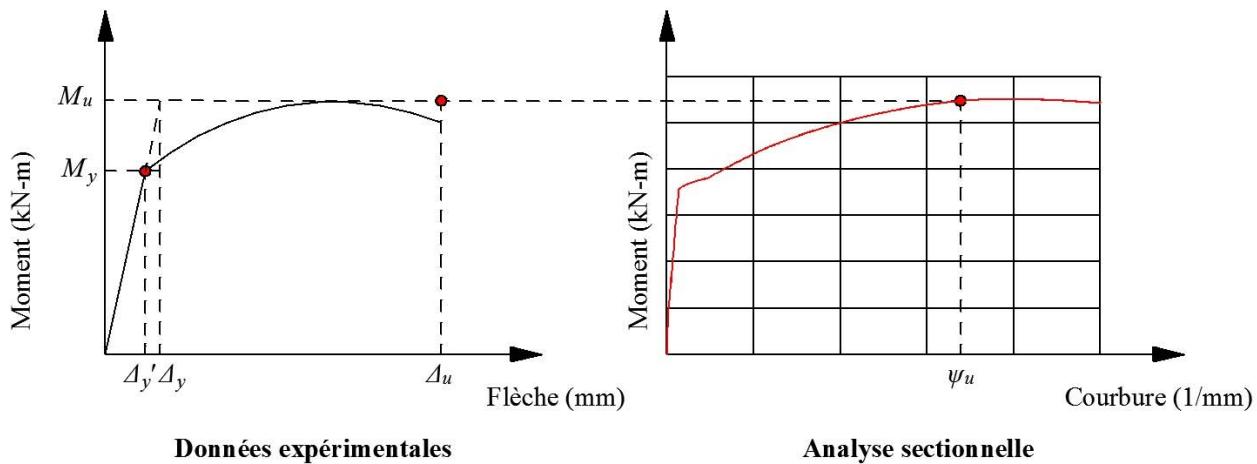


Figure 7.11 Exploitattion des données expérimentales et de l'analyse sectionnelle

### 7.3.2 Collecte des données expérimentales

Certains résultats expérimentaux sont nécessaires au calcul de la rotule plastique, le moment à la plastification ( $M_y$ ) et le déplacement correspondant ( $\Delta'_y$ ), les moments ultimes positif et négatif ( $M_{u, pos.}$ ,  $M_{u, neg.}$ ) et les flèches ultimes ( $\Delta_{u, pos.}$ ,  $\Delta_{u, neg.}$ ). Ces points sont identifiés en rouge et en bleu sur la Figure 7.12. Les résultats expérimentaux utilisés dépendent de la méthode d'analyse retenue. La méthode retenue est présenté à la Figure 7.12 par une courbe identifiée hypothèse élasto-

plastique. Cette hypothèse considère uniquement les valeurs ultimes pour des raisons de simplicité. Les données recueillies pour les quatre piles sont présentées au Tableau 7.1.

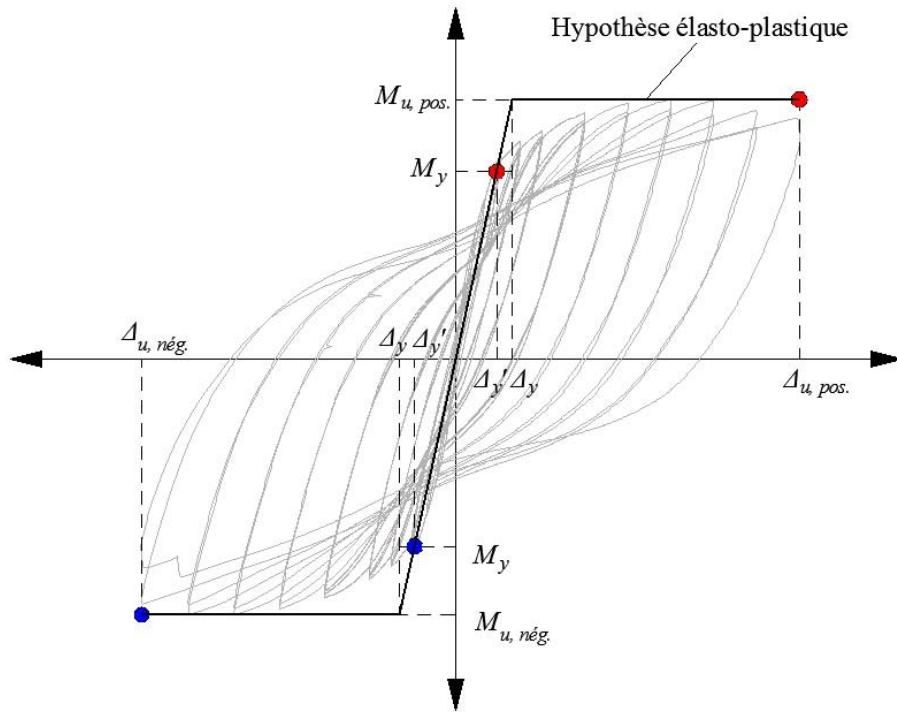


Figure 7.12 Hypothèse élasto-plastique et collecte des données expérimentales

Tableau 7.1 : Données expérimentales

	$M_y$ (kN-m)	$\Delta_y'$ (mm)	$M_{u, pos.}$ (kN-m)	$\Delta_{u, pos.}$ (mm)	$M_{u, nég.}$ (kN-m)	$\Delta_{u, nég.}$ (mm)
S1	1594	35	2037	232	2192	260
S2	1651	41	2213	302	2183	280
S3	1681	37	2170	290	2289	265
S4	1610	38	2044	290	2202	305

### 7.3.3 Détermination de $\psi_u$ à l'aide d'analyse sectionnelle

#### Approche

Pour évaluer la courbure ultime, une analyse sectionnelle a été réalisée pour chacun des spécimens avec le logiciel AIS (Massicotte et al. 2014) présenté à l'Annexe A. Ce logiciel est un outil de calcul

qui permet d'évaluer la réponse moment-courbure d'une section fléchie aux composantes et propriétés des matériaux évolutives. Cette analyse a pour objectif de déterminer le comportement de la rotule plastique qui se forme à la jonction pile-semelle. Une analyse du comportement de la section a donc été réalisée à l'interface afin d'obtenir la relation moment-courbure et de déterminer la courbure ultime dans la rotule plastique correspondant au moment maximal appliqué sur la pile. Les observations lors des essais et des analyses préliminaires ont permis de conclure que la zone comprimée de l'interface pile-semelle était de faible profondeur et que le niveau de contrainte de compression atteint était inférieur à la résistance en compression du BFUP. Ainsi le comportement de l'interface et donc de la rotule plastique est davantage gouverné par le celui du béton de la semelle dont la résistance et la déformabilité sont moindres que celles du béton de la pile.

Les propriétés du béton de la semelle dans la zone de rotule plastique doivent prendre en considération le confinement exercé par la semelle, tant pour la résistance que pour la déformabilité du matériau, l'utilisation de propriétés du béton non confiné conduisant à des résultats erronés. Les propriétés du béton considérant le confinement amené par le béton et les armatures supérieures de la semelle ont été déterminées en utilisant les relations proposées dans la littérature. Les détails des calculs sont présentés à l'annexe B.

Plusieurs données doivent être intégrées au logiciel AIS tels que la géométrie de la section, les propriétés des matériaux utilisés ainsi que les efforts appliqués à la section. Cette section présente un résumé des résultats des quatre piles. Un exemple complet est présenté à l'annexe B.

## **Propriétés de matériaux**

Les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans la construction des piles ont été déterminées à l'aide de différents essais de caractérisation. Les propriétés de l'acier et du béton de la semelle ont été intégrées au logiciel AIS.

### Aacier

L'acier d'armature utilisé dans la construction des piles est de nuance 400W. Les propriétés mécaniques ont été obtenues à partir d'essais de traction directe sur 4 échantillons pour chaque diamètre de barre. La contrainte moyenne à la plastification ( $f_y$ ) et la contrainte moyenne à l'ultime ( $f_u$ ) ont d'abord été calculées pour trois essais. Les courbes contraintes déformations (Figure 7.13)

ont été obtenues à partir du quatrième essai sur lequel avait été placé un extensomètre et des jauge de déformation. Le module élastique  $E_s$  a été pris égal à 200 000 MPa de sorte que la déformation à la plastification  $\varepsilon_y$  a été obtenue par calcul ( $f_y/E_s$ ).

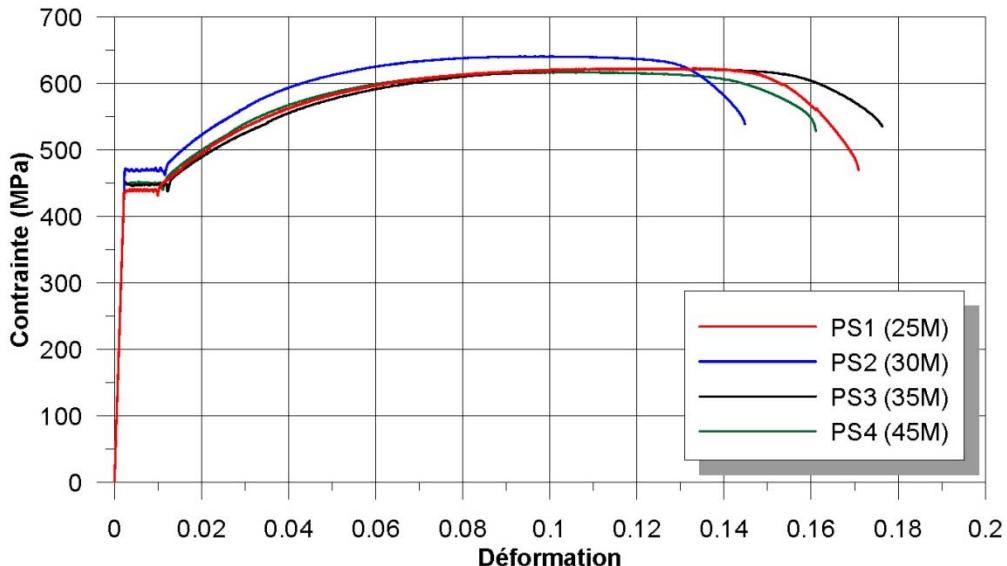


Figure 7.13 Courbes contraintes - déformation des aciers d'armatures

### Béton

Les propriétés du béton confiné de la semelle ont été introduites dans AIS. Une section d'une largeur égale à celle de la colonne (1200 x 600 mm) se prolongeant dans la semelle a été considérée. Cette hypothèse est présentée à la Figure 7.14. Les propriétés confinées ont été calculées selon les relations proposées par Mander et al (1988). Un exemple complet du calcul de propriétés confinées du béton est présenté à l'annexe B. L'ensemble des données confinées et non confinées est présenté à la Figure 7.15. À noter que la présence de l'acier d'armature de flexion situé dans la partie supérieure de la semelle a été considérée dans les calculs du béton confiné (annexe B).

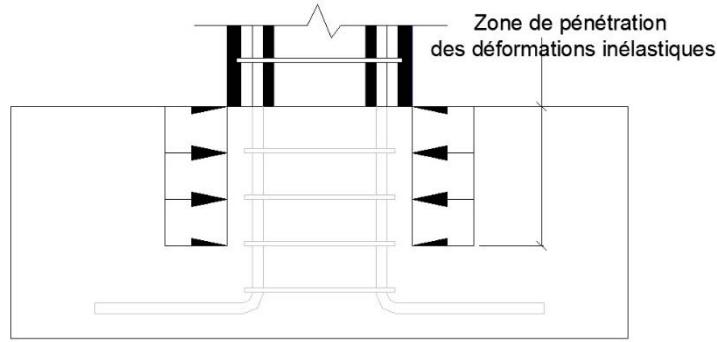


Figure 7.14 Hypothèse considérée pour le confinement de la semelle

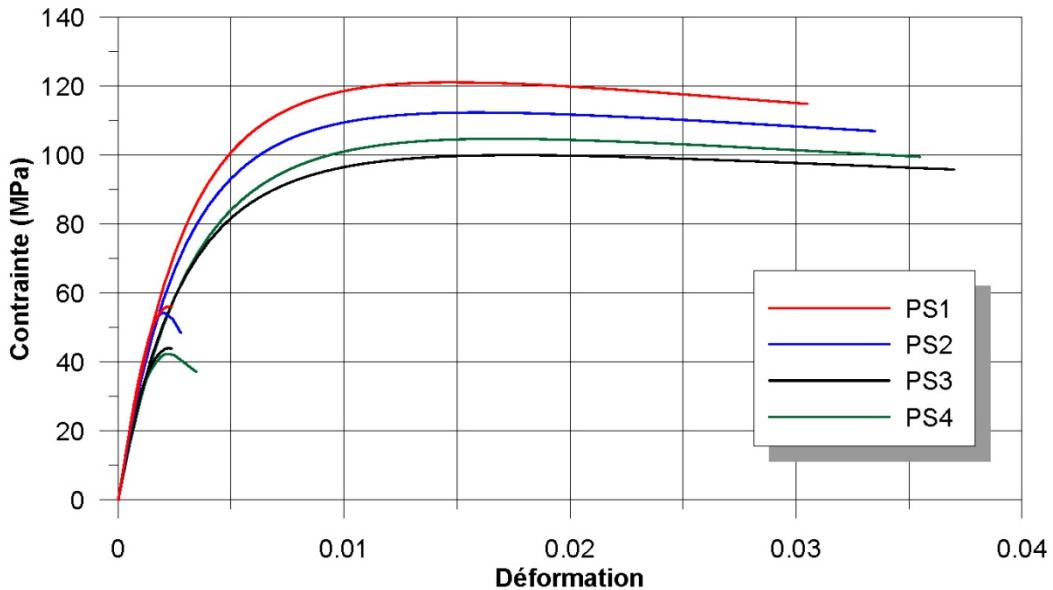


Figure 7.15 Courbes contrainte - déformation du béton des semelles

### Résultats des analyses

Les analyses avec AIS ont permis de déterminer la courbure ultime ( $\psi_u$ ) associée aux moments maximaux. La courbure a été augmentée par incrémentés jusqu'à l'atteinte d'une valeur maximale ou jusqu'à la rupture. Cela a permis d'obtenir les réponses moment-courbure de chacun des spécimens en utilisant les propriétés des matériaux propres à chacun. La charge axiale de 1500 kN a été considérée. Les courbes moment-courbure provenant des analyses AIS sont présentés à la Figure 7.16. Ces courbes ont permis d'identifier la courbure ultime ( $\psi_u$ ) correspondant aux

moments maximaux atteints dans chacune des directions lors des essais et ces points sont marqués sur les courbes de la Figure 7.16. Les valeurs sont présentées au Tableau 7.2.

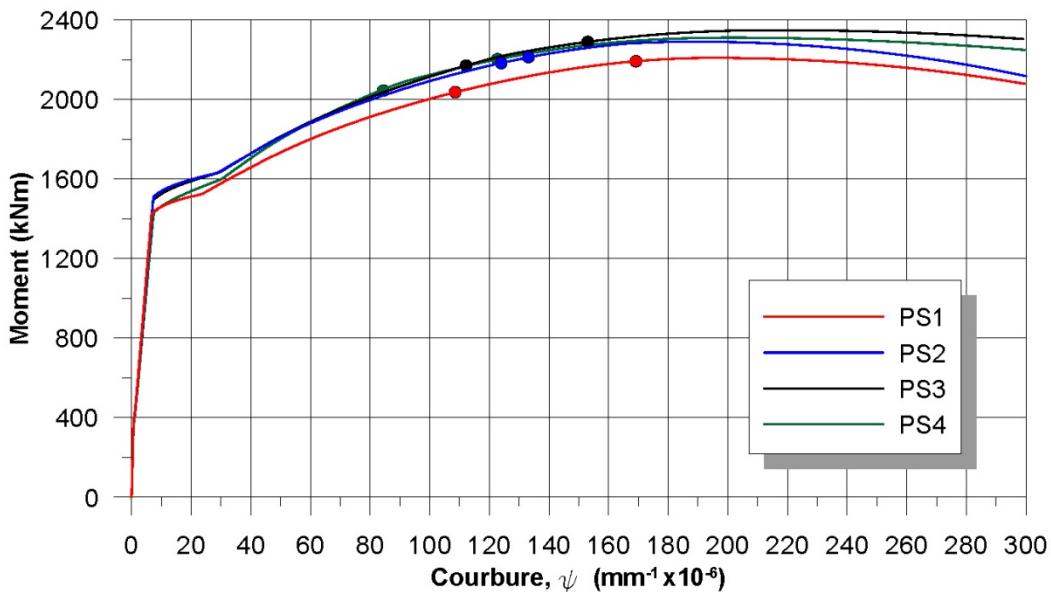


Figure 7.16 Moment – courbure (AIS)

Tableau 7.2: Courbure à  $M_{u, pos.}$  et à  $M_{u, nég.}$  selon AIS

	$M_{u, pos.}$ (kN-m)	Courbure à $M_{u, pos.}$ , $\psi_u$ ( $\text{mm}^{-1} \times 10^{-6}$ )	$M_{u, nég.}$ (kN-m)	Courbure à $M_{u, nég.}$ , $\psi_u$ ( $\text{mm}^{-1} \times 10^{-6}$ )
S1	2037	109	2192	169
S2	2213	133	2183	124
S3	2170	112	2289	153
S4	2044	84	2202	123

### 7.3.4 Calcul de la longueur de la rotule plastique

Le calcul de la longueur de la rotule plastique requiert plusieurs étapes et équations présentés ci-dessous. Ces étapes suivent l'approche retenue dans la littérature (Priestley & Park, 1987).

