UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

RÉHABILITATION SISMIQUE DES PILIERS DE PONTS RECTANGULAIRES À L'AIDE DE CHEMISES EN PRFC

LOUIS-PHILIPPE CHARTRAND
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
AVRIL 2009

© Louis-Philippe Chartrand, 2009.

Library and
Archives Canada

Published Heritage
Branch

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Direction du
Patrimoine de l'édition

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence
ISBN: 978-0-494-49432-5
Our file Notre référence
ISBN: 978-0-494-49432-5

NOTICE:
The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

AVIS:
L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur et des droits moraux qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

RÉHABILITATION SISMIQUE DES PILIERS DE PONTS RECTANGULAIRES À L'AIDE DE CHEMISES EN PRFC

présenté par : CHARTRAND Louis-Philippe
en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées
a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. BOUAANANI Najib, Ph.D., président
M. MASSICOTTE Bruno, Ph.D., membre et directeur de recherche
M. LÉGER Pierre, Ph.D., membre

REMERCIEMENTS

J'aimerais tout d'abord remercier mon directeur de recherche, M. Bruno Massicotte, pour l'opportunité qu'il m'a offerte de travailler sur un projet de recherche aussi intéressant et pour m'avoir guidé tout au long de mes études. J'aimerais aussi remercier ISIS Canada pour le financement de ce projet.

Mes remerciements vont également à M. Viacheslav Koval, M. Patrice Bélanger et M. Denis Fortier pour leurs conseils et leur soutient technique au laboratoire. De plus, un remerciement spécial doit être fait à M. Guillaume Cossette pour tout le temps qu'il a investi dans la partie expérimentale de mon projet. Je dois également remercier tous les auxiliaires de recherche qui ont travaillé sur ce projet.

Plusieurs matériaux ont été fournis par les compagnies Sika, Ambex et Hilti au cours de cette recherche. La compagnie Béton Brunet a également participé à la construction de certains spécimens. J'aimerais les en remercier.

Je tiens aussi à remercier les étudiants de mon bureau pour la bonne atmosphère qui y règne. Plus particulièrement, je tiens à remercier M. François Beaurivage pour son bon travail d'équipe dans les cours et pour sa bonne humeur quotidienne.

Pour terminer, je remercie mes proches pour leur soutient et leur amour.

RÉSUMÉ

Suite aux dommages observés lors des récents tremblements de terre, les codes de conception parasismique ont évolué au cours des dernières années. Ces séismes ont montré que la conception des piliers de ponts qui était faite à l'époque n'était pas adéquate. Des ruptures par perte d'ancrage des armatures chevauchées ont notamment été observées. Ces ruptures sont dues à un dimensionnement inefficace des piliers dans leur zone de chevauchement d'armatures. Un des problèmes observé est que les longueurs de chevauchement des barres d'armatures sont trop petites. De plus, les piliers conçus à partir des anciennes normes ne contiennent généralement pas une quantité suffisante d'étriers. Ces défauts de conception entraînent l'apparition de fissures de fendage sur le couvert de béton. Les barres chevauchées glissent alors les unes sur les autres. C'est ce qui cause la diminution de la rigidité des piliers présentant ces caractéristiques. C'est également ce qui explique la faible ductilité des piliers pour lesquels ce mode de rupture survient. Des méthodes de renforcement ont récemment été développées afin d'éviter que ce type de rupture ne se reproduise. Ces méthodes consistent généralement à apporter un confinement supplémentaire aux sections en les enrobant d'une chemise d'acier ou de matériaux composites. Ces chemises sont disposées selon une forme ellipsoïdale autour des sections carrées et rectangulaires. Ce type de renforcement n'est pas efficace pour les sections fortement rectangulaires puisqu'il entraîne l'augmentation de la rigidité de la base des piliers. Les propriétés dynamiques des structures ainsi renforcées sont donc modifiées.

Le projet de recherche vise à développer une technique de renforcement sismique pour les piliers de ponts fortement rectangulaires. Cette technique doit permettre d'éviter les ruptures par perte d'ancrage et, par le fait même, d'augmenter leur ductilité. La technique utilisée dans ce projet consiste principalement à enrober les piliers rectangulaires d'une chemise en matériaux composites à base de fibres de carbone (PRFC) épousant la forme rectangulaire de ces sections.

Ce projet se divise en deux étapes. Tout d'abord, un montage expérimental est développé. Ce montage expérimental permet la réalisation d'essais cycliques et multidirectionnels dans le laboratoire de structures de l'École Polytechnique. Il est utilisé pour réaliser la deuxième étape du projet qui consiste à soumettre expérimentalement des piliers à un chargement statique-cyclique. Un premier pilier, conçu à l'aide des normes de 1966, a tout d'abord été construit. Ce pilier avait une hauteur 4,5 mètres et une section rectangulaire de 2 mètres par 0,5 mètre. Les résultats obtenus du premier essai confirment que le comportement sismique des piliers conçus à l'aide des normes de cette époque est problématique. Une perte rapide de capacité est observée lors de cet essai, si bien que la ductilité atteinte est très faible. Un deuxième pilier, identique au premier, a ensuite été construit. Ce pilier a toutefois été renforcé à l'aide de deux couches de matériaux composites de fibres de carbone sur la hauteur du chevauchement d'armatures à la base du pilier. Les résultats obtenus montrent une augmentation considérable de la ductilité par rapport au spécimen de référence. Cet essai montre également que le renforcement utilisé aide à contrer les fissures de fendage qui se forme perpendiculairement aux faces du pilier. Cependant, les fissures se formant à une certaine profondeur, entre les barres d'armatures chevauchées, sont toujours présentent lorsque ce type de renforcement est utilisé. C'est pourquoi, il a été décidé de construire un troisième spécimen et de développer une nouvelle méthode de renforcement. Ce pilier est d'abord renforcé de 88 tiges B7 de 9,5 mm de diamètre installées horizontalement dans un ancrage d'époxy. Deux couches de matériaux composites à base de fibres de carbone sont ensuite enroulées autour du pilier, comme pour le deuxième spécimen. Il est alors testé à l'aide du même protocole de chargement que celui utilisé pour les deux premiers essais. Ce spécimen présente un comportement sismique supérieur aux piliers testés précédemment. La ductilité atteinte est significativement plus grande. La diminution de la rigidité de ce spécimen se fait donc plus tard que lors des essais précédents.

ABSTRACT

Recent earthquakes have shown that the design philosophy used prior to 1980 was not adequate. Bond failure of lap splices at column bases have been observed several times over the years. This mode of failure is mainly due to an inadequate lap splice length that does not develop a sufficient ductility. Also, there is often a lack of confinement used in the lap splice region of piers when this type of failure is present. Bond failure is characterized by the development of vertical cracks on the concrete cover. This mode of failure causes a rapid drop in stiffness, and thus, results in a low ductility at failure. New design guidelines suggest that longer lap splice length and more stirrups at the column base are necessary improvements. Many strengthening techniques have recently been developed to avoid this type of failure. These techniques primarily consist of adding external confinement at the base of the columns in an elliptical shape. This type of reinforcement is not adequate for the rectangular sections however, because it changes the stiffness of these sections.

The goal of this project is to develop a seismic reinforcement technique for rectangular bridge columns. This technique will be use to avoid bond failure at the column base and to increase the ductility of the piers on which it is used. The retrofit technique consists of carbon fibres composite jacket (CFRP) used in a rectangular shape.