1. Calcul du déplacement correspondant à plastification  $\Delta_y$  (Figure 7.12) selon l'hypothèse d'un comportement élasto-plastique:

$$\Delta_y = \frac{M_u}{M_y} \Delta_y' \quad (7.2)$$

2. Calcul de la courbure élastique  $\psi_y$  (FHWA 2006) :

$$\psi_y = \frac{2\varepsilon_y}{D'} \quad (7.3)$$

où  $D'$  est la distance entre les barres longitudinales en traction et la fibre extrême comprimée et  $\varepsilon_y$  la déformation à la plastification des aciers. Les valeurs obtenues de cette équation s'apparentent aux valeurs obtenues avec AIS.

3. Calcul de la rotation plastique  $\theta_p$  :

en posant

$$\psi_u = \psi_y + \psi_p = \psi_y + \frac{\theta_p}{L_p} \quad (7.4)$$

l'équation (7.1) devient:

$$\frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \frac{M_u}{M_y} + 3 \left( \frac{\theta_p}{L_p \psi_y} \right) \quad (7.5)$$

de sorte que:

$$\theta_p = \frac{1}{3} \left( \frac{\Delta_u}{\Delta_y} - \frac{M_u}{M_y} \right) L_p \psi_y \quad (7.6)$$

4. Calcul de la courbure ultime  $\psi_u$  avec AIS.

5. Calcul de la longueur de la rotule plastique  $L_p$  :

$$L_p = \frac{\theta_p}{\psi_p} \quad (7.7)$$

## Résultats

Deux longueurs de rotule plastique ont été calculées selon l'équation (7.7) pour chaque pile, pour les valeurs ultimes positives et négatives, alors que la moyenne est représentée par un point sur la Figure 7.17. Les résultats sont présentés au Tableau 7.3.

Ces résultats ont été comparés aux équations de longueur de la rotule plastique tirées de la littérature présentées à la section 2.3.2. Le terme de droite de l'équation (2.28), montré à l'équation (7.8), suppose que les déformations dans l'armature se propagent dans la semelle et dans la colonne renforcé. En posant l'hypothèse que les propriétés mécaniques du BFUP limitent la pénétration de la déformation des barres longitudinales dans la colonne, la longueur de la rotule plastique dans la semelle uniquement est exprimée par l'équation (7.9) :

$$L_p = 0.044 f_y d_b \quad (7.8)$$

$$L_p = 0.022 f_y d_b \quad (7.9)$$

Les résultats expérimentaux se situent entre ces deux limites, indiquant une certaine pénétration de la plastification dans le BFUP. L'utilisation de la limite élastique peut être discutable, la contrainte dans l'armature étant nettement plus élevée.

Les résultats expérimentaux permettent de constater que les équations de la littérature donnent la bonne tendance pour des barres jusqu'à 35 mm de diamètre. Toutefois l'endommagement plus grand du béton normal dans la semelle et fort probablement du BFUP dans la pile fait en sorte que l'endommagement est plus grand avec des barres de plus grand diamètre.

La longueur de la rotule plastique a également été calculée en utilisant la contrainte  $f_s$  à  $M_u$  au lieu d'utiliser la contrainte à la plastification tel que montré dans l'équation (7.10). Ces longueurs de  $L_p$  ont été calculées pour les valeurs ultimes positives et négatives et la moyenne est montrée sur la Figure 7.17. Les résultats sont présentés au Tableau 7.4.

$$L_p = 0.022 f_s d_b \quad (7.10)$$

Ainsi, la longueur de rotule plastique donnée par l'équation (7.10) représente de façon assez juste la longueur de la rotule plastique d'une pile renforcée par chemisage en BFUP. Cette équation suit le même raisonnement que les équations de la littérature en supposant une pénétration des déformations dans la semelle et dans la partie en BFUP. On peut constater que la longueur obtenue avec l'équation (7.10) conduit à des valeurs qui sont inférieures aux valeurs mesurées, suggérant une certaine pénétration de la plastification dans la pile pour des barres de diamètre jusqu'à 35 mm, davantage pour les barres de 45 mm. Cependant la pénétration des déformations dans le BFUP est définitivement inférieure à celle dans la semelle. Ceci est conforme aux observations

expérimentales et attendu dû aux propriétés mécaniques du BFUP. La longueur réelle de la pénétration de la plastification dans le BFUP, incluant l'effet des étriers dans la pile, fait l'objet des travaux de Fabien Lagier pour lesquels les mesures obtenues dans cette étude pourront être exploitées.

Tableau 7.3 : Longueurs de rotules plastiques calculées, équation (7.7)

	$L_{ppos.}$ (mm)	$L_{pnég.}$ (mm)	$L_{pmoy.}$ (mm)
S1	482	307	394
S2	464	464	464
S3	636	370	503
S4	973	604	789

Tableau 7.4 : Longueurs de rotules plastiques estimées, équation (7.10)

	$L_{ppos.}$ (mm)	$L_{pnég.}$ (mm)	$L_{pmoy.}$ (mm)
S1	318	341	330
S2	413	408	410
S3	438	464	451
S4	526	573	550

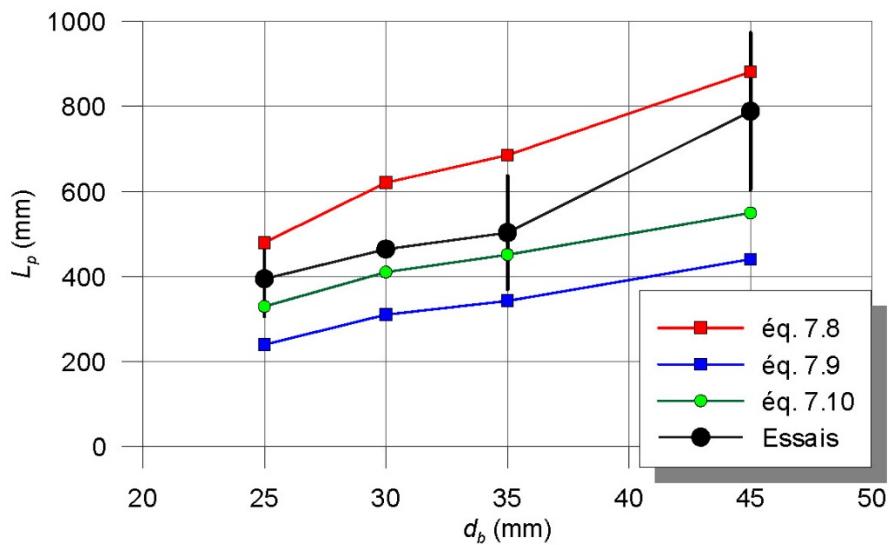


Figure 7.17 Longueur de la rotule plastique en fonction du diamètre des barres

Le terme ( $g$ ) qui représente l'espace libre entre le dessus de la semelle et le début d'un chemisage a été éliminé des équations (7.8), (7.9) et (7.10) puisqu'il s'applique au gainage externe conventionnel en acier ou en PRF. Dans le cas d'un renforcement où l'enrobage en béton normal est remplacé par un enrobage en BFUP,  $g$  n'est pas applicable.

Enfin, le niveau de déformation dans les barres en traction aux moments ultimes ont également été obtenues des analyseS avec AIS. La valeur moyenne pour chacun des diamètres de barre est présentée à la Figure 7.18. Selon la tendance obtenue des analyses, il semble que la déformation maximale décroît avec l'augmentation du diamètre des barres. Les valeurs obtenues ici sont toutefois influencées par les hypothèses de calcul sectionnel réalisé avec AIS et pour lesquelles une déformation ultime de 0.08 en moyenne a été choisie. La déformation à la rupture déterminée par les analyses correspond à environ 60% de la déformation ultime choisie. À titre d'exemple le FHWA (2006) suggère l'utilisation d'une valeur de 0.1 alors que Priestley et al. (2007) recommande une valeur plus faible d'environ 0.07, correspondant à 60% de 0.12. Avec les données obtenues, il est recommandé d'utiliser une déformation ultime pour l'analyse sectionnelle égale à 60% de la déformation à  $f_u$ .

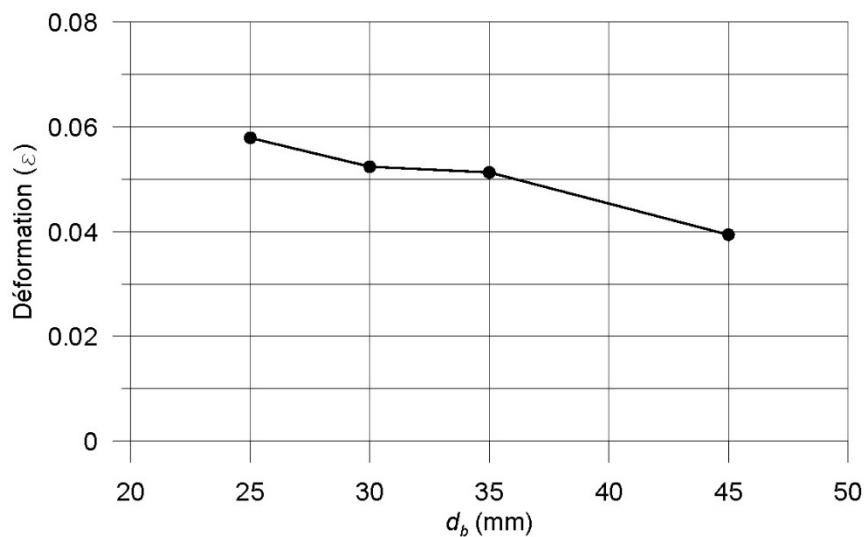


Figure 7.18 Déformation moyenne de l'acier en traction aux moments ultimes

## CHAPITRE 8 COMPLÉMENT MÉTHODOLOGIQUE

Le renforcement sismique comporte plusieurs facettes et étapes que la méthode proposée dans la présente étude vient enrichir. Cette section présente les possibilités de renforcement qu'offre le chemisage en BFUP pour la réhabilitation sismique d'une pile de pont. Un exemple de renforcement est présenté afin d'en illustrer le potentiel.

### 8.1 Application de la méthode

Afin d'illustrer l'applicabilité de la méthode de renforcement par chemisage en BFUP d'un joint de chevauchement déficient situé à la base d'une pile, un exemple de renforcement est présenté dans cette section. Cet exercice permet d'évaluer l'impact de la chemise en BFUP sur les déformations inélastiques et de déterminer si la demande en déplacement est respectée. Ce pont est constitué de 2 travées supportées par une pile rectangulaire d'une hauteur de 6000 mm ayant une section de 2400×1200 mm. La coupe longitudinale du pont et les détails du tablier sont présentés à la Figure 8.1.

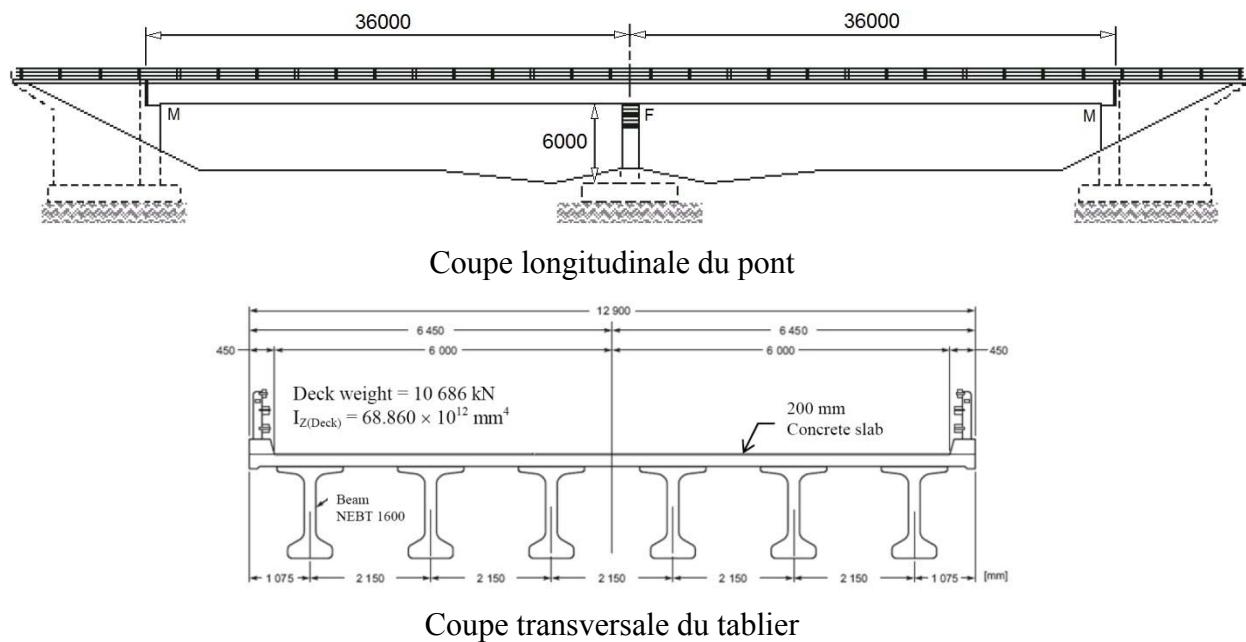


Figure 8.1 Détails du pont

L'armature longitudinale des piles est constituée de 34 barres #10 ( $A_b = 819 \text{ mm}^2$ ) pour un pourcentage d'armature de 1 %. La longueur de chevauchement à la base est de 36  $db$ . L'acier d'armature transversal est constitué d'étriers #6 ( $A_b = 284 \text{ mm}^2$ ) espacés aux 12 pouces (305 mm). Les détails d'armatures dans la zone de chevauchement et à l'extérieur de la zone de chevauchement sont présentés à la Figure 8.2.

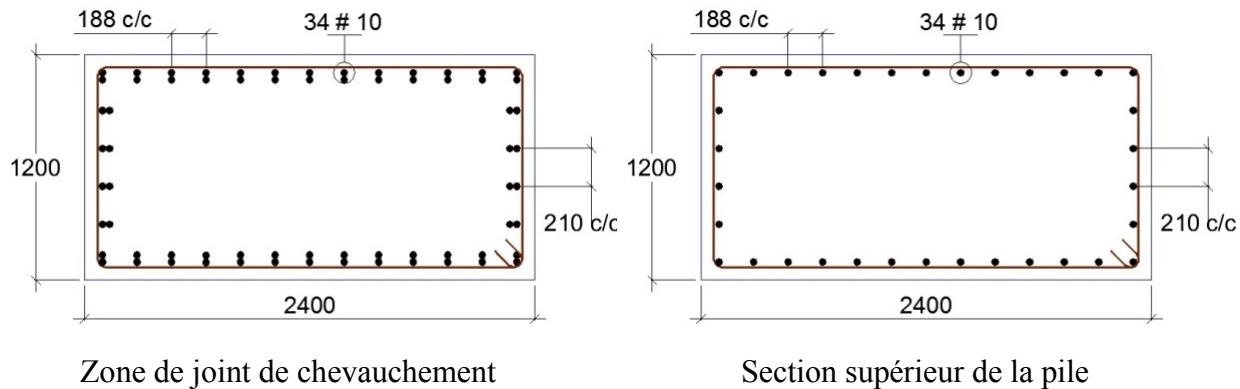


Figure 8.2 Détails d'armature de la pile

Afin d'appliquer la méthode de renforcement sur ce pont, les étapes suivantes seront effectuées dans ce qui suit :

1. calcul des efforts sismiques;
2. renforcement de la pile;
3. calcul des déformations inélastiques.

### 8.1.1 Calcul des efforts sismiques

Le calcul des efforts sismiques est effectué selon les instructions présentées dans la revue de littérature à la section 2.1.3. L'édition 2006 du code CSA-S6 est utilisée. Les paramètres suivants sont d'abord déterminés :

- rapport d'accélération de la zone,  $A = 0.2$  (pont situé à Montréal);
- coefficient de priorité,  $I = 1$  (catégorie d'importance, autres ponts);
- zone de rendement sismique,  $ZRS = 3$ ;
- type de pont régulier.

Selon le tableau 4.2 du code (Tableau 2.2), une analyse par la méthode de la charge uniforme (*CU*) est au moins requise. Cette analyse a été effectuée à l'aide du logiciel SAP2000 et a permis de déterminer les efforts élastiques  $V_{Te}$  et  $V_{Le}$ , montré à la Figure 8.3.

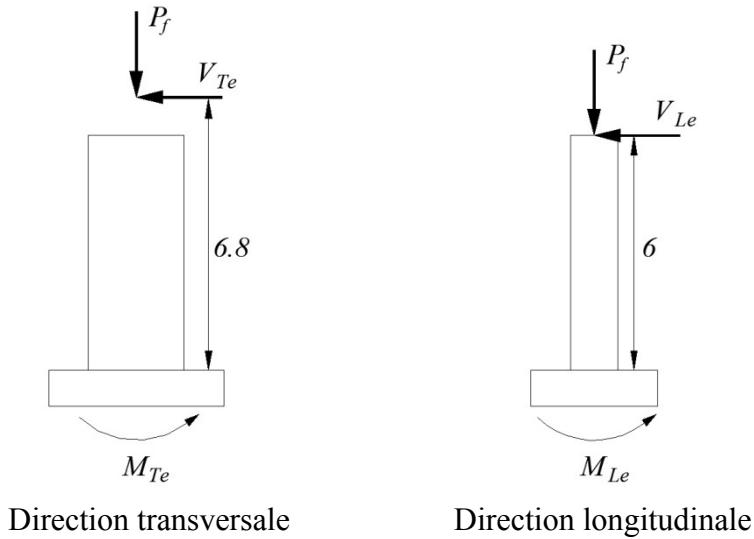


Figure 8.3 Efforts élastiques

Les résultats de l'analyse du pont sont présentés à la Figure 8.4.

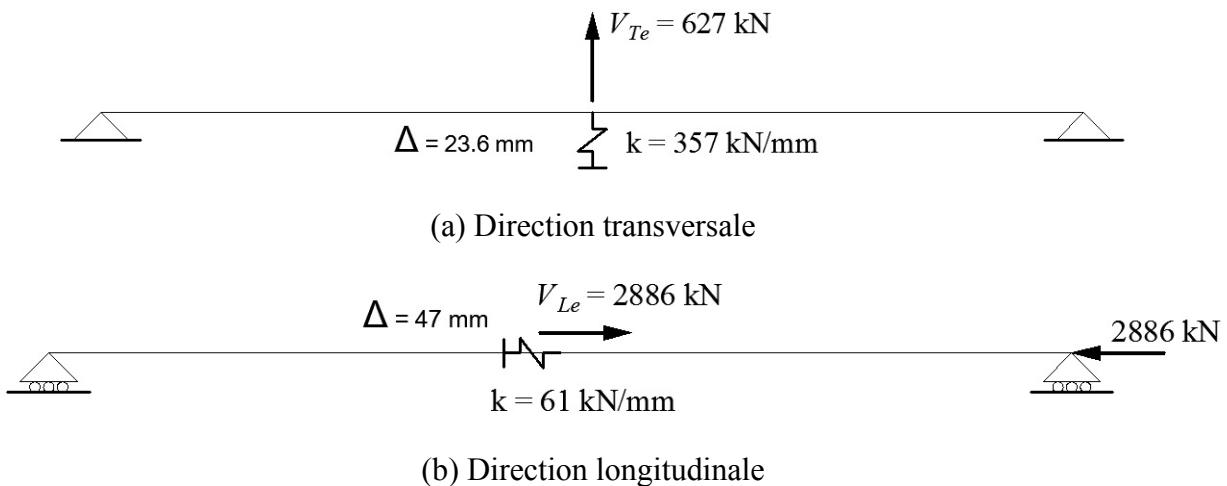


Figure 8.4 Résultats de l'analyse CU

Le moment transversal élastique ( $M_{Te}$ ) et le moment longitudinal élastique ( $M_{Le}$ ) ont été obtenus en multipliant les efforts tranchant élastiques par la hauteur de la pile selon chacune des directions,

tel que montré à la Figure 8.3. Les moments pondérés ( $M_{Tf}$  et  $M_{Lf}$ ) sont calculés en divisant les moments élastiques par le coefficient de modification de réponse  $R$  approprié. Le coefficient  $R$  est égal 3.0 dans les deux directions puisque  $h \geq 2.5 D$ . Ces efforts sont présentés au Tableau 8.1.

Tableau 8.1 : Efforts dans la pile de pont

Effort	Valeur
$V_{Te}$ (kN)	627
$M_{Te}$ (kN-m)	4260
$M_{Tf}$ (kN-m)	1420
$V_{Le}$ (kN)	2886
$M_{Le}$ (kN-m)	17316
$M_{Lf}$ (kN-m)	5772

### Résistance en flexion

La vérification de la résistance en flexion est alors effectuée pour les deux combinaisons de charges de l'équation (2.6) et pour un pourcentage d'armature existant de 1 %. Les moments résistants ( $M_{Lr1}$ ,  $M_{Tr1}$ ,  $M_{Lr2}$  et  $M_{Tr2}$ ) utilisés dans la vérification de la résistance en flexion (Tableau 8.2) ont d'abord été calculés de manière approximative à l'aide des diagrammes d'interaction ( $P-M$ ) publiés pour la norme A23.3. Puisqu'il s'agit d'un chargement biaxial et que la résistance axiale pondérée requise est inférieur à  $0.10\phi_f'cA_g$ , la résistance est adéquate si l'équation d'interaction (2.7) est respectée. Cette vérification se trouve au Tableau 8.2 sous la colonne interaction. Ainsi, un pourcentage d'armature en flexion de 1% s'avère suffisant et fournit une résistance en flexion adéquate.

Tableau 8.2 Vérification de la résistance en flexion

$P_f$ (kN)		$P_{fl} = 5170$			$P_{f2} = 8078$		
		Long.	Transv.	Interaction	Long.	Transv.	Interaction
$M_r$ (kN-m)		7258	14515		8294	16589	
$M_f$ (kN-m)	Long.	5772	426	0.8	5772	426	0.7
$M_f$ (kN-m)	Transv.	1732	1420	0.3	1732	1420	0.3

### Calcul des efforts pour les éléments protégés

Tel que mentionné précédemment à la section 2.1.3, les efforts tranchant de conception ( $V_{Tc}$ ) d'une pile de pont située dans une  $ZRS = 3$  doivent être calculés selon la résistance en flexion probable de la pile ( $M_p$ ), soit 1.3 fois la résistance nominale ( $M_n$ ). Dans cet exemple, la résistance nominale a été calculée à l'aide du logiciel AIS. Deux analyses ont été effectuées selon l'axe transversal et deux autres selon l'axe longitudinal, une pour chacun de deux niveaux de charge axiale pondérée ( $P_{f1}$  et  $P_{f2}$ ). Les propriétés mécaniques de l'acier utilisées dans les analyses AIS sont présentées au Tableau 8.3 et les propriétés du béton sont présentées au Tableau 8.4. Le résultat des analyses sont présentés au Tableau 8.5. Les moments probables ont été obtenus en multipliant  $M_n$  par 1.3. Les efforts tranchant de conception,  $V_c$ , donnés au Tableau 8.5 et montrés à la Figure 8.5 ont été calculés en divisant  $M_p$  par la hauteur de la pile correspondante.

Tableau 8.3 : Propriétés de l'acier utilisées dans AIS

$f_y$	400 MPa	$\varepsilon_p$	0.005
$f_u$	410 MPa	$\varepsilon_u$	0.10
$f_r$	405 MPa	$\varepsilon_r$	0.15
$E_s$	200000 MPa	$\phi_s$	1

Tableau 8.4 : Propriétés du béton utilisées dans AIS

$f'_c$	35 MPa	$\varepsilon_c$	$2380 \times 10^{-6}$
$f_{cu}$	31 MPa	$\varepsilon_{cu}$	$3500 \times 10^{-6}$
$f'_t$	3.0 MPa	$\phi_c$	1.0
$E_c$	31800 MPa		

Tableau 8.5 : Moments nominaux, probables et efforts tranchant de conception

Efforts	$P_{f1} = 5170$ kN		$P_{f2} = 8078$ kN	
	Long.	Transv.	Long.	Transv.
$M_n$ (kN-m)	8505	17810	9868	20268
$M_p$ (kN-m)	11057	23153	12828	26348
$V_c$ (kN)	1843	3405	2138	3875

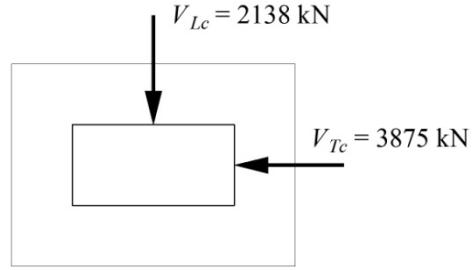


Figure 8.5 Efforts tranchantmaximum de conception

### 8.1.2 Renforcement de la pile

La déficience majeure de cette pile qui nécessite un renforcement, sujet principal de cette thèse, est la présence d'un joint de chevauchement situé dans la zone de rotule plastique à la base. Cette zone sera renforcée sur la longueur totale de chevauchement de  $36 d_b$  par la méthode de chemisage en BFUP. Le béton existant est d'abord retiré derrière les barres longitudinales chevauchées sur une profondeur égale au diamètre des armatures longitudinales. Un BFUP est ensuite mis en place selon les recommandations présentées à la section 8.2. La seconde déficience de cette pile réside dans le manque d'étriers transversaux. Un renforcement sera également proposé afin d'augmenter l'aire d'acier transversale.

Les détails du renforcement de la zone de joint de chevauchement sont présentés à la Figure 8.6.

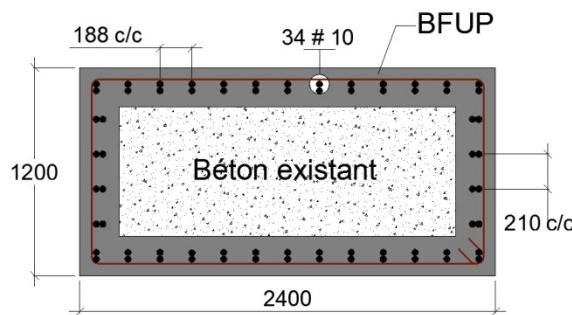


Figure 8.6 Détails du renforcement de la pile par chemisage en BFUP

### 8.1.3 Calcul des déformations inélastiques de la section renforcée

#### Méthode utilisée

Le calcul des déformations inélastiques a été effectué de façon similaire à celle utilisée dans la section 7.3. L'objectif du calcul des déformations inélastiques est de déterminer si la demande en déplacement est respectée puisque la présence d'un chemisage en BFUP peut réduire la longueur de la rotule plastique et ainsi limiter les déplacements en tête de pile. Les données utilisées proviennent uniquement d'analyse effectuée à l'aide du logiciel AIS décrit à l'annexe A. Les résultats provenant de l'analyse sectionnelle correspondent à la courbe de couleur rouge. À des fins de simplicité, une hypothèse élasto-plastique de la relation moment - courbure a été considérée et est schématisée en noir à la Figure 8.7. Les valeurs de moment ultime ( $M_u$ ) et de courbure ultime ( $\psi_u$ ) sélectionnées correspondent à un taux de déformation en traction dans l'acier maximale obtenue des essais expérimentaux et présenté à la Figure 7.18.  $M_u$  et  $\psi_u$  ont donc été obtenus pour chaque analyse à une valeur de déformation dans l'acier en traction de 0.054, correspondant à 60% de 0.09 (Tableau 8.6). Cette valeur de déformation correspond à un diamètre de barres de 35 mm et est montrée par un point sur la Figure 8.7.

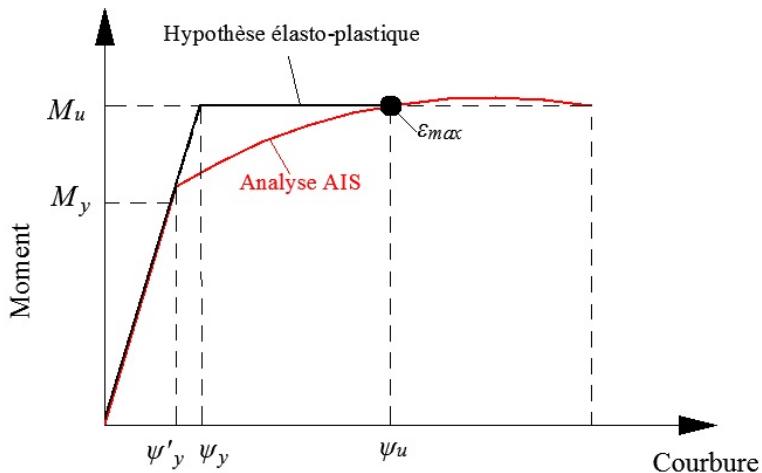


Figure 8.7 Hypothèse élasto-plastique du comportement moment - courbure

Les propriétés du béton confiné ont été utilisées puisqu'il a été démontré lors d'essais expérimentaux que la présence de BFUP à la base empêche le flambement des barres en plus de subir peu de dommage. L'analyse sectionnelle est donc effectuée à la jonction pile - semelle et les

propriétés mécaniques du béton confiné de la semelle sont utilisées. Le calcul des propriétés confinées du béton a été effectué de la même façon qu'à la section 7.3.3. Un exemple complet de calcul est présenté à l'annexe B. Les propriétés des matériaux utilisés sont présentées au Tableau 8.6 et au Tableau 8.7. Des propriétés réalistes de l'acier ont été utilisées.

Tableau 8.6 : Propriétés réelles de l'acier

$f_y$	445 MPa	$\varepsilon_p$	0.0022
$f_u$	625 MPa	$\varepsilon_u$	0.09
$f_r$	535 MPa	$\varepsilon_r$	0.176
$E_s$	200000 MPa	$\phi_s$	1.0

Tableau 8.7 : Propriétés du béton confiné de la semelle

$f'_{cc}$	112 MPa	$E_c$	31800 MPa
$f_{cu}$	102 MPa	$\varepsilon_{cu}$	0.031
$f'_t$	3.0 MPa	$\phi_c$	1.0

### Résultats des analyses sectionnelles

Les courbes moment-courbure obtenues des analyses sectionnelles sont présentées à la Figure 8.8 et à la Figure 8.9. En considérant un comportement élasto-plastique présenté à la Figure 8.7, les résultats de ces analyses ont permis de déterminer le moment de plastification ( $M_y$ ), la courbure à la plastification ( $\psi'_y$ ), la résistance nominale ( $M_n$ ) qui sera multipliée par 1.3 pour obtenir la résistance probable ( $M_p$ ) et la courbure ultime ( $\psi_u$ ). L'ensemble des données provenant des analyses sectionnelles sont présentées au Tableau 8.8.