This project is divided in two parts. First, a test setup was developed to investigate the behaviour of bridge columns under cyclic loadings at the laboratory of École Polytechnique of Montreal. This setup will be used in the second part of the project which is to test seismic reinforcement on large scale specimens using a cyclic-static loading. The first column, designed with the 1966 code, has a height of 4,5 meters and a rectangular section of 2 meters per 0,5 meter. The outcome of the first test proved that the seismic behaviour of the bridge columns that were built using this code are insufficient to sustain large earthquakes. We observed a rapid drop of capacity during

the test, which results in a low ductility. A second column was built using the same specifications as the first one. However, this specimen was reinforced with two layers of a carbon fibres composite jacket in the lap splice region at the column base. The results show a higher ductility than the one obtained for the column type. The results also indicate that the use of a carbon jacket limits the cracking of the concrete cover, perpendicular to the faces of the column. But, this reinforcement has no effect on the cracks parallel to the faces of the column. That is the reason why another column was built and a new reinforcement method was investigated. This pier was reinforced with 88 B7 rods positioned horizontally in the concrete with an epoxy product. Two layers of carbon jacket are also used, like it was the case for the second specimen. This column was then tested under the same loading path than the one used for the two preceding tests. W e observed that this last column presents a much better seismic behaviour than the two others, characterised by a high ductility.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS ..... **IV**
RÉSUMÉ ..... **V**
ABSTRACT ..... **VII**
TABLE DES MATIÈRES ..... **IX**
LISTE DES TABLEAUX ..... **XII**
LISTE DES FIGURES ..... **XIII**
LISTE DES SYMBOLES ET DES ABRÉVIATIONS ..... **XXII**

CHAPITRE 1 INTRODUCTION **1**
1.1 Généralités 1
1.2 Problématique 2
1.3 Objectifs du projet de recherche 4
1.4 Méthodologie du projet de recherche 5
1.5 Organisation du mémoire 6

CHAPITRE 2 REVUE LITTÉRAIRE **8**
2.1 Modes de rupture des piles de pont en béton armé 8
2.1.1 Ruptures dues aux efforts de cisaillement 9
2.1.2 Ruptures dues aux efforts de flexion 10
2.2 Séismologie du Canada 14
2.3 Ductilité 17
2.3.1 Définition du concept de ductilité 17
2.3.2 Demande sismique 21
2.3.3 Philosophie de la conception parasismique 22
2.4 Caractéristiques de la zone de chevauchement d'armatures 23
2.4.1 Ancrage des barres d'armature 23
2.4.2 Zone de chevauchement d'armatures 26

2.5 Évolution de la conception sismique du code S6 28
2.6 Méthodes de renforcement des piliers de pont 31
2.6.1 Chemise en béton armé 32
2.6.2 Chemise en béton renforcé de fibres 33
2.6.3 Chemise en acier 35
2.6.4 Gainage en matériaux composites 42
2.7 Effets de la vitesse de chargement et de la température 47
2.8 Essais en laboratoire sur des piliers de pont à grande échelle 49
2.8.1 Montages utilisant un chargement unidirectionnel sans charge axiale 50
2.8.2 Montages utilisant un chargement unidirectionnel et une charge axiale 53
2.8.3 Montages utilisant un chargement multidirectionnel 61

CHAPITRE 3 DÉVELOPPEMENT DU MONTAGE EXPÉRIMENTAL 63
3.1 Description générale du montage expérimental 63
3.2 Conception des semelles 68
3.2.1 Détermination des dimensions de la semelle 68
3.2.2 Calcul des forces dans les barres d'ancrage 71
3.2.3 Calcul des efforts dans les semelles 74
3.2.4 Conception de l'armature des semelles 77
3.3 Conception d'un dispositif d'application de la charge axiale 84

CHAPITRE 4 ESSAIS SUR PILES DE GRANDE DIMENSION 90
4.1 Introduction 90
4.2 Description et objectifs du programme expérimental 90
4.3 Conception et construction des spécimens 91
4.3.1 Conception et construction des semelles de fondation 92
4.3.2 Conception et construction des piliers 99
4.4 Réparation du spécimen 3 106
4.5 Protocole et montage expérimental 110

4.5.1 Protocole expérimental 111
4.5.2 Montage expérimental 112
4.5.3 Instrumentation 115
4.5.4 Traitement des données 118
4.5.5 Propriétés des matériaux 119
4.6 Calculs théoriques de résistance 120
4.6.1 Résistance en flexion 121
4.6.2 Résistance en cisaillement 123
4.6.3 Vérification à l'aide du logiciel Response 2000 124
4.7 Résultats de l'essai sur le pilier de référence 126
4.8 Réalisation de l'essai de S3 129
4.9 Réparation du spécimen 4 139
4.9.1 Réalisation des essais d'arrachement sur les tiges filetées 140
4.9.2 Conception et installation du renforcement du spécimen 4 150
4.10 Réalisation de l'essai de S4 157
4.11 Analyse des résultats 164
4.11.1 Comportement global 165
4.11.2 Étude des carottages et de la fissuration 172
4.11.3 Déformations des barres d'ancrage 177
4.11.4 Déformations du renforcement en matériaux composites 186

CHAPITRE 5 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS 196
5.1 Rappel de la problématique et des objectifs du projet de recherche 196
5.2 Conclusions du développement du montage expérimental 197
5.3 Conclusions des essais sur piles de grande dimension 198
5.4 Recommandations pour les recherches futures 200

RÉFÉRENCES 203

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 – Séismes majeurs du Québec entre 1663 et 1994 (Léger, 2006) 15
Tableau 2.2 – Résultats de l'analyse des risques de différents aléas (adapté du MTQ, 2008) 16
Tableau 2.3 – Évolution du calcul de la longueur de chevauchement des barres d'armature pour les codes CAN/CSA S6-66-74-78-88-00-06 (Boucher-Proulx, 2008) 29
Tableau 2.4 – Évolution du calcul de l'espacement des étriers dans la zone de chevauchement d'armatures pour les codes CAN/CSA S6-66-74-78-88-00-06 (Boucher-Proulx, 2008) 30

Tableau 3.1 – Forces de tension maximales selon le type de barre Diwidag 64
Tableau 3.2 – Caractéristiques des vérins disponibles au laboratoire 66

Tableau 4.1 – Instrumentation des spécimens 3 et 4 118
Tableau 4.2 – Propriétés des matériaux des spécimens 3 et 4 120
Tableau 4.3 – Charges d'arrachement pour des tiges filetées de 12,7 mm de diamètre 141
Tableau 4.4 – Résultats des tests d'ancrage d'une profondeur de 60 mm sans rondelles ni écrous 145
Tableau 4.5 – Résultats des tests d'ancrage d'une profondeur de 60 mm avec rondelles et écrous 149

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 – Schéma du renforcement par chemise d'acier pour différents types de sections 4

Figure 2.1 – Ruptures en cisaillement de piliers de pont de Los Angeles (Priestley et al., 1996) 9

Figure 2.2 – Ruptures par perte de confinement (Priestley et al., 1996) 11

Figure 2.3 – Rupture en cisaillement-flexion (Priestley et al., 1996) 12

Figure 2.4 – Rupture par perte d'ancrage des barres chevauchées (Priestley et al., 1996) 13

Figure 2.5 – Cartographie des séismes au Canada depuis 1627 (Ressources naturelles du Canada) 15

Figure 2.6 – Classement final des aléas (MTQ, 2008) 17

Figure 2.7 – Rupture dans la zone de chevauchement d'armature (Priestley et al., 1996) 20

Figure 2.8 – Comportement sismique idéal d'un pilier de pont (Priestley et al., 1996) .. 20

Figure 2.9 – Schéma du frottement entre une barre d'armature tendue et le béton d'enrobage (adapté de Thompson, 2002) 24

Figure 2.10 – Forces agissant sur les crénelures des barres et sur le béton vis-à-vis ces crénelures (adapté de Thompson, 2002) 25

Figure 2.11 – Variation des efforts internes dans l'acier et le béton causées par la butée des crénelures sur le béton (adapté de Thompson, 2002) 25

Figure 2.12 – Patron des fissures de fendage en fonction du recouvrement des barres et de la distance entre celles-ci (Massicotte, 2007) 26

Figure 2.13 – Zone de béton sollicitée pour chacune des barres (Boucher-Proulx, 2008) 27

Figure 2.14 – Schéma de la zone de chevauchement d'armatures et des fissures s'y développant (adapté de Vachon, 2004) 28

Figure 2.15 – Évolution de la conception sismique des piliers de pont (adapté de Vachon, 2004) 31
Figure 2.16 – Schéma de la réparation en béton armé (Priestley et al., 1996) 32
Figure 2.17 – Schéma de la réparation en béton renforcé de fibres (Boucher-Proulx, 2008) 34
Figure 2.18 – État du pilier avant la coulée de BRF 34
Figure 2.19 – Hystérèse obtenue pour le pilier renforcé à l'aide de BRF (Boucher-Proulx, 2008) 35
Figure 2.20 – Schéma du renforcement en chemise d'acier pour un pilier rectangulaire (Daudey et Filiatrault, 2000) ..... .36
Figure 2.21 – Hystérèse obtenue pour les piliers renforcés à l'aide d'une chemise en acier (Prisetley et Seible, 1991) 37
Figure 2.22 – Hystérèse obtenue pour un pilier circulaire renforcé en cisaillement à l'aide d'une chemise en acier (Priestley et Seible, 1991) 38
Figure 2.23 – Application du renforcement par chemise d'acier (Chai, 1996) 39
Figure 2.24 – Schéma des différentes méthodes de renforcement utilisées (Xiao, 2003)40
Figure 2.25 – Schéma des formes de chemises utilisées pour le renforcement (Daudey et Filiatrault, 2000) 41
Figure 2.26 – Schéma des méthodes de renforcement utilisées (Aboutaha, 1999) 42
Figure 2.27 – Schéma de la méthode de renforcement utilisée par Wu (2008) 44
Figure 2.28 – Schéma d'un montage unidirectionnel (Orozco et Ashford, 2002) 51
Figure 2.29 – Schéma d'un montage unidirectionnel (Aquino et Hawkins, 2007) 52
Figure 2.30 – Schéma du chargement réel d'un pilier de pont (Saatcioglu et Baingo, 1999) 52
Figure 2.31 – Schéma d'un montage unidirectionnel avec charge axiale (Sun et al., 1993) 54
Figure 2.32 – Schéma de l'application de la charge axiale (Sun et al., 1993) 55
Figure 2.33 – Schéma d'un montage unidirectionnel avec charge axiale (Seible et al., 1994) 56

Figure 2.34 – Images d'un montage unidirectionnel avec charge axiale (Seible et al., 1994) 57
Figure 2.35 – Image d'un montage unidirectionnel avec charge axiale (Chang, 2002) .. 58
Figure 2.36 – Image d'un montage unidirectionnel avec charge axiale (Wu et al., 2008) 58
Figure 2.37 – Schéma d'un montage unidirectionnel avec charge axiale (Harries et al., 2006) 60
Figure 2.38 – Schéma d'un montage unidirectionnel avec charge axiale (Brena et Schlick, 2007) 60
Figure 2.39 – Schéma d'un montage bidirectionnel avec charge axiale (Bousias et al., 1995) 62
Figure 2.40 – Image d'un montage bidirectionnel avec charge axiale (Qiu et al., 2002) 62

Figure 3.1 – Exemple d'attache des vérins après un pilier 65
Figure 3.2 – Exemple d'attache des vérins après un pilier 65
Figure 3.3 – Exemple d'installation d'un vérin et de sa cale d'acier 67
Figure 3.4 – Emplacement d'un spécimen testé dans le passé 69
Figure 3.5 – Propriétés des spécimens pour le calcul du soulèvement de la semelle 70
Figure 3.6 – Schéma des forces s'appliquant sur un spécimen 72
Figure 3.7 – Emplacement d'un spécimen testé dans le passé 73
Figure 3.8 – Différents emplacements possibles des spécimens 74
Figure 3.9 – Schéma des efforts horizontaux dans le bas du pilier et dans la semelle (adapté de Priestley) 75
Figure 3.10 – Schéma des efforts internes dans la semelle 75
Figure 3.11 – Schéma des forces s'appliquant sur la semelle dans la direction secondaire 79
Figure 3.12 – Courbe de la charge en fonction du déplacement obtenue à l'aide de Response 82

Figure 3.13 – Schéma du montage d'application de la charge axiale par deux barres et des vérins manuels (adapté de Brena et Schlick, 2007) 85
Figure 3.14 – Décomposition de la charge axiale en une composante horizontale et verticale (adapté de Sun et al., 1993) 86
Figure 3.15 – Exemple d'application de la charge axiale sur un spécimen de 4,5 mètres 86
Figure 3.16 – Schéma du montage de l'application de la charge axiale à l'aide d'un vérin et d'un cadre rigide (adapté de Wu et al., 2008) 89
Figure 3.17 – Schéma du montage de l'application de la charge axiale à l'aide de vérins et d'une poutre de transfert (adapté de Silva et Seible, 2001) 89

Figure 4.1 – Vue en plan des semelles [mm] 93
Figure 4.2 – Vue en élévation de la coupe B-B des semelles [mm] 93
Figure 4.3 – Vue en élévation de la coupe A-A des semelles [mm] 94
Figure 4.4 – Installation des armatures longitudinales et transversales 95
Figure 4.5 – Cage d'armature de la semelle 3 terminée 96
Figure 4.6 – Installation des câbles de levage 97
Figure 4.7 – Coulée de la semelle 97
Figure 4.8 – Cage d'armature et coffrage de la semelle 4 98
Figure 4.9 – Semelle 4 avant sa coulée 98
Figure 4.10 – Semelles 3 et 4 lors de leur arrivée à l'École Polytechnique 99
Figure 4.11 – Vue du pilier en élévation 100
Figure 4.12 – Coupe transversale du pilier dans la zone de chevauchement 101
Figure 4.13 – Installation de la cage d'armature du pilier 3 sur la semelle 102
Figure 4.14 – Câble de levage 103
Figure 4.15 – Arrondis de bois 103
Figure 4.16 – Photos des étapes de la construction du pilier 3 104
Figure 4.17 – Installation de la cage d'armature du pilier 4 sur la semelle 105
Figure 4.18 – Photo du pilier 3 décoffré et du pilier 4 avant sa coulée 105

Figure 4.19 – Photo du creux de la face ouest du pilier 3 106
Figure 4.20 – Photo de la réparation de la face ouest du pilier 3 107
Figure 4.21 – Schéma du renforcement appliqué au pilier 3 108
Figure 4.22– Imprégnation du Sikadur 300 sur la première bande de composite 108
Figure 4.23 – Photos des étapes de l'installation du renforcement du pilier 3 110
Figure 4.24 – Protocole de chargement utilisé pour les essais 111
Figure 4.25 – Photo de l'installation de l'hydraulique 113
Figure 4.26 – Photo de l'installation des vérins sur le mur de réaction 114
Figure 4.27 – Photo des vérins une fois fixés au pilier du spécimen 3 114
Figure 4.28 – Schéma de l'emplacement des jauges sur les barres d'ancrage de la semelle des spécimens 3 et 4 115
Figure 4.29 – Schéma de l'emplacement des jauges sur le renforcement en composite des spécimens 3 et 4 116
Figure 4.30 – Photo de l'installation du potentiomètre à corde sur le pilier 3 116
Figure 4.31 – Photo de l'instrumentation des faces nord et ouest du pilier 3 117
Figure 4.32 – Photo du LVDT servant à lire le glissement de la semelle 3 117
Figure 4.33 – Graphique de l'essai de traction d'une barre d'ancrage des semelles 1 et 3 119
Figure 4.34 – Schéma de l'équilibre des forces en supposant l'armature secondaire élastique et tendue (armatures des semelles montrées) 121
Figure 4.35 – Graphique charge-déplacement obtenu à l'aide de Response 2000 pour le pilier 3 125
Figure 4.36 – Détermination de la charge de plastification des barres d'ancrage 126
Figure 4.37 – Graphique charge-déplacement de S1 à la fin de l'essai 127
Figure 4.38 – Photo de la face nord de S1 à la fin de l'essai (Boucher-Proulx, 2008) .. 128
Figure 4.39 – Photo de la face sud de S1 à la fin de l'essai (Boucher-Proulx, 2008) ... 128
Figure 4.40 – Photo des faces est et ouest de S1 à la fin de l'essai (Boucher-Proulx, 2008) 129
Figure 4.41 – Graphique charge-déplacement de S3 après les cycles à μ=1 130

Figure 4.42 – Photo de la face ouest de S3 après les cycles à μ=1 131
Figure 4.43 – Graphique charge-déplacement de S3 après les cycles à μ=1.5 132
Figure 4.44 – Photo de la face ouest de S3 après les cycles à μ=1.5..... 132
Figure 4.45 – Graphique charge-déplacement de S3 après les cycles à μ=3 134
Figure 4.46 – Photo de la face ouest de S3 après les cycles à μ=3 135
Figure 4.47 – Photo de la face sud de S3 après les cycles à μ=3 ..... .135
Figure 4.48 – Graphique charge-déplacement de S3 à la fin de l'essai..... 136
Figure 4.49 – Photo de la face ouest de S3 à la fin de l'essai 137
Figure 4.50 – Agrandissement du coin nord-ouest de S3 à la fin de l'essai 137
Figure 4.51 – Agrandissement du coin nord-est de S3 à la fin de l'essai 137
Figure 4.52 – État du pilier 3 une fois le renforcement arraché..... ... 138
Figure 4.53 – Renforcement d'un pilier à l'aide d'ancrages et de matériau composite 140
Figure 4.54 – Schéma du montage expérimental utilisé pour les tests d'ancrage..... 142
Figure 4.55 – Photo du montage expérimental utilisé pour les tests d'ancrage 143
Figure 4.56 – Photo du matériel utilisé lors de l'installation d'une tige..... 144
Figure 4.57 – Photo des ancrages d'époxy sur 150 mm de profondeur..... 145
Figure 4.58 – Photo des tiges des tests d'ancrage de la deuxième série d'essais..... 146
Figure 4.59 – Photo des cônes d'arrachement des ancrages cimentaires de 60 mm de profondeur 147
Figure 4.60 – Photo des cônes d'arrachement des ancrages d'époxy de 60 mm de profondeur 147
Figure 4.61 – Photo du montage expérimental de la dernière série d'essai des tests d'ancrages..... 148
Figure 4.62 – Schéma du montage expérimental de la dernière série d'essai des tests d'ancrages..... 148
Figure 4.63 – Photo d'une tige d'ancrage cimentaire après l'essai sur une profondeur de 150 mm 150
Figure 4.64 – Coupe transversale du renforcement utilisé pour S4..... 153
Figure 4.65 – Vue en élévation du renforcement utilisé pour S4..... .153