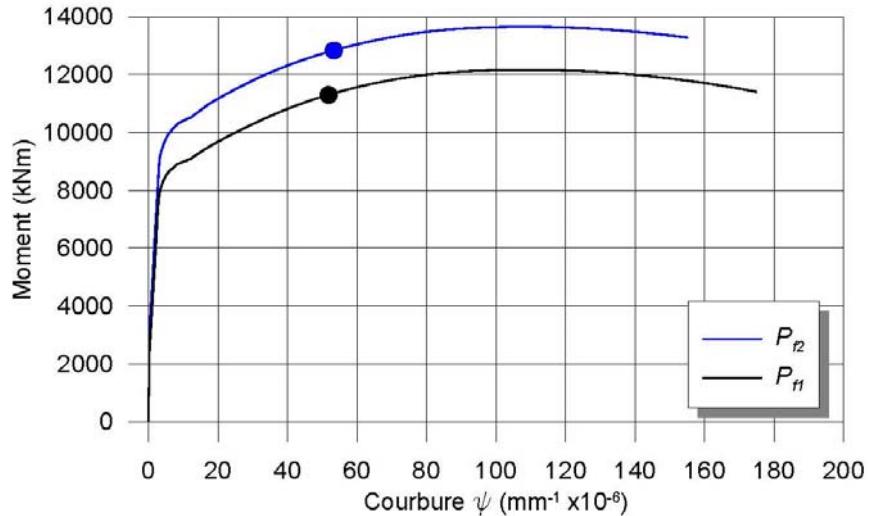


Figure 8.8 Relation moment-courbure dans la direction longitudinale

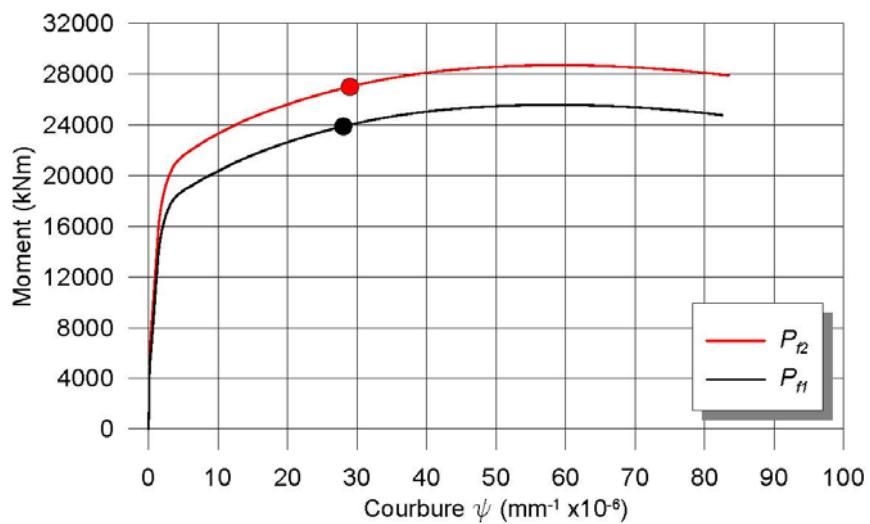


Figure 8.9 Relation moment-courbure direction transversale

La courbure à la plastification ( $\psi_y$ ) se calcule avec l'équation suivante :

$$\psi_y = \psi' \frac{M_u}{M_y} \quad (8.1)$$

Tableau 8.8 : Résultats analyses sectionnelles (AIS)

	$P_{f1} = 5170$ (kN)		$P_{f2} = 8078$ (kN)	
	Long.	Transv.	Long.	Transv.
$M_y$ (kN-m)	7879	14009	9076	16259
$\psi'_y$ ( $\text{mm}^{-1} \times 10^{-6}$ )	3.13	1.44	3.19	1.49
$\psi_y$ ( $\text{mm}^{-1} \times 10^{-6}$ )	4.48	2.46	4.51	2.47
$M_n$ (kN-m)	11298	23888	12839	27012
$M_p$ (kN-m)	14687	31055	16690	35116
$\psi_u$ ( $\text{mm}^{-1} \times 10^{-6}$ )	51.83	28.01	53.12	29.00

Le déplacement à la plastification a été calculé à l'aide de l'équation ci-dessous (Priestley et al., 1996) :

$$\Delta_y = \frac{\psi_y L^2}{3} \quad (8.2)$$

La longueur de la rotule plastique a été calculée selon l'équation (7.10) suite aux conclusions de la section 7.3.4. La rotation plastique a été calculée selon l'équation suivante :

$$\theta_p = (\psi_u - \psi_y)L_p \quad (8.3)$$

Finalement, le déplacement ultime a été calculé selon l'équation suivante :

$$\Delta_u = \Delta_y \left[ \frac{M_u}{M_y} + 3 \left( \frac{\theta_p}{L\psi_y} \right) \right] \quad (8.4)$$

Les résultats sont présentés au Tableau 8.9.

Tableau 8.9 : Résultats des calculs.

$P_f$ (kN)	$P_{f1} = 5170$		$P_{f2} = 8078$	
	Long.	Transv.	Long.	Transv.
$\Delta_y$ (mm)	54	38	54	38
$L_p$ (mm)	446	457	448	459
$\theta_p$	0.0211	0.0117	0.0219	0.0122
$\Delta_u$ (mm)	227	163	231	165
$\mu_\Delta$	4.2	4.3	4.3	4.3

La ductilité en déplacement correspondant à l'équation (8.5) est supérieure à la demande de  $R = 3$  tel que montré à la dernière ligne du Tableau 8.9. Cela démontre que la présence d'un chemisage en BFUP permet à une pile réelle de respecter la demande de ductilité en déplacement.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (8.5)$$

### Autres renforcements

Dans l'éventualité où la quantité d'armature transversale serait insuffisante, la méthode de renforcement par chemisage offre certaines possibilités puisqu'elle nécessite le retrait du béton existant sur une certaine profondeur. Cela permet l'ajout d'étriers périphériques au besoin et l'installation d'ancrages selon l'axe faible, tel que montré à la Figure 8.10.

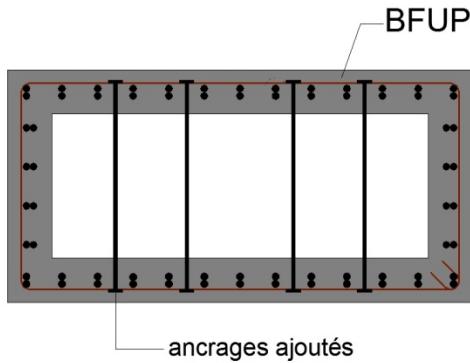


Figure 8.10 Renforcement pour la résistance au cisaillement

Le renforcement de la semelle, n'est pas le sujet du présent projet, mais doit être considéré. En effet, la capacité de la semelle doit être analysée puisqu'elle pourrait compromettre l'intégrité de la structure même si l'ensemble de la colonne a été renforcé. Des méthodes de renforcement visant à augmenter la résistance en flexion et en cisaillement d'une semelle ont été proposées par Mitchell et al. (1994) et Priestley et al. (1996). Le renforcement d'une semelle peut nécessiter une augmentation des dimensions, l'ajout d'acier d'armature à plusieurs endroits, l'insertion de torons précontraints et l'ajout de pieux (Figure 8.11).

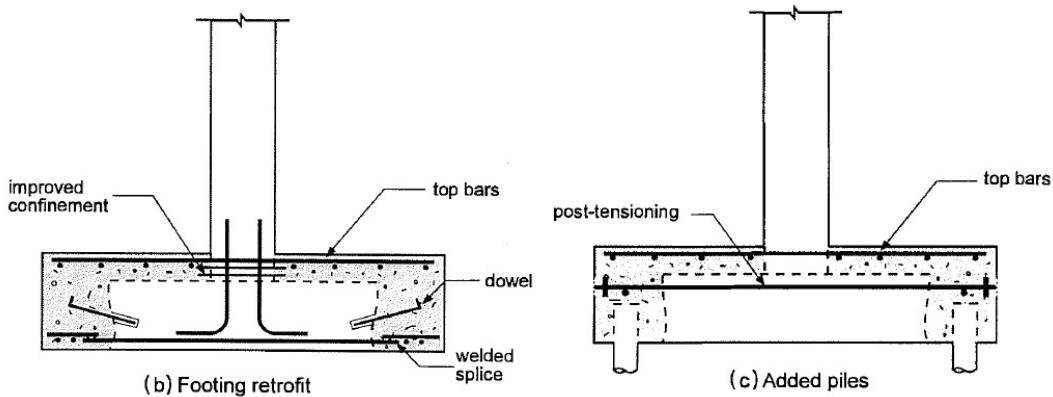


Figure 8.11 : Renforcement typique d'une semelle (Mitchell et al. 1994)

Dans l'éventualité où la quantité d'armatures transversale était insuffisante dans la semelle ou encore si l'armature au-dessus de la semelle qui joue un rôle important dans le confinement du béton était insuffisante, une alternative est proposée. Il s'agit d'élever la hauteur de la semelle sur une distance permettant l'ajout d'étriers ainsi que l'ajout d'armatures dans le haut de la semelle tel que montré à la Figure 8.12. Ce type de renforcement est possible uniquement si la longueur de chevauchement restante au dessus de la portion de la semelle ajouté est supérieure à  $24 d_b$ . De plus, si la déformabilité de la rotule plastique n'est pas suffisante ( $L_p \text{ demande} > L_p \text{ disponible}$ ) il est toujours possible de désolidariser l'armature de la semelle à l'intérieur de la pile sur une longueur  $g$  afin d'accroître  $L_p$  en autant que la longueur ancrée dans le BFUP ne soit pas inférieure à  $24 d_b$  (pour le BFUP utilisé dans ce projet).

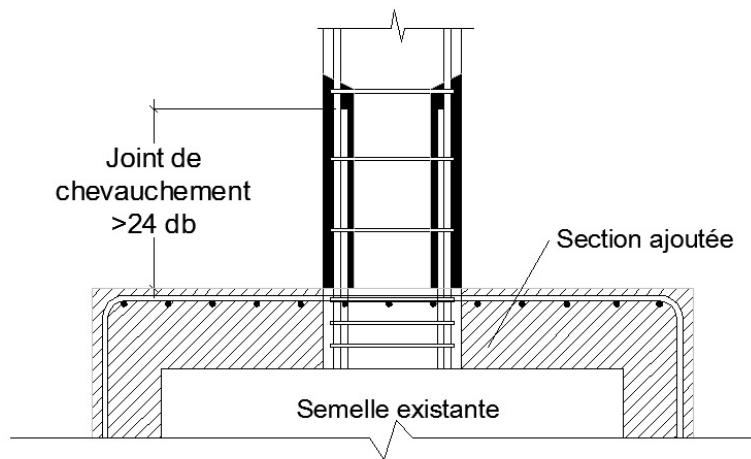


Figure 8.12 Option de renforcement de la semelle

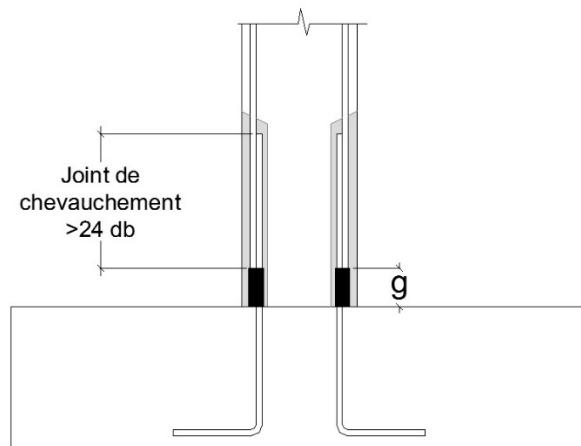


Figure 8.13 Désolidarisation des barres à la base

## 8.2 Mise en place d'un BFUP

Les travaux de recherche réalisés à l'École Polytechnique depuis plus de 20 ans sur les bétons renforcés de fibres ont permis de mettre en évidence l'importance d'utiliser des bétons fibrés à grande maniabilité afin d'assurer une mise en place optimale des fibres (Massicotte et al., 2002; de Montaignac, 2011; Boucher-Proulx, 2008). Plusieurs coulées de BFUP ont été exécutées dans le cadre de ce projet de recherche. Alors que de petits volumes étaient suffisants pour les réparations

de poutres, les réparations des piles ont nécessité la mise en œuvre de grands volumes de BFUP fabriqués en usine (volume requis : 1.2 m<sup>2</sup> / coulée).

Les poutres se trouvaient parallèles au sol lorsque le BFUP a été mis en place alors que les barres chevauchées étaient orientées verticalement lors de la mise en place du BFUP des piles. Certaines coulées ont eu lieu en laboratoire alors que d'autres ont eu lieu dans une usine de préfabrication. L'expérience accumulée a permis d'identifier certains paramètres critiques afin d'assurer l'efficacité de la réparation.

L'orientation des fibres a été identifiée comme un paramètre critique du renforcement de joints de chevauchement déficients. Les contraintes radiales générées par des barres d'armatures chevauchées en traction induisent des fissures parallèles au chevauchement tel qu'illustre à la Figure 8.14. Les fibres doivent être orientées perpendiculairement à ces fissures afin que la réparation soit efficace. Ce projet de recherche a démontré qu'il est possible d'avoir une orientation préférentielle des fibres lorsque la méthode de réparation est appliquée sur des chevauchements orientés horizontalement ou verticalement. Une attention particulière doit être portée à la méthode de mise en place et surtout au mouvement du mélange de BFUP une fois à l'intérieur du coffrage. Dans le cas des poutres, le mélange de BFUP a été coulé perpendiculairement aux barres chevauchées sans mouvement particulier de va-et-vient. Cette méthode de mise en place permet aux fibres de s'orienter de façon optimale autour des barres chevauchées tel que montré à la Figure 8.15.

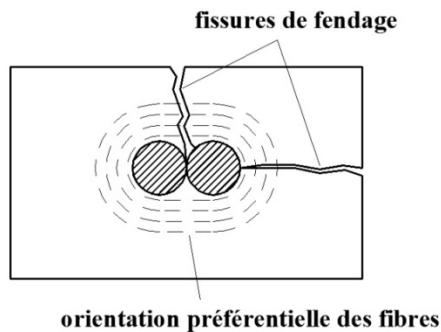


Figure 8.14 Orientation optimale des fibres

mouvement du BFUP

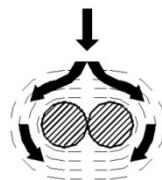
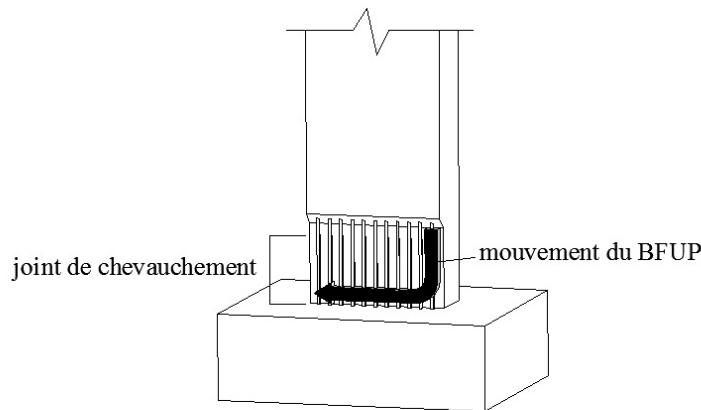


Figure 8.15 Mise en place du BFUP autour d'un joint de chevauchement horizontal

Dans le cas d'un renforcement de joint de chevauchement vertical, tel que ceux situés à la base d'une pile de ponts, le BFUP doit être coulé à une extrémité du coffrage tel que montré à la Figure 8.16. L'écoulement du BFUP oriente naturellement les fibres de façon optimale.

La méthode de mise en place du BFUP à l'extrémité du coffrage lors du renforcement des piles s'est avérée plus efficace que la méthode utilisée pour les poutres. L'observation des poutres après rupture a permis de constater qu'à certains endroits l'orientation des fibres n'était pas optimale. Les piles de pont ont quant à elles été coupées dans la zone renforcée afin d'observer l'endommagement du BFUP et l'orientation des fibres (Figure 7.7). Ces coupes ont révélé une orientation préférentielle optimale des fibres. Ces observations démontrent qu'il est préférable d'avoir un volume et un espace de coffrage suffisant afin de permettre un réel écoulement du BFUP.



orientation préférentielle des fibres

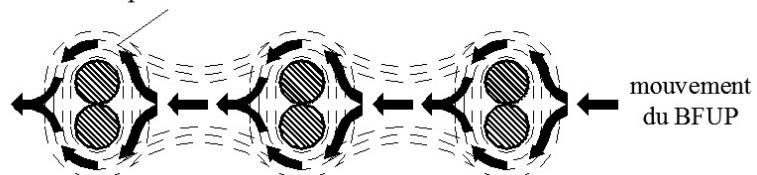


Figure 8.16 Mise en place du BFUP autour d'un joint de chevauchement vertical

Un autre paramètre critique a été identifié dans le cadre de cette recherche et pourrait combler le déficit provoqué par la difficulté d'écoulement du BFUP lors de sa mise en place. Il s'agit du pourcentage minimum de fibres. Les essais cycliques effectués sur 3 poutres identiques ayant des volumes de fibres de 1%, 2% et 3% ont démontré que pour le mélange de BFUP utilisé, 3% de fibres s'avère efficace. Un pourcentage de fibres suffisant assure un dosage minimal dans les zones moins favorisées par l'écoulement assurant ainsi qu'une quantité minimale de fibres puissent être orientées perpendiculairement aux fissures éventuelles.

Le dernier paramètre critique observé lors de cette recherche qui confirme les observations d'études précédentes (Boucher-Proulx, 2008; Delsol. 2012; Lagier, 2014), est la fluidité du mélange de BFUP. Pour être efficace et utilisé dans des endroits étroits, le mélange doit être autonivelant. La fluidité du mélange est également nécessaire à l'écoulement du BFUP lors de sa mise en place ce qui assure une orientation préférentielle des fibres.