Figure 4.66 – Photo de l'appareil PS 200 Ferroscan utilisé pour l'auscultation du pilier 4 154
Figure 4.67 – Photo du résultat de l'auscultation de la face est du pilier 4 154
Figure 4.68 – Photo de la face ouest du pilier 4 une fois les trous percés 155
Figure 4.69 – Photo de l'installation d'une tige d'ancrage sur le pilier 4 155
Figure 4.70 – Photo de S4 une fois les tiges installées 156
Figure 4.71 – Photo de S4 avant l'installation des matériaux composites 156
Figure 4.72 – Photo de S4 après l'installation des matériaux composites 157
Figure 4.73 – Graphique charge-déplacement de S4 après les cycles à μ=1 158
Figure 4.74 – Photo de la face ouest de S4 après les cycles à μ=1 159
Figure 4.75 – Graphique charge-déplacement de S4 après les cycles à μ=3 160
Figure 4.76 – Photo de la face ouest de S4 après les cycles à μ=3 161
Figure 4.77 – Graphique charge-déplacement de S4 à la fin de l'essai 162
Figure 4.78 – Photo de la face ouest de S4 à la fin de l'essai 163
Figure 4.79 – Photo de la face sud de S4 à la fin de l'essai 164
Figure 4.80 – Photo de la face nord de S4 à la fin de l'essai 164
Figure 4.81 – Graphique comparatif de l'hystérèse de S3 et de S1 165
Figure 4.82 – Graphique comparatif de l'hystérèse de S4 et de S1 166
Figure 4.83 – Graphique comparatif de l'hystérèse de S4 et de S3 167
Figure 4.84 – Graphique de comparaison des charges maximales atteintes au premier et au dernier cycle de chaque ductilité pour S1, S3 et S4 168
Figure 4.85 – Graphique de la perte de charge entre le premier et le dernier cycle à une ductilité donnée pour chacun des spécimens 169
Figure 4.86 – Graphique de l'énergie dissipée cumulative en fonction de la fin du dernier cycle de chaque ductilité 170
Figure 4.87 – Graphique de l'énergie dissipée non cumulée par cycle en fonction de la ductilité 171
Figure 4.88 – Coupe de S1 (selon Boucher-Proulx, 2008) 172
Figure 4.89 – Emplacement des carottages de S3 173

Figure 4.90 – Carottage de la face ouest de S3 174
Figure 4.91 – Trou laissé par le carottage de la face ouest de S3 174
Figure 4.92 – Photo de la face ouest de S4 après avoir enlevé le renforcement 175
Figure 4.93 – Emplacement des carottages de S4 175
Figure 4.94 – Carottage de la face sud de S4 175
Figure 4.95 – Carottage de la face ouest de S4 176
Figure 4.96 – Coupe du spécimen 3 176
Figure 4.97 – Coupe du spécimen 4 177
Figure 4.98 – Partie sud de la coupe de S4 177
Figure 4.99 – Graphique de la moyenne des déformations des barres de S1 à la fin de μ=1 (selon Boucher-Proulx, 2008) 179
Figure 4.100 – Graphique de la moyenne des déformations des barres de S3 à la fin de μ=1 179
Figure 4.101 – Graphique de la moyenne des déformations des barres de S4 à la fin de μ=1 180
Figure 4.102 – Graphique de la moyenne des déformations des barres de S1 à la fin de μ=1.5 (selon Boucher-Proulx, 2008) 181
Figure 4.103 – Graphique de la moyenne des déformations des barres de S3 à la fin de μ=1.5 182
Figure 4.104 – Graphique de la moyenne des déformations des barres de S4 à la fin de μ=1.5 182
Figure 4.105 – Graphique de la moyenne des déformations des barres de S3 à la fin de l'essai 184
Figure 4.106 – Graphique de la moyenne des déformations des barres de S4 à la fin de l'essai 185
Figure 4.108 – Graphique des déformations de l'est du renforcement de S3 à la fin de μ=1 187
Figure 4.109 – Graphique des déformations de l'ouest du renforcement de S4 à la fin de μ=1 188

Figure 4.110 – Graphique des déformations de l'est du renforcement de S4 à la fin de μ=1 188
Figure 4.111 – Graphique des déformations de l'ouest du renforcement de S3 à la fin de μ=3 190
Figure 4.112 – Graphique des déformations de l'est du renforcement de S3 à la fin de μ=3 190
Figure 4.113 – Graphique des déformations de l'ouest du renforcement de S4 à la fin de μ=3 191
Figure 4.114 – Graphique des déformations de l'est du renforcement de S4 à la fin de μ=3 192
Figure 4.115 – Graphique des déformations de l'ouest du renforcement de S3 à la fin de l'essai 193
Figure 4.116 – Graphique des déformations de l'est du renforcement de S3 à la fin de l'essai 193
Figure 4.117 – Graphique des déformations de l'ouest du renforcement de S4 à la fin de l'essai 194
Figure 4.118 – Graphique des déformations de l'est du renforcement de S4 à la fin de l'essai 194

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABRÉVIATIONS

Liste des abréviations

BRF	Béton renforcé de fibres
CAN/CSA	Canadian Standard Association
CFRP	Carbon Fibres Reinforced Polymers
ISIS	Intelligent Sensing for Innovative Structures
MTQ	Ministère des Transports du Québec
PRF	Polymère renforcé de fibres
PRFC	Polymère renforcé de fibres de carbone

Liste des symboles latins

a	Profondeur du bloc de compression équivalent
a	Largeur du pilier dans la direction principale
A	Largeur de la semelle dans la direction principale
A_c	Surface de la section de béton
A_g	Aire brute de la section
A_{min}	Armature minimale
A_n	Aire nette d'une tige B7
A_p	Aire d'une barre Diwidag
A_s	Aire de l'armature tendue
A_{sh}	Aire des étriers
A_s'	Aire de l'armature comprimée
b	Largeur du pilier dans la direction secondaire
B	Largeur de la semelle dans la direction secondaire
d	Profondeur effective

d_b	Diamètre d'une barre d'armature
E	Module élastique
f_c'	Résistance en compression du béton
F_{cr}	Force de fissuration du béton
f_{pu}	Résistance ultime d'une barre Diwidag
f_r	Résistance à la fissuration du béton
f_u	Résistance ultime d'une barre d'armature
f_y	Limite élastique d'une barre d'armature
h_p	Hauteur du pilier
h_s	Hauteur de la semelle
kJ	KiloJoules
kN	KiloNewtons
L	Longueur entre les forces appliquées sur la semelle
L_c	Longueur de chevauchement
L_d	Longueur de développement
l_{dh}	Longueur de développement des crochets standard
l_{hb}	Longueur de développement de base
L_{rp}	Longueur de la rotule plastique
M_{cr}	Moment de fissuration d'une section
M_f	Moment auquel une section est soumise
M_p	Moment probable
MPa	MégaPascal
M_v	Moment vertical dans la semelle
M_{vmax}	Moment vertical maximal dans la semelle
M_R	Moment résistant d'une section
M_{ult}	Moment résistant à l'ultime d'une section
n	Nombre de barres Diwidag utilisées pour fixer la semelle à la dalle
N	Charge axiale
P	Tension totale imposée aux barres

P_{barre}	Tension imposée à une barre
P_h	Composante horizontale de la tension imposée à une barre
P_v	Composante verticale de la tension imposée à une barre
s	Espacement des étriers
T_u	Résistance ultime d'une tige B7
V_a	Force imposée au pilier dans la direction principale
V_b	Force imposée au pilier dans la direction secondaire
V_c	Résistance en cisaillement du béton
V_f	Force de cisaillement auquel une section est soumise
V_h	Cisaillement horizontal dans la semelle
V_R	Résistance en cisaillement d'une section
V_s	Résistance en cisaillement des étriers
V_v	Cisaillement vertical dans la semelle
V_{vmax}	Cisaillement vertical maximal dans la semelle
y_t	Distance entre la fibre tendue et le centre de gravité de la section