## CHAPITRE 9 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

### 9.1 Conclusions

#### 9.1.1 Étude de joints de chevauchement renforcés par un BFUP sous chargement monotonique

Des essais menés sur 18 poutres ont permis d'évaluer le comportement de joints de chevauchements ancrés dans un BFUP sous chargement monotonique. L'objectif était d'évaluer et de mesurer le potentiel du BFUP à renforcer un joint de chevauchement trop court et non confiné afin d'éliminer la rupture par fendage et ainsi permettre à l'armature en flexion de développer sa pleine capacité et d'obtenir un comportement ductile. L'influence de plusieurs paramètres a été étudiée : le diamètre des barres, la longueur de chevauchement, la profondeur de la réparation et l'agencement des barres chevauchées. Des poutres de grandes dimensions ont été fabriquées et testées dans un montage en flexion. Le BFUP utilisé pour le renforcement offrait une résistance en traction directe de 8 MPa à un niveau de déformation de 0.2% avant l'apparition d'une fissure localisée.

Les résultats de ce programme expérimental ont mené aux conclusions suivantes.

- 1- Les spécimens de référence construits entièrement en béton ordinaire ont subi une rupture par fendage du béton autour du joint de chevauchement, rupture qui a été causée par la pression exercée par les barres, suivi du glissement de celles-ci. La rupture s'est produite subitement et était caractérisée par une perte totale de résistance. Contrairement aux observations d'essais expérimentaux rapportés dans la littérature, aucune résistance post pic n'a été observée. Cela peut être attribué aux dimensions importantes du spécimen et à l'accumulation d'énergie qui a soudainement été libérée.
- 2- La méthode de renforcement de joints de chevauchement déficients avec un BFUP a été efficace. La rupture par fendage a été considérablement retardée ou complètement éliminée grâce aux propriétés mécaniques du BFUP en traction et à la capacité d'absorption d'énergie. Selon la géométrie des spécimens, il a été conclu qu'une réparation sur une longueur de  $6 db$  permettait la plastification de l'armature ( $>400$  MPa) composée de barres

de 25M. Une longueur de renforcement équivalente à  $12 db$  a permis aux barres 35M d'atteindre la plastification.

- 3- L'augmentation de la longueur de renforcement en BFUP au-delà de la valeur correspondant à la plastification de l'armature permet d'obtenir un comportement très ductile. Cela provient de la grande capacité de déformation du BFUP permettant le développement d'une distribution quasi uniforme de la contrainte d'adhérence.
- 4- Des niveaux de contrainte d'adhérence deux fois plus élevés que ceux obtenus dans un béton ordinaire ont été observés. Un simple modèle de résistance acier-béton indique que la composante radiale est approximativement 1.6 fois plus grande que la contrainte d'adhérence. Cela est attribuable à la grande ductilité en traction du BFUP sélectionné. Dans ce programme expérimental, le BFUP contenant 3 % de fibres développe une résistance en traction directe d'environ 7 MPa à un taux de déformation de 0.2% avant l'apparition d'une fissure principale localisée.
- 5- Un modèle de liaison acier-béton simplifié a été établi en fonction des résultats expérimentaux de ce projet ainsi que des résultats d'une étude conjointe. Ce modèle considère une distribution uniforme de la contrainte tangentielle le long de la longueur de chevauchement et le développement quasi plastique de la résistance en traction autour du chevauchement afin de résister aux efforts de fendage produits par la composante radiale. Cette hypothèse est valide uniquement pour un BFUP ductile.
- 6- Les forces résultantes d'éclatement agissant dans les deux directions orthogonales ont des amplitudes du même ordre de grandeur.
- 7- Le développement de modèles analytiques de la liaison acier-BFUP doivent tenir compte des particularités et des propriétés de ces nouveaux matériaux, particulièrement la résistance en traction et la ductilité, leur résistance élevée en compression ainsi que le pourcentage efficace des fibres selon leur orientation.
- 8- L'utilisation d'étriers transversaux permettrait d'améliorer le comportement d'un joint de chevauchement ancré dans un BFUP.

Ces résultats démontrent l'efficacité de la technique de renforcement de joint de chevauchement par chemisage en BFUP. Les propriétés mécaniques du béton fibré confèrent de la résistance et de

la ductilité à une région critique d'un élément structural. La méthode proposée pourrait également être intégrée à certaines nouvelles constructions telles que les joints de dalles préfabriquées où une longueur de chevauchement plus courte serait avantageuse. Cependant, la mise en place du BFUP doit être optimisée afin d'assurer une distribution et dispersion appropriée des fibres. L'utilisation d'un béton fibré autoplaçant est fortement recommandée.

Les résultats et les conclusions de ce programme expérimental sont applicables aux configurations de joints de chevauchement sélectionnés et aux matériaux utilisés. Malgré des résultats très prometteurs, davantage de recherches doivent être menées afin de proposer une approche de dimensionnement. De plus, la classification des BFUP en fonction de leur résistance en compression ne semble pas caractériser ces matériaux de façon optimale. Pour des applications structurales, les BFUP devraient être identifiés par leur résistance (en compression et en traction) et par leur ductilité en traction.

Les résultats obtenus dans le cadre de ce premier programme expérimental ont été publiés dans la revue *Journal of Materials in Civil Engineering* et sont présentés au chapitre 4 de cette thèse.

### **9.1.2 Étude de joints de chevauchement renforcés par un BFUP sous chargement cyclique inverse**

Le comportement cyclique de six spécimens de grande dimension avec des joints de chevauchement déficients renforcés par un BFUP a été évalué. Les paramètres d'essais ont été sélectionnés en fonction des résultats des essais monotoniques : 2 diamètres de barre, 2 longueurs de chevauchement et 2 configurations de barres chevauchées. Trois pourcentages de fibres ont été utilisés dans le mélange de BRF de réparation. L'étude précédente a montré que l'utilisation d'un BFUP permettait de renforcer adéquatement des joints de chevauchement trop courts et non confinés sous chargement monotonique. L'objectif de cette deuxième série d'essais était de valider l'efficacité de la technique de renforcement proposée sous chargement cyclique.

Les résultats du programme expérimental ont mené aux conclusions suivantes.

- 1- Les spécimens ont tous subi une rupture par perte d'ancre des barres chevauchées suite à l'ouverture d'une fissure de fendage.

- 2- Le renforcement à l'aide d'un BFUP contenant 1 % de fibres à tout juste permis aux barres de 25 mm de diamètre chevauchées sur 12  $d_b$  d'atteindre la plastification (452 MPa), tandis que le renforcement à l'aide d'un BFUP 2 % de fibres a conféré une ductilité moyenne au spécimen indiquant d'une quantité minimale de fibres est requise pour les applications structurales.
- 3- Les spécimens renforcés avec un BFUP ayant un volume de 3% de fibres ont été en mesure d'atteindre un niveau de ductilité en déplacement soutenu équivalent à  $5\Delta_y$  avant la rupture, ce qui correspond à un niveau de contrainte de 515 MPa. Par conséquent, une longueur de chevauchement plus grande, un meilleur BFUP ou l'ajout de confinement traditionnel tel que des étriers seraient nécessaire afin d'éliminer le mode de rupture par fendage dans des applications nécessitant de hauts niveaux de ductilité sous chargement cyclique.
- 4- Une profondeur de réparation équivalente à 1  $d_b$  derrière les barres chevauchées tel que suggéré suite aux essais monotoniques s'est avérée une limite minimale.
- 5- Certains paramètres clés ont été identifiés afin que le renforcement en BFUP soit efficace : un mélange fluide et autoplaçant, l'utilisation d'un dosage en fibres minimum et une méthode de mise en place appropriée.

Ces résultats démontrent l'efficacité de la méthode de renforcement sous chargement cyclique. L'utilisation d'un BFUP ayant une résistance et une ductilité élevées en traction est essentielle au bon fonctionnement du renforcement. La rupture par fendage n'a toutefois pas été complètement éliminée tel que lors des essais monotoniques sur poutres. Des modifications devraient être apportées afin d'éliminer la rupture par fendage sous sollicitation cyclique.

Les résultats obtenus dans le cadre de ce premier programme expérimental ont été présentés dans un article soumis à la revue *Construction and Building Materials* et sont présentés au chapitre 5 de cette thèse

### **9.1.3 Étude de joints de chevauchement renforcés par un BFUP situés à la base d'une pile de ponts**

Le comportement de quatre spécimens de piles de ponts ayant des joints de chevauchement déficients renforcés par un BFUP a été évalué. Les spécimens, construits selon les normes utilisées avant 1971, avaient une section de  $0.6 \times 1.2$  m. Les piles ont été soumises à un chargement axial constant et à un chargement latéral cyclique progressif. Les résultats de ce programme expérimental, les modes de rupture observés et le comportement charge-déflexion ont conduit aux conclusions suivantes.

- 1- La méthode de renforcement a été efficace sur des joints de chevauchements d'une longueur de  $24 db$  et pour quatre diamètres de barres, 25 mm, 30 mm, 35 mm et 45 mm. La rupture par perte d'ancrage des barres chevauchées à la base des piles a été éliminée.
- 2- La rupture des spécimens a été causée par le sectionnement des barres ancrées dans la semelle. La rupture a été progressive et ductile.
- 3- Aucun flambement de l'armature longitudinale n'a été observé malgré un espacement d'étriers de 300 mm.
- 4- Il n'y a eu aucun écaillage du béton et l'intégrité de la colonne a été préservée tout au long de l'essai.
- 5- La majorité des dommages était concentrée à l'interface entre la colonne et la semelle où se trouvait une fissure principale.
- 6- L'ensemble des piles spécimens renforcés par la méthode proposée ont été en mesure de résister à un total de 21 à 22 cycles atteignant ainsi un niveau de ductilité en déplacement équivalent à  $7.1 \Delta_y$  à  $8.3 \Delta_y$ .
- 7- La performance du renforcement par la méthode de chemisage en BFUP n'est pas influencée par l'effet d'échelle lorsque les paramètres géométriques varient proportionnellement au diamètre de barre.
- 8- La rotule plastique, située à la base de la colonne, s'est principalement étendue dans la semelle et dans une moindre mesure dans la pile.

9- Les propriétés mécaniques en traction et la ductilité du BFUP sont les caractéristiques les plus importantes dans le renforcement de joint de chevauchement tandis que la résistance en compression à moins d'importance.

10- La méthode de renforcement s'est avérée efficace sur des piles rectangulaires. Il est toutefois envisageable que cette technique puisse également s'appliquer au renforcement de colonnes de différentes géométries. De plus, la technique proposée ne nécessite pas de surépaisseur ce qui représente un avantage important.

11- Le confinement apporté par le BFUP de recouvrement, l'interaction avec les étriers existants ainsi que l'effet sur la résistance au cisaillement nécessitent davantage d'études.

12- Finalement, les conclusions de ce projet sont limitées à l'utilisation d'un BFUP ayant des caractéristiques similaires à celui utilisé. Une généralisation quant aux matériaux pouvant être utilisés et ayant d'autres caractéristiques est nécessaire afin d'élargir l'applicabilité de la méthode.

Les résultats obtenus dans le cadre de ce premier programme expérimental ont été présentés dans un article soumis à la revue *Journal of Bridge Engineering* et sont présentés au chapitre 6 de cette thèse.

## 9.2 Conclusions générales

L'objectif du projet de recherche était de développer une méthode de renforcement sismique qui permette d'éliminer le mode de rupture en flexion provoqué par la perte d'ancrage du joint de chevauchement d'armature situé à la base d'une pile de pont. Cet objectif a été atteint par la réalisation et l'analyse de trois campagnes expérimentales d'envergure :

- Le premier programme expérimental a démontré le potentiel du renforcement de joint de chevauchement par l'utilisation de BFUP. L'efficacité de la méthode a été démontrée pour des joints de chevauchement déficients ayant des caractéristiques géométriques comparables à celle d'une pile de pont sous chargement monotonique. En effet, la rupture par fendage a été éliminée par le renforcement par BFUP sur de très courtes longueurs de

chevauchement. Les résultats positifs de ces essais ont conduit à l'élaboration d'un deuxième programme expérimental.

- La réalisation du second programme expérimental a permis de pousser les limites de la méthode de renforcement par BFUP à un mode de chargement cyclique inverse se rapprochant ainsi de conditions réelles d'une pile soumise aux effets d'un séisme. Les résultats ont démontré une fois de plus, l'efficacité de la méthode sous chargement cyclique inverse. Ainsi l'application de la méthode à des piles a pu être envisagée et un dernier et troisième programme expérimental a été mis au point.
- Finalement les essais sur piles de pont à échelle réelle ont démontré l'efficacité de la méthode à éliminer le mode de rupture en flexion par perte d'ancrage du joint de chevauchement situé à la base. Les piles ont été dimensionnées selon des détails d'armature existants et représentent une situation critique. L'efficacité de la méthode est ainsi validée pour l'ensemble des piles existantes. De plus, les analyses ont démontré que la présence d'une chemise en BFUP à la base permet à la pile de subir, sans rupture, de grandes déformations inélastiques et d'atteindre des niveaux de ductilité adéquats.

## 9.3 Recommandations

### 9.3.1 Recommandations spécifiques au renforcement sismique des ponts

Les résultats obtenus dans le cadre de ce projet de recherche ont démontré l'efficacité de la méthode proposée pour renforcer les joints de chevauchements déficients situés à la base de piles de ponts rectangulaires. L'étude a toutefois été limitée au comportement en flexion selon l'axe faible d'une pile rectangulaire élancée afin d'éliminer un des modes de rupture les plus fréquemment observés, le mode de rupture par perte d'ancrage. Ainsi, une certaine quantité d'armatures transversales a été ajoutée aux détails de conception originaux afin d'éliminer la possibilité d'une rupture en cisaillement. Pour généraliser la méthode de renforcement et valider son efficacité à éliminer l'ensemble des modes de ruptures dans les zones de rotules plastiques, les recherches additionnelles indiquées ici devraient être menées.

- Des essais pourraient être effectués afin d'évaluer la performance en cisaillement selon l'axe faible d'une pile de ponts renforcé. La pile serait construite selon des détails de conception originaux incluant les déficiences en cisaillement et renforcées sur toute la hauteur. Le renforcement en cisaillement pourrait inclure l'ajout de tiges d'ancrage et l'ajout d'étriers. Ce type d'essai permettrait de vérifier que la méthode de renforcement peut éliminer à la fois les modes de rupture en flexion et en cisaillement sur des piles de ponts élancées ou faiblement élancées. Des essais similaires pourraient être effectués sur des colonnes trapues.
- Une étude pourrait s'intéresser à l'efficacité de la méthode de renforcement selon l'axe fort d'une pile rectangulaire trapue plus susceptible à la rupture à l'effort tranchant. Selon l'amplitude des efforts tranchant associés avec la formation d'une rotule plastique, la pile pourrait être renforcée par l'ajout d'une quantité d'armatures transversale une fois le béton d'origine retiré et remplacé par un chemisage en BFUP sur toute la hauteur.
- Il serait intéressant d'évaluer la performance d'une pile de pont rectangulaire renforcée avec la méthode proposée et soumise à un chargement bidirectionnel. Ce type de chargement s'approche davantage aux effets réels d'un séisme.
- La méthode par chemisage en BFUP n'est pas limitée aux piles rectangulaires et pourrait également s'avérer efficace pour d'autres géométries de colonnes ainsi que pour d'autres éléments vulnérables. Il serait intéressant d'effectuer des essais sur des colonnes de section carrées et circulaires renforcées par un gainage en BFUP.
- Le confinement apporté par le gainage en BFUP et par les étriers existants, ainsi que leurs impacts sur la résistance en cisaillement, restent à étudier.

L'étape finale serait d'effectuer le renforcement d'une pile sur un pont existant. Cet exercice permettrait d'évaluer l'impact d'une pile renforcée sur les autres éléments structuraux tels que la semelle et les appuis.

Finalement, les résultats de ce projet s'appliquent uniquement au BFUP ayant des caractéristiques similaires à celui utilisé. D'autres types de BFUP devraient faire l'objet d'étude afin de généraliser la méthode de renforcement.

### 9.3.2 Recommandations générales

La méthode par chemisage en BFUP pourrait s'avérer efficace pour le renforcement sismique d'autres structures en béton armé, comme les bâtiments. En effet, les déficiences semblables à celles observées dans les piles de ponts se retrouvent également dans certains éléments structuraux tels que les murs de refend et les colonnes. On y trouve aussi des joints de chevauchement trop courts ainsi qu'un manque d'armature transversale à l'intérieur des zones de rotules plastiques. Il serait intéressant d'évaluer comment la méthode par chemisage en BFUP pourrait être adaptée à ces éléments structuraux.

La méthode proposée pourrait également être utilisée dans certaines constructions nouvelles telles que les joints de dalles préfabriquées où une longueur de chevauchement plus courte serait avantageuse.

Malgré le fait que les résultats des essais présentés dans cette thèse tendent à démontrer qu'un pourcentage minimum de fibres favorise une orientation globale, il serait intéressant de le valider expérimentalement. L'objectif serait de comparer l'effet de l'orientation des fibres sur la résistance en fonction du mode de mise en place. Le premier mode de coulée serait idéal, c'est-à-dire que le BFUP serait introduit à une extrémité du coffrage afin de bien orienter les fibres, comme cela a été fait dans le présent programme d'essais. La deuxième coulée serait faite afin d'être défavorable quant à l'orientation des fibres alors que la troisième aléatoire. Ensuite les spécimens seraient testés afin de mesurer l'impact du mode de coulée sur la résistance et de déterminer si un pourcentage de fibres permet d'obtenir une résistance équivalente malgré le mode de coulée moins favorable. L'exercice pourrait être répété sur différentes géométries de coffrage.

## RÉFÉRENCES

- Aboutaha, R. S., Engelhardt, M. D., Jirsa, O. J. & Kreger, M. E. (1999). Rehabilitation of shear critical concrete columns by use of rectangular steel jackets. *ACI Structural Journal*, 96(1), 68-78.
- ACI – American Concrete Institute (2012). *Report on bond of steel reinforcing bars under cyclic loads*. (ACI 408.2R-12).
- Adams, J., & Atkinson, G. (2003). Development of seismic hazard maps for the proposed 2005 edition of the National Building Code of Canada. *Canadian Journal of Civil engineering*, 30, 255-271. doi: 10.1139/L02-070
- Anon. (1989). The basics of seismic risk analysis. *Earthquake Spectra*. 5(4), 675-702. doi: 10.1193/1.1585549
- AFGC – Association Française du génie civil, (2002). *Bétons fibrés à ultra haute performances - Recommandations provisoire*. Document techniques et scientifiques.
- Azizinamini, A., Stark, M., Roller, J. J. & Ghosh, S. K. (1993). Bond performance of reinforcing bars embedded in highstrength concrete. *ACI Structural Journal*, 90(5). 554561.
- Azizinamini, A., Chisala, M. & Ghosh, S.K. (1995). Tension development length of reinforcing bars embedded in high strength concrete. *Engineering Structures*, 17, 512-522.
- Azizinamini, A., Pavel, R., Hatfield, E., & Ghosh, S. K. (1999). Behavior of lap-spliced reinforcing bars embedded in high strength concrete, *ACI Structural Journal*, 96(5), 826-835.
- Bastien Masse, M. (2010). *Étude du comportement des bétons de réparation*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc).
- Boucher-Proulx, G. (2008). *Réhabilitation sismique des piliers de ponts rectangulaires à l'aide de chemises en BRF et en BFUP*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc).
- Boucher-Proulx, G. & Massicotte, B. (2008). *Réhabilitation sismique des piliers de ponts rectangulaires à l'aide d'une chemise en BFUP*. Communication présentée au 15e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Université Laval, Québec.

- Bournas, D. A. & Triantafillou, T. C. (2011). Bond Strength of Lap-Spliced in Concrete Confined with Composite Jackets. *Journal of Composites for Construction ASCE*, 15(2), 156-167. doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000078
- Bousias, S., Spathis, A. L. & Fardis, M. N. (2004). *Seismic retrofitting of columns with lap-splices through CFRP jackets*. Communication présentée à la 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada. Tiré de [http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13\\_765.pdf](http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/13_765.pdf)
- Bousias, S., Spathis, A-L. & Fardis, M. N. (2007). Seismic retrofitting of columns with lap spliced smooth bars through FRP or concrete jackets. *Journal of Earthquake Engineering*, 11, 653-674. doi: 10.1080/13632460601125714
- Braike, S. (2007). *Conception d'éléments préfabriqués de ponts avec des bétons fibrés à haute et ultra haute performance*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc).
- Dagenais, M. A. (2012). Réhabilitation sismique de piles de ponts – RAPPORT D'ESSAIS. SR12-09. École polytechnique de montréal.
- Cairns, J. & Jones, K. (1996). An evaluation of the bondsplitting action of ribbed bars. *ACI Materials Journal*, 93(1), 10-19.
- Canbay, E. & Frosch, R. J. (2005). Bond strength of lap spliced bars. *ACI Structural Journal*, 102(4), 605-614.
- Canadian Standard Association. (1994). *Design of concrete structures*. Norme CSA A23.3-94. Toronto, ON: Association canadienne de normalisation.
- Canadian Standard Association. (1966). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Norme CAN/CSA-S6-66. Mississauga, ON: Association canadienne de normalisation.
- Canadian Standard Association. (1974). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Norme CAN/CSA-S6-74. Mississauga, ON: Association canadienne de normalisation.
- Canadian Standard Association. (1988). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Norme CAN/CSA-S6-88. Mississauga, ON: Association canadienne de normalisation.

- Canadian Standard Association. (2000). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Norme CAN/CSA-S6-00. Mississauga, ON: Association canadienne de normalisation.
- Canadian Standard Association. (2006). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Norme CAN/CSA-S6-06. Mississauga, ON: Association canadienne de normalisation.
- Chamberlin, S. J. (1952). Spacing of spliced bars in tension pullout specimen. *ACI Journal*, 49(19), 261-274.
- Chai, Y. H., Priestley, M. J. N., & Seible, F. (1991) *Flexural retrofit of circular reinforced concrete bridge column by steel jacketing*, structural systems research project, Report SSRP-91/06, University of California, San Diego, October 1991, 151 pp.
- Chang, K. C., Chung, L. L., Lee, B. J., Li, Y. F., Tsai, K. C. & Hwang, J. S. (2000). *Seismic retrofit study of RC bridge columns*. Communication présentée à International Training Programs for Seismic Design of Building Structures Hosted by National Center for Research on Earthquake Engineering Sponsored by Department of International Programs, National Science Council. Tiré de [http://www.ncree.org.tw/itp2002/12\\_SeismicRetrofitStudyOfRCBridgeColumns.pdf](http://www.ncree.org.tw/itp2002/12_SeismicRetrofitStudyOfRCBridgeColumns.pdf)
- Chang, S. Y., Li, Y. F. & Loh, C. H. (2004). Experimental study of seismic behaviors of as-built and carbon fiber reinforced plastics repaired reinforced concrete bridge columns. *Journal of Bridge Engineering ASCE*, 9(4), 391-402. doi: 10.1061/(ASCE)1084-0702(2004)9:4(391)
- Chinn, J., Ferguson, P. M. & Thompson, J. N. (1955). Lapped splices in reinforced concrete beams. *ACI Journal*, 52(15).
- Cho, J. Y. & Pincheira, J. A. (2006). Inelastic analysis of reinforced concrete columns with short lap splices subjected to reversed cyclic loads. *ACI Structural Journal*, vol. 103, no. Copyright 2006, The Institution of Engineering and Technology, pp. 28090.
- Choi, E., Rhee, I., Park, J. & Cho, B.S. (2011). Seismic retrofit of plain concrete piers of railraod bridges using composite FRP-steel plates. *Journal of Composites: Part B* (42), 1097-1107. doi: 10.1016/j.compositesb.2011.03.024

- Chen, S. J., Yang, K. C., Lin, K. M. & Wang, C. D. (2010). Seismic behavior of ductile rectangular composite bridge piers. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40, 21-34. doi: 10.1002/eqe.1018
- Darwin, D., Tholen, M. L., Idun, E. K., & Zuo, J. (1996). Splice strength of high relative rib area reinforcing bars. *ACI Structural Journal*, 93, 95-107.
- Darwin, D. (2005). Tension development length and lap splice design for reinforced concrete members. *Progress in Structural Engineering and Materials*, 7(4), 210-225. doi: 10.1002/pse.206
- De Larrard, F., & Sedran, T. (1994). Optimisation of ultra-high-performance concrete by the use of a packing model. *Cement and Concrete Research*, 24(6), 997-1009
- De Montaignac, R. (2011). *Analyse du comportement d'élément fléchis en béton renforcé de fibres métalliques*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc).
- Delsol, S. (2012). *Évaluation de coefficient d'orientation dans les bétons renforcé de fibres métalliques*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc).
- Duchesneau, F. (2010). *Conception de parapets préfabriqués hybrides et monolithiques utilisant des bétons à haute et ultra-haute performance*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc).
- ElGawady, M., Endeshaw, M., McLean, D. & Sack, R. (2010). Retrofitting of Rectangular Columns with Deficient Lap Splices. *Journal of Composites for Construction ASCE*, 14(1), 22-25. doi: 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000047
- Elgehausen, R. (1979). "Übergreifungsstöße zubeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden (Lapped splices of ribbed bars with straight ends)," Deustcher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 301, Berlin (in German), Rapport technique, 1979.
- Elgehausen, R., Popov, E. P. & Bertero, V. V. (1983). Local bond stressslip relationships of deformed bars under generalized excitations.(Report No UCB/EERC 8323, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Rapport technique)
- Endeshaw, M. A., ElGawady, M., Sack, R. L. & McLean D. I. (2008). *Retrofit of rectangular bridge column using CFRP wrapping* (WA-RD 716.1). Washington state Center (TRAC),

Washington state University, Departement of Civil & Environmental Engineering, Pullman.

Eshghi, S. & Zanjanizadeh, V. (2008). Retrofit of slender square reinforced concrete columns with glass fiber-reinforced for seismic resistance. *Iranian Journal of Science & Technology, Transaction B, Engineering*. 32(B5), 437-450.

Eshghi, S., & Zanjanizadeh, V. (2007). Repair of earthquake-damaged square R/C columns with glass fiber-reinforced polymer. *International Journal of Civil Engineering*, 5(3), 210-233.

FHWA – Federal Highway administration (2006). *Seismic retrofitting manual for highway structures: part 1 – bridges*. (FHWA-HRT-06-032). January 2006.

Fédération international du béton – FIB (2007). *Seismic bridge design and retrofit – structural solutions* (bulletin 39). Lausane, Suisse: Federal Institute of Technology Lausanne – EPFL, Section Génie Civil.

Ferguson, P. M. & Breen, J. E. (1965). Lapped splices for high strength reinforcing bars. *ACI Journal*, 62(9), 1063-1078. doi: 10.14359/7738

Ferguson, P. M. & Briceno, E. (1968). Bond stress development length for a lapped splices in reinforced concrete beams and walls. The University of Texas, Progress Summary, Austin, Texas, Rapport technique, 1968.

Ferguson, P.M. & Krishnaswamy, C. N. (1971). Tensile Lap Splices, Part II: Design Recommendations for Retaining Wall Splices and Large Bar Splices, *The University of Texas, Center for Highway Research, Research Report 1133*, Austin, Texas, Rapport technique.

Fujii, S. & Morita, S. (1983). Splitting bond capacities of deformed bars: Part 2 A proposed ultimate strength equation for splitting bond failure. *Transactions of the Architectural Institute of Japan*, vol. 324, pp. 45-53.

Giuriani, E., Plizzari, G. et Schumm, C. (1991). Role of Stirrups and Residual Tensile Strength of Cracked Concrete on Bond. *ASCE*, 117(1), 118.

- Griezic, A., Cool, W. D. & Mitchell, D. (1996). *Seismic retrofit of bridge column-footing connections*. Communication présentée à Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Tiré de [http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/11\\_508.PDF](http://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/11_508.PDF)
- Habel, K. (2004). *Structural behaviour of elements combining ultra-high performance fibre reinforced concretes (UHPFRC) and reinforced concrete.*(Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc).
- Hamad, B. S. & Mansour, M. (1996). Bond strength of nonconctact tension lap splices.*ACI Structural Journal*, 93(3), 111.
- Harajli, M. N. (1994). Development/splice strength of reinforcing bars embedded in plain and fiber reinforced concrete. *ACI Structural Journal*, 91(5), 511-520.
- Harajli, M. H. & et Salloukh, K. A. (1997). Effect of fibers on development/splice strength of reinforcing bars in tension. *ACI Materials Journal*, 94(4), 317-324.
- Harajli, M., Hamad, B., & Karam, K. (2002). Bond-slip response of reinforcing bars embedded in plain and fiber concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 14(6), 503-511. doi: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2002)14:6(503)
- Harajli, M. H. (2007). Numerical Bond Analysis Using Experimentally Derived Local Bond Laws: A Powerful Method for Evaluating the Bond Strength of Steel Bars.*ASCE, Journal of Engineering Mechanics*, 133(5), 695-705.
- Harajli, M. H. (2008). Bond strengthening of lap spliced reinforcement using external FRP jackets: An effective technique for seismic retrofit of rectangular or circular RC columns. *Construction and Building Materials*, 23, 1265-1278. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2008.07.028
- Harajli, M. H. & Dagher, F. (2008). Seismic Strengthening of Bond-Critical Regions in Rectangular Reinforced Concrete Using Fiber-Reinforced Polymer Wraps. *ACI Structural Journal*, 105(1), 68-77.
- Harajli, M. H. (2009). Bond StressSlip Model for Steel Bars in Unconfined or Steel, FRC, or FRP Confined Concrete under Cyclic Loading.*ASCE, Journal of Engineering Mechanics*, 135(5), 509-518.

- Harajli, M. H. (2010). Bond Behavior in Steel FiberReinforced Concrete Zones under Static and Cyclic Loading: Experimental Evaluations and Analytical Modeling. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 22(7), 674-686.
- Haroun, M. A., Mosallam, A. S., Feng, M. Q. & Elsanadedy, H. M. (2003). Experimental investigation of seismic and retrofit of bridge columns by composite jackets. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, 22(14), 1243-1268. doi : 10.1177/073168403035573
- Holleran, M. (1998). *Seismic performance of reinforced concrete bridge piers under simulated winter conditions*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc).
- Khaled, A. (2010). *Comportement des piles de ponts sous l'effet multidirectionnel des mouvements sismiques*. (Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc).
- Kim, S. K. & Kim, D. K. (2011). Seismic Retrofit of Rectangular RC Bridge Columns Using Wire Mesh Wrap Casing. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 15(7), 1227-1236.
- Lagier, F. (2010). *Étude numérique et expérimentale du comportement local des joints de chevauchement renforcé par un BFUP. (Béton Fibré Ultra hautes Performances) – application aux renforcements sismiques*. (Proposition de recherche de doctorat, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc).
- Lagier, F., Massicotte, B. & Charron, J-P. (2012). *Bond splitting strength of lap splice embedded in ultra high performance fibre reinforced concrete under direct tension*. Communication présenté à Bond in concrete 2012 – General aspect of bond J. W. Cairns, G. Metelli and G. A. Plizzari.
- Lam, L., & Teng, J. G. (2003). Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete in rectangular columns. *SAGE Journal of Reinforced Plastics and Composites*, 22(13), 1149-1186.
- Lessard, M.C. (2009). *Conception de pré-dalles en bétons innovants pour les ponts*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc).
- Lettow, S. (2006). Ein Verbundelement für nichtlineare Finite Elemente Analysen Anwendung auf Übergreifungsstöße - Bond Element for nonlinear Finite Element Analysis Application to Lap Splices.(PhD, Fakultät Bauingenieur und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart, Stuttgart)

- Lin, Y. (1996). Seismic behavior of bridge pier column lap splices. Ph.D. Graduate, University of Illinois Urbana.
- Lutz, L. A., & Gergely, P. (1967). Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete. *American Concrete Institute Journal*, 64(11), 711-721.
- Lukose, K., Gergely, P. & White, R. N. (1982). Behavior of reinforced concrete lapped splices for inelastic cyclic loading. *ACI Journal*, 79(36), 355-365.
- Massicotte, B. & Boucher-Proulx, G. (2008). *Seismic retrofitting of rectangular bridge piers with UHPFRC jackets*, communication présentée à BEFIB 2008: 7<sup>th</sup> Rilem International Symposium on Fibre Reinforced Concrete, (p. 969-975).
- Massicotte, B., Dagenais, M. A. & Lagier, F. (2013). Performance of UHPFRC jackets for the seismic strengthening of bridge piers. *RILEM-fib-AFGC Int. Symposium on Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete*, Marseille, France, October 1-3.
- Massicotte, B., Dagenais, M. A. & Lagier, F. (2013). Strengthening Bridges Piers using Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete. *Seventh National Seismic Conference on Bridges and Highways*, Oakland, California, May 22-22.
- Massicotte, B.; Conciatori, D., Bédard, S.; Braike, S. (2014), Inelastic Analyses inélastique des structures – AIS-V3.1. Groupe de recherche en génie des structures, École Polytechnique de Montréal, Canada.
- Melek, M. & Wallace, J. W. (2004). Cyclic Behavior of Columns with Short Lap Splices. *ACI Structural Journal*, 101(6), 802-811. doi: 10.14359/13455
- Mitchell, D., Sexsmith, R. & Tinawi, R. (1994). Seismic retrofitting techniques for bridges – a-state-of-the-art report. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 21, 823-835.
- Morita, S. & Fujii, S. (1992). Bond capacity of deformed bars due to splitting of surrounding concrete. *In Bond in concrete*, Paisley (Scotland, U.K.), p. 331-341.
- Namy, M (2012). *Structural behaviour of cast-in-place and precast concrete barriers anchored to bridge deck overhangs and subjected to transverse static loading*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc).