Liste des symboles grecs

β	Coefficient définissant le béton en compression
ε_x	Déformation axiale de l'acier
ϕ_c	Facteur de pondération du béton
ϕ_s	Facteur de pondération de l'acier
θ	Angle d'inclinaison de la fissure
Δ_m	Déplacement latéral maximum à chaque cycle
Δ_y	Déplacement latéral à la plastification de la structure
φ_m	Courbure maximale à chaque cycle
φ_y	Courbure à la plastification de la structure
μ	Contraintes de cisaillement
μ	Ductilité en déplacement

μ_φ	Ductilité en courbure
σ_f	Pression sur la semelle due aux efforts dans le pilier
σ_r	Pression sur la semelle due aux barres tendues

CHAPITRE 1

Introduction

1.1 Généralités

Que ce soit les plus grands barrages, les plus grands bâtiments ou même les plus grands ponts, les concepteurs à l'origine de ces ouvrages d'envergure n'ont pas droit à l'erreur. Dans ce domaine, il est en effet impossible de construire et d'améliorer un prototype. La première solution doit être sécuritaire, économique et durable puisque des millions de vies en dépendent. Bien que les concepteurs de ces ouvrages d'art disposent d'outils servant à représenter la réalité, le manque de connaissances par rapport au comportement de ces structures est la cause de plusieurs catastrophes survenues au fil des ans. On n'a qu'à penser, par exemple, au phénomène de résonance qui était mal connu à l'époque. Ce manque de connaissances a notamment entraîné l'effondrement du pont suspendu de Tacoma dans l'état de Washington en 1940. Si seulement il avait été possible de procéder à des essais expérimentaux représentant fidèlement la réalité avant la construction de ce pont, cette catastrophe aurait fort probablement été évitée. Les tremblements de terre sont un autre exemple du manque de connaissances en génie civil. En effet, les séismes du passé ont entraîné la ruine de plusieurs ouvrages ainsi que de nombreuses pertes de vies. Puisque ces phénomènes naturels ne peuvent être évités, il est de notre responsabilité de trouver des solutions pour réduire les conséquences qu'ils peuvent avoir. Pour ce faire, les concepteurs disposent maintenant de plusieurs outils. Tout d'abord, les erreurs faites dans le passé servent à prendre conscience et à apporter de nouvelles connaissances par rapport à un problème donné. De plus, le développement technologique a comme effet de permettre la réalisation d'essais expérimentaux qui représentent mieux la réalité. Les laboratoires sont plus gros, les outils de calcul sont plus sophistiqués et les méthodes de construction sont plus développées. Ces innovations sont tellement importantes qu'il est maintenant possible

de tester des portions de structures à échelle réelle et de les solliciter à des charges en temps réel. Ces essais ainsi que l'accumulation de l'expérience acquise du passé permettent donc de mieux comprendre et anticiper le comportement des structures.

Les nouvelles connaissances acquises au cours des dernières années soulèvent toutefois un problème majeur. Plusieurs structures encore en service aujourd'hui ont, en effet, été construites à l'époque où la conception était déficiente. La démolition et la reconstruction d'un grand nombre de ces structures est cependant impossible. C'est pourquoi, des méthodes de réhabilitation doivent être développées afin d'améliorer le comportement de certaines structures. C'est notamment le cas de plusieurs ponts qui ont été mal conçus pour résister aux tremblements de terre.

1.2 Problématique

Les tremblements de terre historiques de San Fernando (Los Angeles, 1971), de Loma Prieta (San Francisco, 1989), de Northridge (Los Angeles, 1994) et de Kobe (Japon, 1995) ont montré que la conception des piliers de pont n'était pas adéquate à l'époque. Des enrobages de béton trop faibles, des quantités insuffisantes d'étriers, des longueurs de chevauchement trop courtes et des étriers mal refermés sont à l'origine de la ruine de plusieurs ouvrages. Même les chevauchements d'armatures à la base des piliers ont été remis en question suite à ces défaillances. Les chevauchements entre les barres des semelles et celles des piliers se faisaient à l'époque dans la zone de la rotule plastique, soit à l'endroit où les efforts sont les plus élevés. La conception sismique des piliers de pont a évolué suite aux nouvelles connaissances apportées par ces tremblements de terre. Il en résulte que les ponts récemment construits présentent des comportements sismiques adéquats. Cependant, la démolition et la reconstruction de toutes les structures présentant des défauts de conception est impossible puisque les coûts de reconstruction seraient trop élevés, sans compter la perturbation de la circulation qui en résulterait.

Ce problème n'est pas étranger au Québec. En effet, bien que l'évolution du Code canadien sur le calcul des ponts routiers permet aujourd'hui de construire des ponts pouvant résister aux séismes, la majorité des ouvrages d'art du Québec ont été conçus avant l'apparition du code S6-88 dans lequel les premières règles de conception parasismiques modernes ont été introduites. De plus, une grande partie d'entre eux ont été construits dans les années 60 à 70 en utilisant le code S6-66. En consultant le code S6-66, on peut rapidement constater que les lacunes dans les exigences de conception ayant entraîné la ruine de plusieurs ponts de la Californie et du Japon sont également présentes dans cette édition du code. Or, même si les connaissances actuelles nous portent à croire que la conception sismique faite aujourd'hui est adéquate, les dommages encourus lors des séismes du passé montrent que l'intégrité structurale d'un pourcentage élevé des ponts du réseau québécois est menacée advenant un tremblement de terre majeur au Québec. Une solution doit donc être développée pour améliorer le comportement sismique de ces structures.

Plusieurs chercheurs se sont penchés sur cette problématique dans le passé. Les récentes innovations permettent de réaliser des économies substantielles par rapport à la reconstruction complète des ouvrages en question. Que ce soit à l'aide d'une chemise d'acier ou d'un gainage en matériaux composites, la majorité de ces techniques fonctionnent par l'ajout d'un confinement passif sur la hauteur du chevauchement d'armatures à la base des piliers. Des essais en laboratoire ont montré que ces techniques de renforcement étaient efficaces afin d'améliorer le comportement des ponts. Ces méthodes ont même été utilisées sur des structures réelles et leur efficacité est maintenant bien connue. Le renforcement est généralement plus bénéfique pour les sections circulaires, pour lesquelles il épouse la forme du pilier. Lorsque cette technique est utilisée pour améliorer le comportement des sections carrées, le renforcement est disposé selon une forme ellipsoïdale. Le vide entre le renforcement et le pilier est alors rempli à l'aide d'un béton standard ou d'un coulis cimentaire. En utilisant des renforcements de cette forme, un confinement continu est appliqué aux piliers ainsi

réparés. Ceci explique l'efficacité de cette méthode. Bien que les méthodes de renforcement développées dans le passé permettent d'améliorer convenablement le comportement sismique des piliers circulaires et carrés, peu d'essais ont été réalisés sur des piliers fortement rectangulaires. Il est logique de croire que l'utilisation d'un confinement passif de forme ellipsoïdale autour d'une telle section serait efficace. Toutefois, cette méthode ne semble pas être économique considérant la quantité de matériaux qu'il faudrait utiliser. De plus, ceci aurait pour effet d'augmenter considérablement la rigidité de la base des piliers et de modifier les propriétés dynamiques des ponts renforcés. Il serait donc préférable de développer une technique de renforcement qui épouse la forme des sections fortement rectangulaires. Cette technique doit, de plus, être facilement réalisable sur les chantiers du Québec.

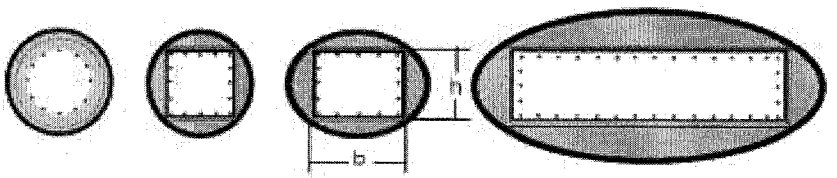


Figure 1.1 – Schéma du renforcement par chemise d'acier pour différents types de sections (adapté de Vachon, 2004)

1.3 Objectifs du projet de recherche

Afin de résoudre la problématique exposée à la section précédente, ce projet vise à répondre à deux objectifs distincts. Le premier objectif consiste à développer un montage expérimental permettant de tester des spécimens à grande échelle en laboratoire. Une fois ce montage développé, il sera utilisé pour répondre au deuxième objectif consistant à développer une technique de renforcement sismique pour les piliers de ponts fortement rectangulaires.

Le montage à développer dans le cadre de cette recherche doit être général. Ceci signifie qu'en plus d'être utilisé pour ce projet, il doit être adaptable aux essais futurs. Le montage expérimental doit notamment permettre la réalisation d'essais

multidirectionnels et cycliques dans le laboratoire de l'École Polytechnique. La conception d'un dispositif d'application de la charge axiale doit également être fait afin de répondre à cet objectif. De plus, il doit être utilisable peu importe la forme de la section testée.