- Parant, E., Rossi, P., & Le Maou F. (2007). Durability of a multiscale fibre reinforced cement composite in aggressive environment under service load. *Cement and Concrete Research*, 37(7), 1106-1114. doi: 10.1016/j.cemconres.2006.02.021
- Plizzari, G. A., Marchina, E. & Giuriani, E. (1996). Experimental study of splitting and flexural cracks in a RC beam with overlapped splices. *Materials and Structures*, 29(1), 19-27.
- Priestley, M.J.N., Park, R. (1987). Strength of ductility of concrete bridge columns under seismic loading. *ACI Structural journal*, 84(1), 61-76.
- Priestley, M.J.N., Seible, F. & Calvi, G.M. (1996). *Seismic Design and retrofit of bridges*, John Wiley and Sons. New York, NY.
- Priestley, M. J. N., & Seible, F. (1995). Design of seismic retrofit measures for concrete and masonry structures. *Construction and Building Materials*, 9(6), 365-377. doi: 10.1016/0950-0618(95)00049-6
- Priestley, M. J. N., Seible, F. & Chai, Y. H. (1992). *Design guidelines for assessment retrofit and repair of bridges for seismic performance* (Rapport n° 50BNB1C6525). California, USA: University of California.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-based seismic design of structure*, IUSS PRESS, Pavia, Italy
- Richard, P., & Cheyrezy, M. (1995). Composition of reactive powder concretes, *cement and concrete research*, 25(7), 1501-1511.
- Ressources naturelles Canada. (2010). Carte simplifié de l'aléa sismique tiré de <http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/hazard-alea/simphaz-fra.php>, carte sismicité du Canada tiré de <http://www.seismescanada.rncan.gc.ca/historic-historique/caneqmap-fra.php>
- Radaelli, D. (2009). Comportement et modélisation des éléments de structure en Béton Fibré à Ultra Hautes Performances avec armatures passives. (Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne)
- Reynolds, G. C. & Beeby, A. W. (1982). Bond Strength of deformed bars," in *Bond in concrete*, Paisley (Scotland, U.K.), pp. 434-445.

- Roy, D. M. (1987). New strong cement materials – chemically bonded ceramics. *Science*, 235(4789), 651-658.doi:10.1126/science.235.4789.651
- Sagan, V. E., Gergely, P. & White, R. N. (1991). Behavior and design of non contact lap splice subjected to repeated inelastic tensile loading. *ACI Structural Journal*, 88(4), 420431.
- Schoettler, M. J., Restrepo, J. I., Seible, F. & Matsuda, E. (2005). Seismic performance of retrofitted reinforced concrete bridge pier. *ACI Structural Journal*, 102(6), 849-859.
- Shima, H., Chou, L. L. & Okamura, H. (1987). Bond characteristics in postyield range of deformed bars. *JSCE*, 6(378), 12.
- Spieth, H. A. (2002). Tragverhalten und Bemessung von eingemörtelten Bewehrungsstäben. (PhD, Fakultät Bauingenieur und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart, Stuttgart)
- Shirazi, M. R. N., Afshin, H. & Abedi, K. (2012). Retrofitting of Railroad Bridges Piers Using a Novel Hybrid Jacket. *Proceedings of the 2012 International Conference on Sustainable Design, Engineering and Construction, Fort Worth, Texas, November 7-9*.
- Taylor, A.W. (1999). *Performance of reinforced concrete bridges in January 1995 Hyogoken Nanbu (Kobe) earthquake*. Communication présenté à Seismic response, ACI international S-187-4 (p. 57-67)
- Tepfers, R. (1973). A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars.(Ph.D, Division of Concrete Structures, Chalmers University of Technology, Goteborg, Sweden)
- Thompson, M. K., Jirsa, J. O., Breen, J. E., & Klingner, R. E. (2002). *Anchorage behavior of headed reinforcement: literature review* (Rapport n° FHWA/TX-0-1855-1). Texas, Austin: Texas department of transportation research and technology implementation office.
- Turk, K., Karatas, M., & Ulucan, Z. C. (2010). Effect of the use of different types and dosages of mineral additions on the bond strength of lap-spliced bars in self-compacting concrete. *Materials and Structures*, 43, 557-570. doi: 10.1617/s11527-009-9511-1
- Vachon, D. (2004). *Renforcement sismique de piles de ponts rectangulaire avec béton renforcé de fibres*. (Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Qc).

- Wang, J. H., Yoshimura, K., Kikuchi, K. & Kuroki, M. (2006). *Seismic retrofit for R/C rectangular columns by circular steel jackets*, communication présentée à SP-238 International Symposium on Confined Concrete, Hunan university, Changsha, China (p. 305-326).
- Wang, H. (2009). An analytical study of bond strength associated with splitting of concrete cover. *Engineering Structures*. 31(4). 968-975
- Zuo, J. & Darwin, D. (2000). Splice strength of conventional and high relative rib area bars in normal and high-strength concrete. *ACI Structural Journal*. 97(4), 630-641.

## ANNEXE A – DESCRIPTION DU LOGICIEL AIS

AIS (Massicotte et al. 2014) est un logiciel développé à l'École Polytechnique qui réalise une analyse sectionnelle incrémentale dans laquelle les propriétés non linéaires des matériaux sont utilisées. Le calcul se fait en spécifiant à chaque intervalle la déformation à une fibre (normalement la fibre la plus comprimée) alors que la déformation à une fibre située ailleurs dans la section (normalement l'armature tendue) est modifiée jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint. En procédant ainsi, le logiciel calcule la réponse Moment-Courbure ( $M-\psi$ ) de la section. Des efforts peuvent être ajoutés à n'importe quelle étape du chargement, comme une charge axiale par exemple. Le logiciel permet d'ajouter ou de retrancher des portions de la section en cours de chargement. Pour le cas qui nous intéresse, tout en maintenant la force axiale sur la pile, le béton d'enrobage des armatures peut être retranché puis remplacé par du BFUP. À chaque ajout ou retranchement de matière, l'équilibre des efforts internes est fait. Le logiciel adopte l'hypothèse des sections planes et suppose une compatibilité des déformations entre les différents matériaux composant la section, sans glissement. La majorité des matériaux courants peut être considérée avec AIS : béton fibré ou non, BFUP, acier, tendon de précontrainte ou toute loi constitutive uniaxiale quelconque ( $\sigma-\varepsilon$ ) pouvant être représentée par des segments de droite. Toute section représentée par un ensemble de trapèzes symétriques par rapport à l'axe vertical peut être considérées avec AIS.

## ANNEXE B – CALCUL DES PROPRIÉTÉS DES MATERIAUX

Cette annexe est un complément d'information sur le calcul de la rotule plastique présenté à la section 7.3. Des précisions sont apportées sur les propriétés mécaniques des matériaux, notamment sur la calibration des courbes contraintes – déformations de l'acier et sur le calcul des propriétés confinées du béton des semelles considérées dans le logiciel AIS (Massicotte et al., 2014). De plus, des explications sont apportées sur le calcul des efforts réels à la base des piles.

### Aacier

La mesure des déformations des barres d'armature de 25 mm de diamètre a été faite à l'aide d'un extensomètre de 200 mm de longueur installé dans la partie centrale des barres entre les mâchoires de la presse de 2500 kN. Afin de ne pas endommager cet instrument, celui-ci doit être retiré avant la fin des essais. Pour les barres 25M, les déformations ont été mesurées jusqu'à 0.088 mm/mm, ne permettant pas d'avoir la mesure des déformations jusqu'à la rupture des barres. La mesure des déformations des barres d'armature 30M, 35M et 45M a été faite à l'aide de jauge de déformations installées dans la partie centrale des barres. Pour les barres 30M, 35M et 45M, les déformations ont été mesurées jusqu'à environ 0.03 mm/mm puisque les jauge ont décollées rapidement. De plus, pour les barres de plus grand diamètre, le glissement des ancrages a fait en sorte que les données de l'extensomètre étaient peu exploitables. La mesure du déplacement du vérin de la presse a dû ainsi être exploitée pour obtenir la courbe  $\sigma-\varepsilon$  complète.

La détermination de l'allongement des barres à partir de la mesure du déplacement du vérin de la presse ne peut être obtenue directement puisque cette donnée inclut les déformations provenant de la presse. Afin d'avoir une courbe complète, les données de la presse ont été calibrées en fonction des données de l'extensomètre utilisé sur les barres 25M. La Figure A1 montre les données provenant de l'extensomètre ainsi que la courbe calibrée. Cette calibration a été effectuée sur les barres d'armature des autres piles et les données sont présentées au Tableau A1. Les courbes contrainte-déformation ainsi obtenues sont présentées sur la Figure A2. Ces valeurs ont été utilisées avec le logiciel AIS tel que décrit plus loin.

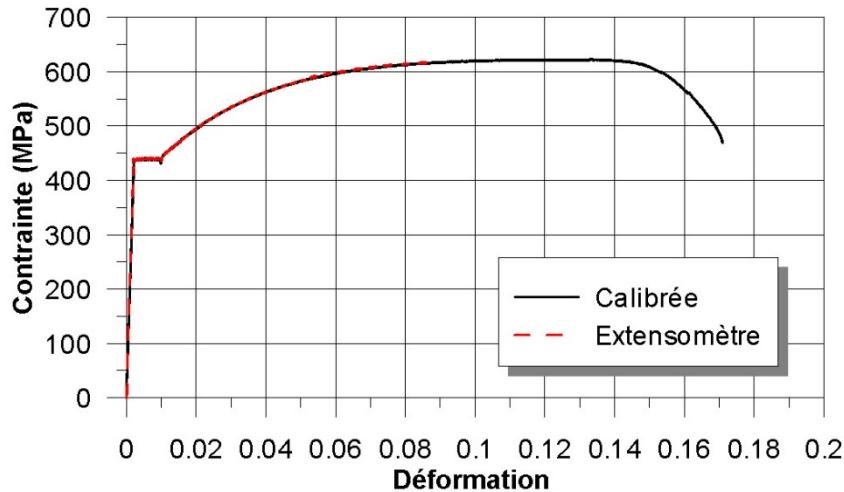


Figure A1 Courbe contrainte – déformation de l’acier (25M) calibrée

Tableau A1 : Propriétés mécaniques de l’acier

	<b>25M</b>	<b>30M</b>	<b>35M</b>	<b>45M</b>
$f_y$ (MPa)	436	470	445	445
$f_u$ (MPa)	623	644	623	616
$f_r$ (MPa)	469	538	534	528
$\varepsilon_y (\times 10^{-6})$	2180	2350	2230	2230
$\varepsilon_p (\times 10^{-6})$	9750	11800	1275	11500
$\varepsilon_u (\times 10^{-6})$	133000	97900	126000	104800
$\varepsilon_{uAIS} (\times 10^{-6})$	85000	80000	90000	80000
$\varepsilon_r (\times 10^{-6})$	170800	144800	176400	161000

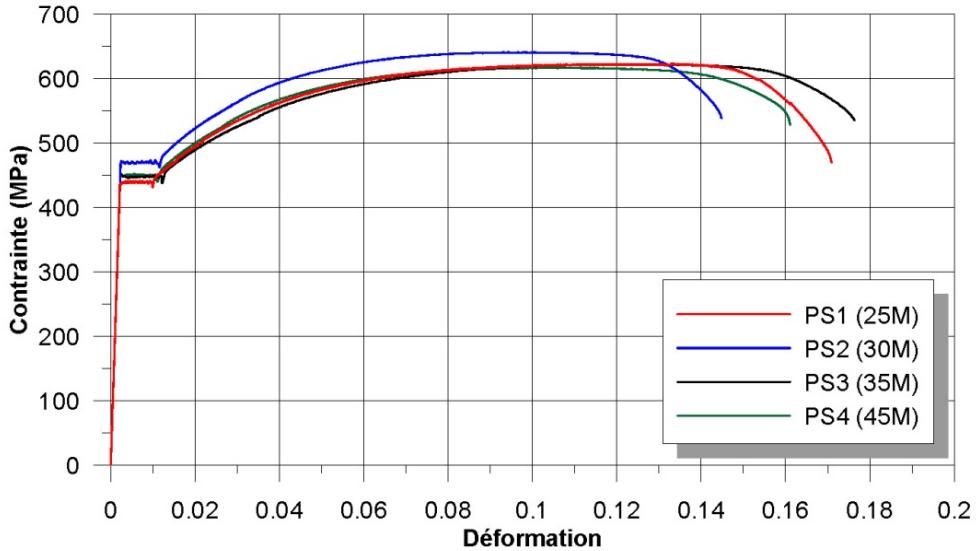


Figure A2 Courbes contrainte – déformations des aciers calibrées

La valeur de  $\varepsilon_u$  utilisée dans le logiciel AIS a dû être ajustée puisque celui-ci adopte des fonctions quadratiques entre les points  $(f_y, \varepsilon_p)$  et  $(f_u, \varepsilon_u)$ , et entre les points  $(f_u, \varepsilon_u)$  et  $(f_r, \varepsilon_r)$ , tel que montré à la Figure A3. L'ajustement de la valeur de  $\varepsilon_u$  a permis de bien reproduire avec AIS la forme de la courbe  $\sigma-\varepsilon$  dans la partie écrouissante de la relation  $\sigma-\varepsilon$ . Les résultats sont donc valides pour  $\varepsilon \leq \varepsilon_{uAIS}$ , ce qui est toujours le cas dans les analyses réalisées. Les données introduites dans AIS pour l'ensemble des barres, dont les valeurs de  $\varepsilon_{uAIS}$ , sont présentées au Tableau A1.

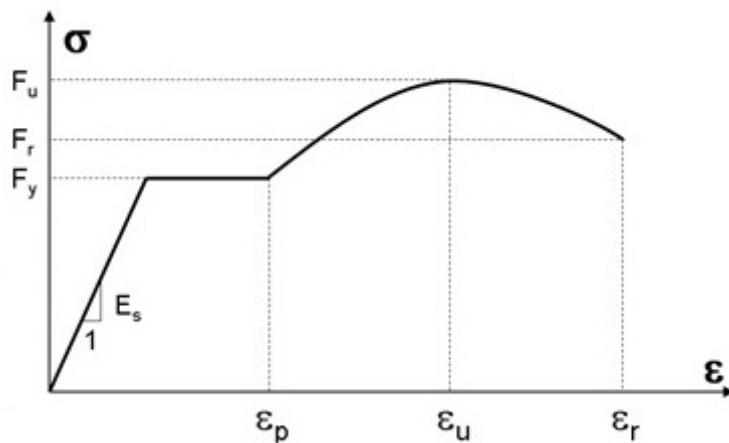


Figure A3 Propriétés mécaniques de l'acier introduites dans AIS

## Béton

Les propriétés du béton ont été obtenues d'essais en compression sur cylindres de 100 mm × 200 mm. Trois cylindres sont d'abord testés afin de déterminer la résistance en compression ( $f'_c$ ). Un dispositif installé sur le quatrième cylindre permet d'obtenir le module élastique ainsi que les déformations au pic ( $\varepsilon_{co}$ ) à  $f'_c$  et le coefficient de Poisson ( $\nu$ ).

Les propriétés confinées du béton de la semelle ont été déterminées pour l'analyse en utilisant la formulation proposée par Mander et al. (1988) et Priestley et al. (1996). La courbe du béton confiné est définie par l'équation A.1 et schématisée à la Figure A4. Les termes ( $f'_{cc}$ ,  $x$  et  $r$ ) permettent de tracer la courbe du béton confiné.

$$f_c = \frac{f'_{cc} xr}{r - 1 + x^r} \quad (\text{A.1})$$

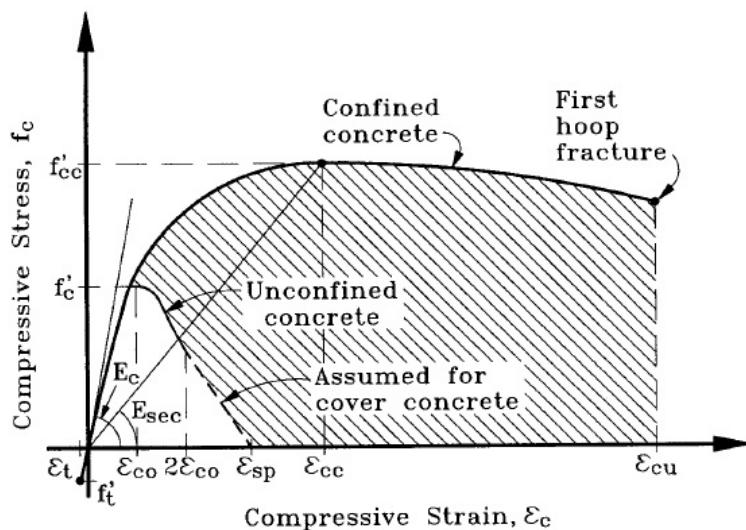


Figure A4 Modèle contrainte – déformation d'un béton en compression (Mander et al. 1988)

La première étape consiste à calculer la pression latérale maximale effective ( $f_l$ ) que procure l'acier transversal définie par l'équation A.2.

$$f_l = \frac{A_{tr} f_{ytr}}{D's} \quad (\text{A.2})$$

où  $A_{tr}$  est l'aire de l'armature transversale,  $f_{ytr}$  est la contrainte à la plastification de l'acier transversal,  $D'$  est la distance entre les étriers périphérique et  $s$ , est l'espacement vertical entre les étriers.

L'aire de l'acier d'armature transversale ( $A_{tr}$ ) considérée dans le calcul provient de l'armature de flexion située dans le haut de la semelle tel que montré à la figure 3. Il s'agit de six barres 25M. Les mesures de  $D'$  et  $s$  considérées sont présentées aux Figure A5 et Figure A6.

La pression latérale ( $f_l$ ) est normalement multipliée par un coefficient d'efficacité de confinement ( $k_e$ ) tel que montré à l'équation A.3. Les valeurs typiques de ce coefficient sont de 0.95 pour les sections circulaires et 0.75 pour les sections rectangulaires (Priestley et al. 1996). Pour une semelle de dimensions plus grandes que celles de la pile, le coefficient  $k_e$  a été considéré égal à 1.0 en reconnaissance de la contribution significative de la semelle au confinement du béton de la partie supérieure de la semelle dans l'empreinte de la pile.

$$f'_l = k_e f_l \quad (\text{A.3})$$

Une fois la valeur  $f'_l$  connue, la résistance en compression du béton confiné ( $f'_{cc}$ ) peut être calculée avec l'équation A.4.

$$f'_{cc} = f'_c (2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_l}{f'_c}} - \frac{2 f'_l}{f'_c} - 1.254) \quad (\text{A.4})$$

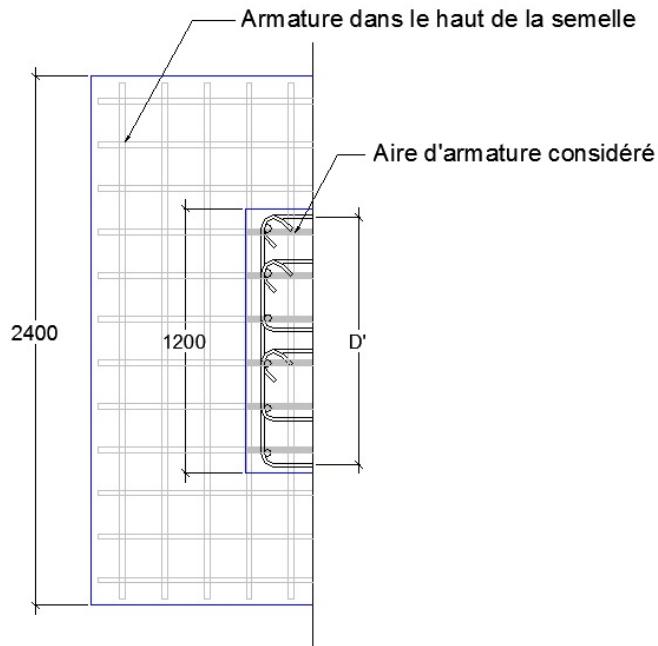


Figure A5 Aire d'armature transversale ( $A_{tr}$ ) considérée dans le calcul de  $f_l$

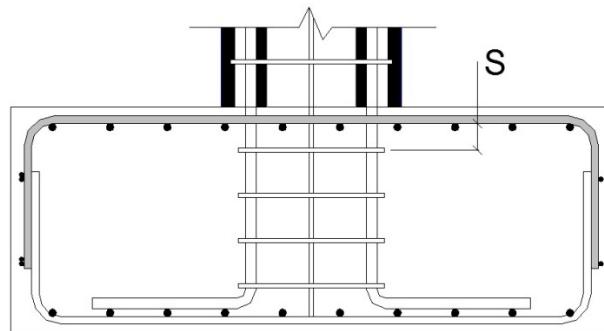


Figure A6 Espacement vertical ( $s$ ) des étriers considérés dans le calcul de  $f_l$

La valeur ( $x$ ) que l'on retrouve dans l'équation A.1 se calcule avec les équations A.5 et A.6.

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{A.5})$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (\text{A.6})$$

La valeur ( $r$ ) est obtenue avec les équations A.7 et A.8.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (\text{A.7})$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (\text{A.8})$$

De plus, la déformation ultime en compression du béton confiné est estimée par Priestley et al. (1996) selon l'équation A.9.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (\text{A.9})$$

où  $\varepsilon_{su}$  est la déformation à la contrainte ultime de l'acier de confinement et  $\rho_s$ , le ratio volumétrique de l'acier de confinement d'une section rectangulaire calculé avec l'équation A.10.

$$\rho_s = \frac{A_{sx}}{D's} + \frac{A_{sy}}{d's} \quad (\text{A.10})$$

Les données du béton de la semelle de la pile 1 utilisées dans le calcul des équations A.2 à A.10 sont indiquées au Tableau A2. Les résultats du béton de la pile 1 sont indiqués au Tableau A3 à titre d'exemple.

Tableau A2 : Données connues de la pile 1

$f'_c$	53 MPa
$E_c$	41100 MPa
$\varepsilon_{co}$	$2210 \times 10^{-6}$
$f_{ytr}$	450 MPa
$A_{tr}$	$3000 \text{ mm}^2$
$D'$	1140 mm
$s$	75 mm
$\varepsilon_{su}$	$75000 \times 10^{-6}$

Tableau A3 : Résultats des équations A.2 à A.10

Équations	Paramètres	Résultats
A.2	$f_l$	15.8 MPa
A.3	$f'_l$	15.8 MPa
A.4	$f'_{cc}$	121 MPa
A.5	$x$	0.149
A.6	$\varepsilon_{cc} (\times 10^{-6})$	14850
A.7	$r$	1.25
A.8	$E_{sec}$	8150 MPa
A.9	$\varepsilon_{cu} (\times 10^{-6})$	31000
A.10	$\rho_s$	6.8%

La courbe du béton confiné du béton de la semelle de la pile 1 prend ainsi la forme de l'équation A.11, illustrée à la Figure A7.

$$f_c = \frac{121 \left( \frac{\varepsilon_c}{0.0148} \right) (1.25)}{1.25 - 1 + \left( \frac{\varepsilon_c}{0.0148} \right)^{1.25}} \quad (\text{A.11})$$

Les propriétés du béton confiné des autres semelles ont été calculées de la même façon. L'ensemble des propriétés mécaniques des bétons non-confiné et confiné est présenté au Tableau A4.

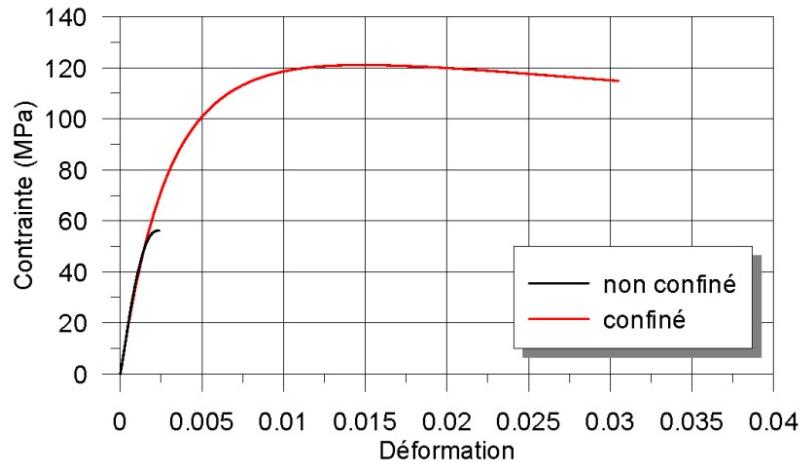


Figure A7 Courbes contrainte - déformations du béton non confiné et confiné (pile 1)

Tableau A4 : Propriétés des bétons non-confinés et confinés

		<b>S1</b>	<b>S2</b>	<b>S3</b>	<b>S4</b>
Propriétés non confinées	$f'_c$ (MPa)	53	47	39	42
	$\varepsilon_c$	0.00221	0.00214	0.00224	0.00224
	$\varepsilon_{cu}$	0.00239	0.00278	0.00294	0.00345
Propriétés confinées	$E_c$ (MPa)	41100	39800	35600	33300
	$f'_{cc}$ (MPa)	121	112	100	105
	$f'_{cu}$ (MPa)	114	106	95	99
	$\varepsilon_{cu}$	0.031	0.034	0.037	0.036

## ANNEXE C – CALCUL DES EFFORTS DANS LES PILES

Les valeurs de cisaillement à la base de la pile ( $V_{pile}$ ) et de moment à la base de la pile ( $M_{pile}$ ) ont nécessité certains ajustements en raison de la configuration du montage expérimental (Figure C1).

Une simplification du montage expérimental en position neutre est présentée à la Figure C2. Les dimensions présentées sur la Figure C2 ( $a$ ,  $b$ ,  $c$  et  $d$ ) ont été considérées comme constantes à des fins de simplification.

Les données de force horizontale ( $F_h$ ) (Figure C3) provenant des vérins ont dû être corrigées afin de considérer l'angle d'application de la charge ainsi que les effets P-delta provenant de la charge axiale constante ( $F_v$ ). L'instrumentation installée sur les piles a fourni les valeurs de la force horizontale des vérins ( $F_h$ ), de la force verticale ( $F_v$ ), le déplacement de la pile au point d'application de la charge ( $\Delta_h$ ) et l'angle ( $\alpha$ ).

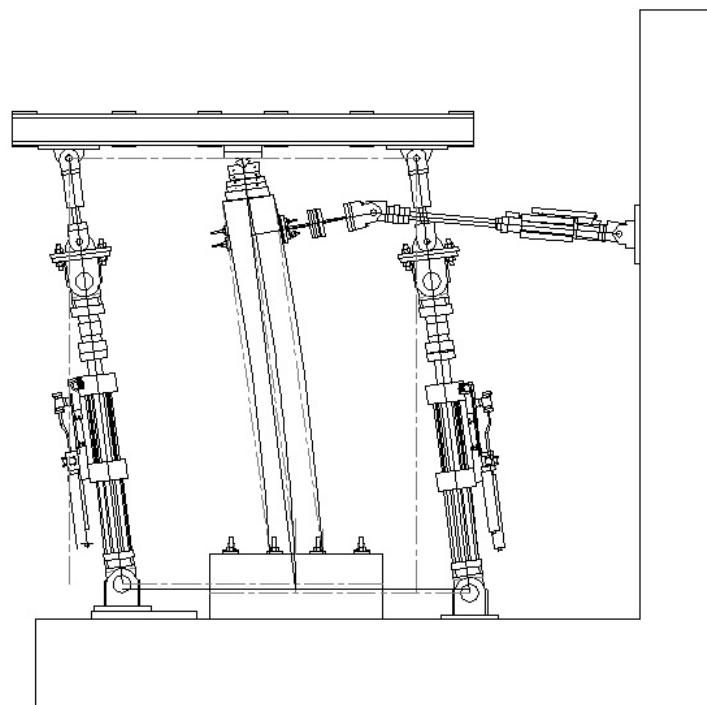


Figure C1 Vue d'ensemble du système de chargement et de la pile en position déformée

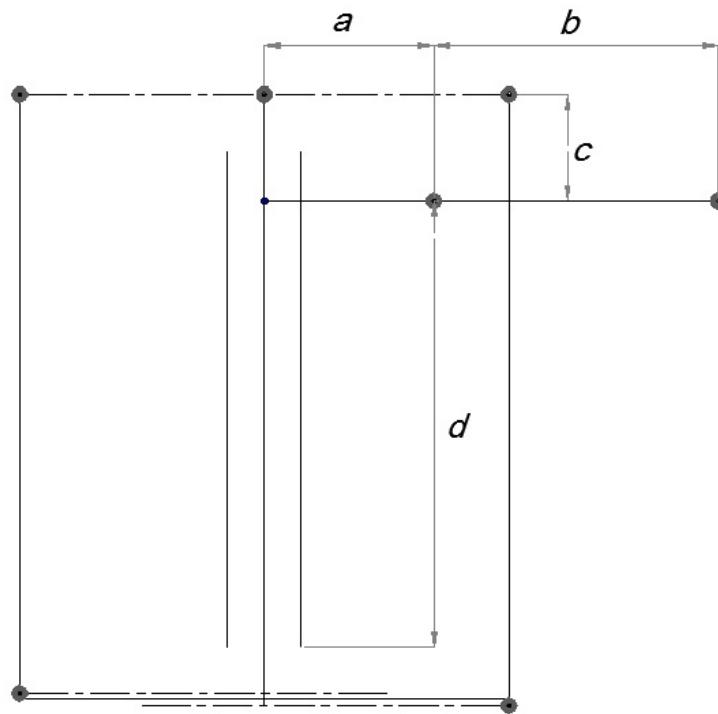


Figure C2 Dimensions utilisées pour le calcul des efforts réels

Où  $a$  est la largeur de la poutre de transfert ancrée à la pile,  $b$  est la longueur des vérins horizontaux,  $c$  est la distance entre le point d'application de la charge latérale et l'appui rotulé au sommet de la pile, et  $d$  est la distance moyenne entre les rotules des vérins verticaux.

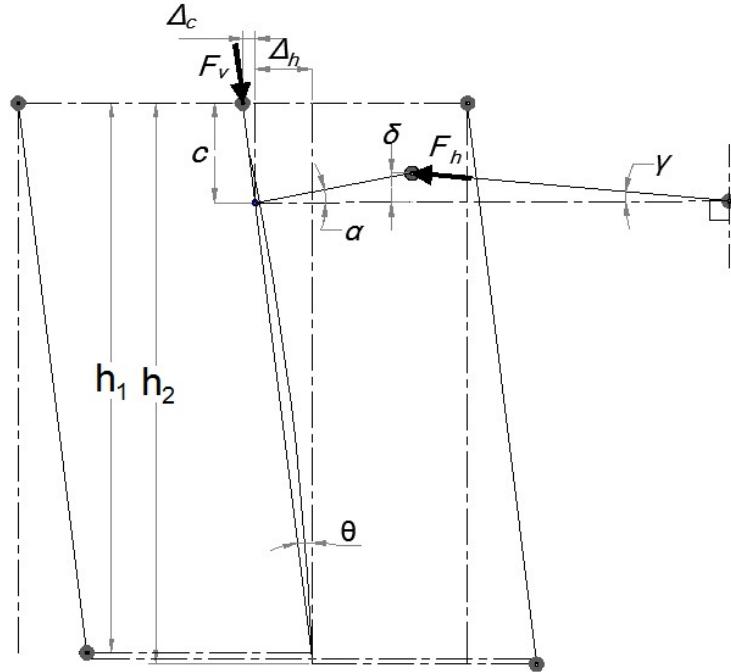


Figure C3 Paramètres utilisés pour le calcul efforts réels

L'effort tranchant ( $V_{pile}$ ) et le moment à la base de la pile ( $M_{pile}$ ) sont calculés à l'aide des équations C1 à C9.

$$\theta = \tan^{-1} \frac{\Delta_{tot}}{h_{moy}} \quad (C1)$$

$$\Delta_{tot} = \Delta_h + \Delta_c \quad (C2)$$

$$\Delta_c = c \tan \alpha \quad (C3)$$

$$h_{moy} = \frac{h_1 + h_2}{2} \quad (C4)$$

$$\delta = a \sin \alpha \quad (C5)$$

$$\gamma = \tan^{-1} (\delta / b + \Delta_h) \quad (C6)$$

$$V_{pile} = F_H \cos \gamma - F_V \sin \theta \quad (C7)$$

$$P_{pile} = F_V \cos \theta - F_H \sin \gamma \quad (C8)$$

$$M_{pile} = (F_H \cos \gamma)(d + \delta) + (F_H \sin \gamma)(a - \Delta_h) + (F_v \cos \theta)\Delta_{tot} - (F_v \sin \theta)(d + c) \quad (C9)$$