Le principal objectif du projet consiste à développer une technique de renforcement sismique pour les piliers de ponts fortement rectangulaires. Lors de l'évaluation de cette technique, une attention plus particulière est portée à la rupture par perte d'ancrage des barres d'armature chevauchées. La technique proposée ici est essentiellement basée sur l'utilisation d'un renforcement à l'aide d'un gainage en matériaux composites épousant la forme du pilier. Ce tissu à base de fibres de carbone est enroulé autour de la zone de chevauchement d'armatures présent à la base des piliers. Non seulement la technique de renforcement doit permettre d'améliorer le comportement sismique du pilier sur lequel elle est installée mais elle doit idéalement permettre au pilier renforcé de résister à des séismes importants au Québec.

1.4 Méthodologie du projet de recherche

Afin de répondre aux objectifs du projet, il est important d'élaborer une méthodologie structurée. Il faut noter que ce projet est principalement de type expérimental. En effet, afin d'évaluer l'efficacité de la technique de renforcement proposée, il est essentiel de procéder à des essais expérimentaux. C'est en fonction des résultats obtenus de ces essais que les formules de conception seront développées dans le futur.

La première étape de la recherche consiste évidemment à concevoir un montage expérimental, utilisable au laboratoire de l'École Polytechnique, permettant de tester des spécimens en respectant le plus fidèlement possible la réalité. Pour ce faire, le montage doit permettre de soumettre des spécimens à grande échelle à des chargements cycliques.

Une fois le montage expérimental conçu, la phase principale du projet peut débuter. Un spécimen de référence sera tout d'abord construit et testé dans le laboratoire. Ce spécimen sera conçu selon les normes des années 60 à 70. Des plans d'ouvrages actuellement présents sur le réseau routier du Québec seront également consultés avant le début de sa construction. Le spécimen en question correspond à un pilier de pont à échelle ½ à ¾. Ce premier essai permet de valider ou d'infirmer la problématique énoncée précédemment selon laquelle le comportement sismique d'un pilier de pont construit dans ces années est problématique. Une fois cette première expérimentation terminée, un deuxième spécimen, identique au premier, sera construit. Ce spécimen sera ensuite renforcé à l'aide de matériaux composites à base de fibres de carbone avant d'être soumis au même chargement que celui utilisé lors du premier essai. Le renforcement doit permettre d'améliorer le comportement sismique du spécimen de référence, soit d'augmenter sa ductilité. De plus, la ductilité de ce spécimen renforcé doit être suffisamment élevée pour éviter la ruine d'un pont advenant un séisme majeur au Québec. Un dernier spécimen sera construit de la même façon que les deux premiers. La technique de renforcement utilisée sera cependant adaptée en fonction des résultats obtenus lors du deuxième essai.

Une fois la phase expérimentale terminée, on procèdera à l'analyse des résultats obtenus. Cette analyse consiste à évaluer les résultats en détail et à les comparer entre eux. Pour ce faire, les résultats numériques obtenus à l'aide de l'instrumentation ainsi que les résultats visuels relevés lors des essais sont analysés. Il sera alors possible de juger de l'efficacité des techniques de renforcement développées.

1.5 Organisation du mémoire

Le mémoire est structuré selon la méthodologie utilisée pour répondre aux objectifs du projet. Cependant, avant de nous plonger dans le cœur du problème, il est important de procéder à une revue littéraire détaillée concernant le sujet de la présente recherche.

Cette partie du mémoire consiste à présenter les concepts théoriques et les études réalisées dans le passé ayant un lien avec le sujet de recherche. C'est pourquoi, une revue des montages expérimentaux et des techniques de renforcement utilisés dans le passé est faite dans la première section de ce mémoire.

Après la revue des expérimentations passées, le développement du montage expérimental est présenté en détails. Les calculs derrière la conception des montages utilisés pour les essais de cette recherche sont montrés à titre d'exemple. Les formules qui y sont présentées sont toutefois applicables aux montages pouvant être utilisés dans le futur.

Le chapitre suivant consiste à décrire les essais expérimentaux réalisés dans le cadre de cette recherche. Ce chapitre commence par traiter de la conception, de la construction et de la réparation des spécimens. Ensuite, les résultats de chacun des essais sont présentés pour finalement être analysés et comparés entre eux. Une conclusion accompagnée de recommandations suit cette section.

CHAPITRE 2

Revue littéraire

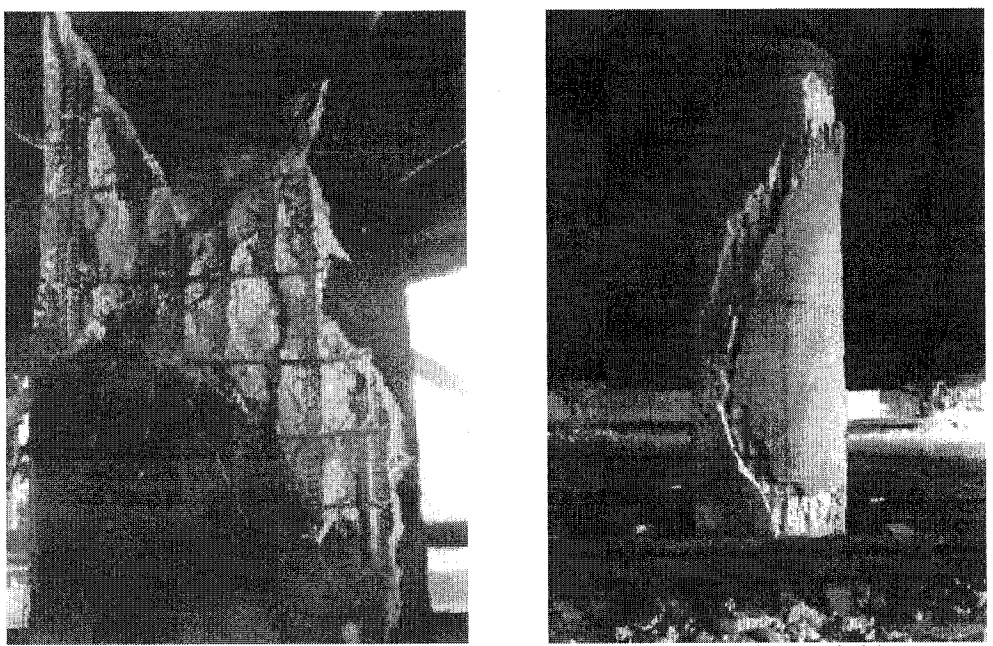
Ce chapitre présente les concepts pertinents pour la réalisation de cette recherche. Il sert à récapituler la théorie requise en plus de présenter les grandes lignes de quelques projets réalisés dans le passé. Les deux premières sections consistent à décrire les modes de rupture des piliers de ponts et la séismologie du Canada. Par la suite, les sections 2.3 et 2.4 présentent les concepts de la ductilité et de la zone de chevauchement d'armatures. La section suivante traite de l'évolution de la conception sismique du code S6. Les méthodes de renforcement des piliers de ponts utilisées dans le passé sont également présentées. De plus, une section est réservée aux effets de la température et de la vitesse de chargement sur les piliers en béton armé. Une revue des montages expérimentaux utilisés pour des essais en laboratoire est ensuite présentée à la fin du chapitre.

2.1 Modes de rupture des piles de pont en béton armé

L'effondrement et l'endommagement de plusieurs ponts lors des séismes de Loma Prieta (San Francisco, 1989), de Northridge (Los Angeles, 1994) et de Kobe (Japon, 1995) ont amené de nouvelles informations quant au comportement et à la conception de ponts soumis à des tremblements de terre majeurs. Bien que plusieurs phénomènes tels que des longueurs d'assises des poutres insuffisantes, des ruptures de joints de cadres rigides ainsi que des ruptures de semelles de fondation aient été observés lors de ces séismes historiques, cette étude porte plus particulièrement sur la rupture des piliers de ponts en béton armé à l'origine de plusieurs dommages lors de ces événements. Ces ruptures peuvent être divisées en deux grandes catégories, soit les ruptures dues aux efforts de cisaillement et celles dues aux efforts de flexion.

2.1.1 Ruptures dues aux efforts de cisaillement

Plusieurs ruptures de piliers de ponts ont été attribuées aux efforts de cisaillement qu'on subi ces piliers. Les efforts de cisaillement ont été responsables de six des sept effondrements de ponts observés à la suite du séisme de Northridge (Priestley et al., 1996). Ce type de rupture est typique pour les ponts construits avant l'application des règles sismiques modernes car la philosophie de conception sismique d'autrefois n'accordait pas autant d'importance au fait que la résistance en cisaillement du pilier doit être supérieure à sa résistance en flexion. De plus, le calcul de la résistance en flexion, à l'époque, était plus conservateur que celui de la résistance en cisaillement. Ceci entraîne donc l'atteinte de la résistance en cisaillement de la section avant l'atteinte de sa résistance en flexion. La figure 2.1a montre un exemple de rupture en cisaillement survenue lors du séisme de Whittier (Los Angeles, 1987). Une analyse de ce pilier a montré que sa résistance en cisaillement équivalait à environ 30% de sa résistance en flexion (Priestley et al., 1996). La figure 2.1b présente, quant à elle, une rupture en cisaillement survenue lors du séisme de Northridge, en Californie.



a) Séisme de Whittier b) Séisme de Northridge

Figure 2.1 – Ruptures en cisaillement de piliers de pont de Los Angeles (Priestley et al., 1996)

Une rupture due au cisaillement s'initie par la formation de fissures inclinées sur le béton de surface une fois la résistance en traction de ce béton dépassée. Ces fissures s'agrandissent ensuite et le béton de recouvrement commence à éclater. C'est alors que la résistance maximale des étriers est atteinte avant le flambement des barres longitudinales. Les étriers présentant des détails adéquats restent efficaces et plastifient. Cependant, dans beaucoup de structures existantes, les étriers sont mal ancrés et perdent leur efficacité après l'éclatement de leur recouvrement. La dernière étape d'une rupture en cisaillement consiste à l'endommagement du béton du cœur du pilier (Seible et al., 1997). Ce type de rupture est fragile, ce qui signifie que la dégradation de la résistance de la section est très rapide après l'atteinte de la charge ultime. Or, en considérant la philosophie de conception sismique actuelle, tel que montré subséquemment à la section 2.3.3, ce type de rupture doit à tout prix être évité car il ne permet pas d'obtenir une rupture ductile. Le principal facteur qui améliore la résistance en cisaillement d'une section est la quantité et l'espacement des étriers de celle-ci. Afin de remédier au fait que certains piliers de pont ne contiennent pas suffisamment d'étriers et que leur résistance en cisaillement est inférieure à leur résistance en flexion, il est souhaitable d'appliquer un renforcement externe sur ces derniers. Il est notamment possible d'appliquer un confinement supplémentaire et ainsi améliorer la résistance en cisaillement de ces piliers à l'aide de renforcements externes par matériaux composites pour lesquels les fibres sont orientées dans la même direction que les étriers (Seible et al., 1997).

2.1.2 Ruptures dues aux efforts de flexion

La deuxième catégorie de ruptures observées correspond aux ruptures dues aux efforts de flexion dans les piliers. Deux différents types de rupture peuvent visuellement être identifiés suite à une conception déficiente des piliers en flexion. Il y a tout d'abord les ruptures dites par perte de confinement. Il est à noter que ce type de rupture peut être combiné à celles causées par le cisaillement présentées précédemment. Des ruptures par

perte d'ancrage peuvent également survenir, pour les piliers présentant un chevauchement d'armatures, suite à l'imposition d'efforts de flexion.

Tout d'abord, le premier type de rupture en flexion peut être caractérisé comme étant une rupture par perte de confinement dans la zone de la rotule plastique. Ces ruptures conduisent à un manque de ductilité des piliers. En effet, même si les éléments pour lesquels elles se produisent possèdent une résistance suffisante en flexion, le passage dans le domaine inélastique entraîne des déformations en compression supérieures à la résistance en compression du béton non confiné conduisant à l'éclatement du béton de recouvrement (Priestley et al., 1996). De plus, le cœur du pilier se détériore s'il est mal confiné et les barres longitudinales se mettent à flamber. Ceci s'accompagne évidemment d'une perte de résistance. Il faut toutefois noter que ces ruptures sont moins critiques que celles en cisaillement présentées précédemment puisqu'elles surviennent à une certaine ductilité et se produisent sur de plus petites régions. Cependant, la ductilité à laquelle elles surviennent est parfois trop faible. Les moyens utilisés pour augmenter cette ductilité est d'ajouter des étriers aux nouvelles constructions et d'ajouter des chemisages externes aux piliers existants. Les objectifs de l'ajout de ce confinement sont de prévenir l'éclatement du béton de recouvrement et d'améliorer le support latéral des barres longitudinales pour ainsi augmenter la capacité de déformation des piliers. La figure 2.2 montre une rupture de confinement de la rotule plastique survenue en 1994, lors du séisme de Northridge.

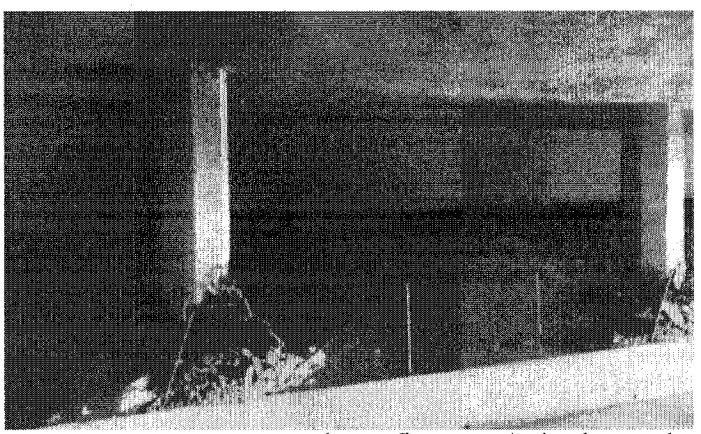


Figure 2.2 – Ruptures par perte de confinement (Priestley et al., 1996)

Des ruptures dues à la combinaison des efforts de cisaillement et de flexion ont également été observées dans le passé. C'est notamment le cas de plusieurs piliers de pont de Kobe. Ce type de rupture, se produisant à la mi-hauteur des sections, est causé par la terminaison prématurée des barres longitudinales. Les longueurs des barres sont déterminées en négligeant les effets des fissures diagonales de cisaillement, soit en considérant uniquement l'enveloppe des moments. C'est pourquoi, l'endommagement se produit à l'endroit d'interruption des barres longitudinales (Priestley et al., 1996). La figure 2.3 montre ce phénomène qui s'est produit lors du séisme de Kobe, au Japon.



Figure 2.3 – Rupture en cisaillement-flexion (Priestley et al., 1996)

Une autre défaillance, causée par les efforts de flexion, a été soulevée lors des séismes de la Californie. Il s'agit de la rupture par perte d'ancrage des barres de chevauchement à la base des piliers. Ce phénomène se produit pour certains piliers pour lesquels la connexion, entre la semelle de fondation et le pilier, est assurée par le chevauchement des barres longitudinales du pilier et des barres d'armature sortant de la semelle. Ce chevauchement se fait donc dans la région où les moments de flexion sont maximums. Même si ce type de conception n'est pas idéal, l'utilisation d'une plus grande longueur de chevauchement peut parfois permettre de développer la résistance des barres d'armature. Les ruptures par perte d'ancrage de plusieurs piliers lors du séisme de Loma Prieta, comme celle montrée à la figure 2.4, illustrent clairement que la longueur de

chevauchement de $20d_b$ utilisée dans la conception des piliers de pont de la Californie avant 1971 était insuffisante (Priestley et al., 1996). De même, les études de Holleran (1998) ont également démontré qu'une longueur de chevauchement de $24d_b$ ne permettait pas aux piliers d'atteindre une ductilité suffisante.

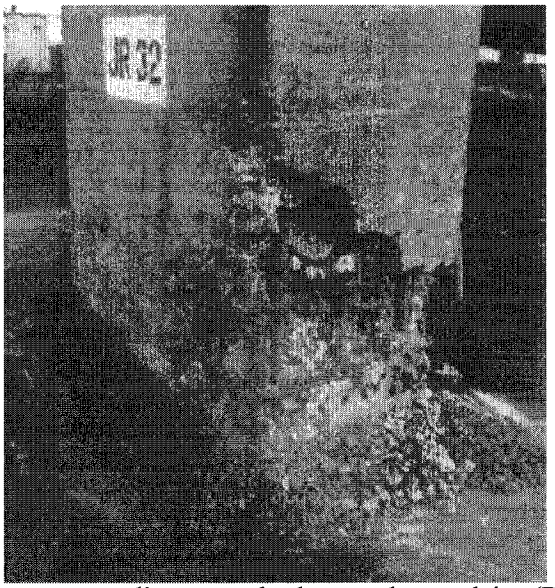


Figure 2.4 – Rupture par perte d'ancrage des barres chevauchées (Priestley et al., 1996)

Les dommages causés par les séismes, dans le passé, ont montré que les pertes d'ancrage des barres chevauchées à la base des piliers devaient être évitées afin de permettre le développement de leur résistance en flexion. Ce type de rupture s'amorce lorsque les fissures verticales se propagent sur le béton de recouvrement. Ces fissures ouvrent de plus en plus au fur et à mesure que le glissement entre les barres se poursuit (Seible et al., 1997). La dégradation de la capacité flexionnelle de ces piliers peut survenir rapidement, soit pour de faibles ductilités, si les longueurs de chevauchement sont trop faibles et si le confinement utilisé est insuffisant. Cette dégradation est donc retardée en augmentant la longueur du chevauchement des barres d'armatures ou en ajoutant du confinement sur cette longueur. Un confinement supplémentaire peut, encore une fois, être appliqué à l'aide des techniques de renforcement externes présentées subséquemment à la section 2.6.

2.2 Séismologie du Canada

Comme on peut le constater sur la carte de la figure 2.5, il est possible de diviser le Canada en trois zones sismiques. Il s'agit des zones de l'ouest, du nord et de l'est canadien. Bien que les tremblements de terre soient plus fréquents et de plus grande intensité dans l'ouest canadien, l'est du Canada, dont fait partie le Québec, n'échappe pas à ces catastrophes naturelles. Une attention plus particulière est portée à cette région dans la présente recherche.

Même si l'activité sismique au Québec est indéniable, les géologues ne s'entendent pas sur la cause de ces tremblements de terre. Certains affirment qu'ils sont dus à la faille Logan, longeant le Fleuve St-Laurent, tandis que d'autres croient que la météorite qui a frappé la région de Charlevoix, il y a plus de 350 millions d'années, peut en être la cause (Léger, 2006). Quoi qu'il en soit, tous s'entendent pour dire que cette activité se concentre principalement dans trois zones : la région de Charlevoix, l'ouest du Québec et l'Estuaire du Saint-Laurent. Même si la zone sismique de Charlevoix est la zone la plus active de l'est du Canada, toutes les autres doivent être considérées, non seulement pour les tremblements de terre y survenant, mais également pour la répercussion que peut avoir un séisme important à Charlevoix sur ces dernières. Le tableau 2.1 dresse une récapitulation des tremblements de terre les plus importants ayant eu lieu dans la région de Charlevoix et dans celle de l'ouest du Québec entre 1663 et 1994. Il est intéressant de remarquer que, pour chacune de ces régions, un séisme de magnitude supérieure à cinq est enregistré à un intervalle d'environ 40 ans. De plus, des tremblements de terre de plus forte intensité (magnitude supérieure à six) se produisent fréquemment dans la région de Charlevoix. Un séisme de magnitude supérieure à six se produit en effet à chaque siècle dans cette région.

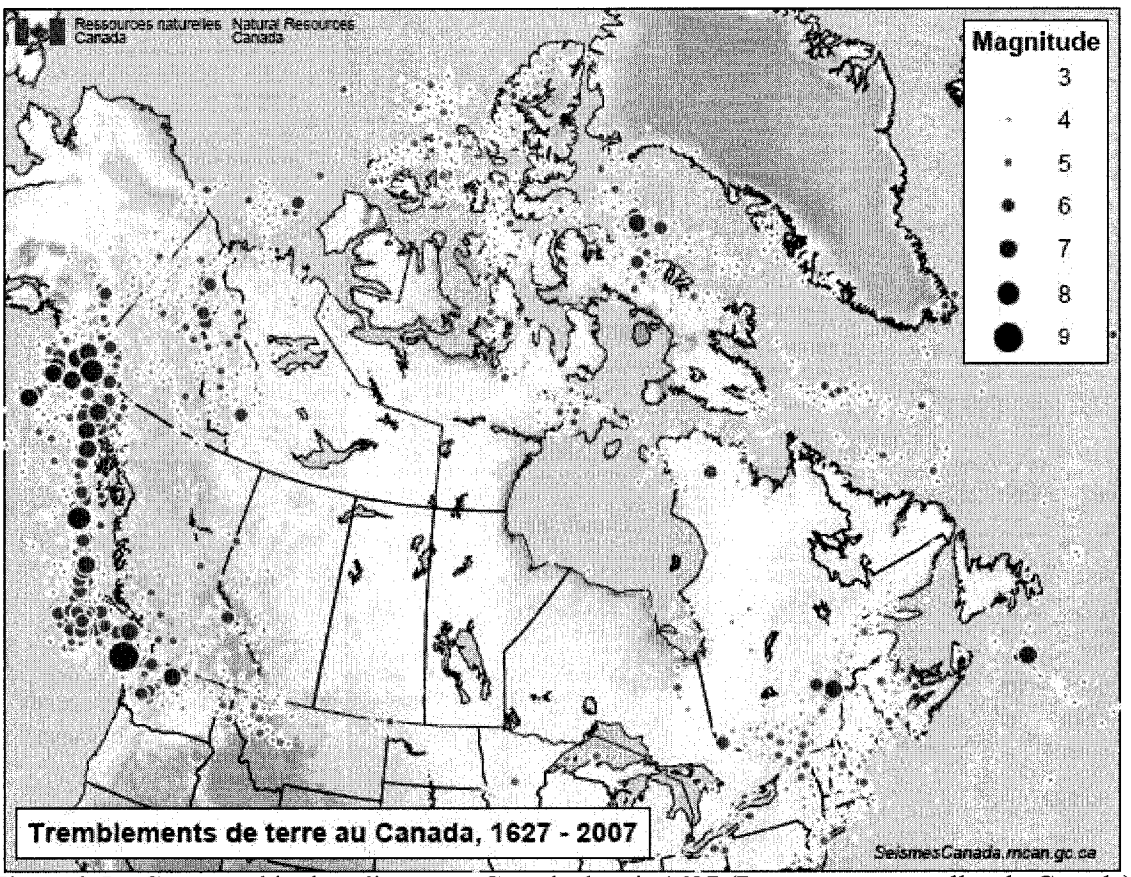


Figure 2.5 – Cartographie des séismes au Canada depuis 1627 (Ressources naturelles du Canada)

Tableau 2.1 – Séismes majeurs du Québec entre 1663 et 1994 (Léger, 2006)

Région sismique	Ville	Année	Magnitude
Charlevoix	Malbaie et les environs	1663	7
		1665	5.5
		1791	6
		1831	5
		1860	6
		1870	6.5
		1924	5.5
		1925	7
	Saguenay	1988	6
Ouest du Québec	Montréal	1732	6
		1816	5.5
		1897	5.5
	Ottawa	1861	5.5
	Temiscamingue	1935	6.2
	Cornwall	1944	5.7

L'aléa sismique est tellement important au Québec que le ministère des Transports du Québec (2008) le classe comme étant le troisième aléa le plus préoccupant pour les ponts de la province, derrière les inondations et les accidents routiers. Ces résultats sont tirés d'une analyse des risques, réalisée par le MTQ, ayant pour but de distinguer les aléas majeurs des aléas mineurs pour les structures du Québec. Cette analyse consiste plus précisément à se demander quelles sont les probabilités d'occurrence des aléas et quelle est la gravité des conséquences qu'ils auraient sur les structures. Une grille de pondération et une matrice de décision sont utilisées à cette fin. Ces éléments permettent de quantifier la probabilité d'occurrence et les impacts de chacun des aléas analysés. Bien que les tremblements de terre sont jugés comme ayant une probabilité d'occurrence inférieure à la majorité des aléas considérés, ils obtiennent la deuxième note la plus élevée en ce qui concerne les impacts qu'aurait un tel événement sur les structures du Québec. Ceci permet de le classer juste derrière les aléas de niveau élevé. Le tableau 2.2 présente les différents aléas analysés ainsi que le classement final de ces derniers selon leur niveau de risque. De plus, la figure 2.6 présente la cartographie des risques pour les structures du MTQ. Cette cartographie permet de classer les risques selon leur importance relative. Les aléas sont regroupés en quatre niveaux de risque : élevé, moyen supérieur, moyen et faible. Bien entendu, plus un aléa se situe à l'extrême de l'un ou l'autre des axes de ce graphique, plus il est critique.

Tableau 2.2 – Résultats de l'analyse des risques de différents aléas (adapté du MTQ, 2008)

Identification	Aléas	Niveau de risque
A	Crue-inondation	Élevé
B	Accident routier	Élevé
D	Tremblement de terre	Moyen +
C	Glissement de terrain	Moyen
E	Camions en surcharge	Moyen
F	Verglas 25 mm +	Moyen
G	Embâcle	Moyen
H	Grand vent 120 km/h +	Moyen
I	Matières dangereuses	Moyen
J	Accident maritime	Faible
K	Terrorisme	Faible

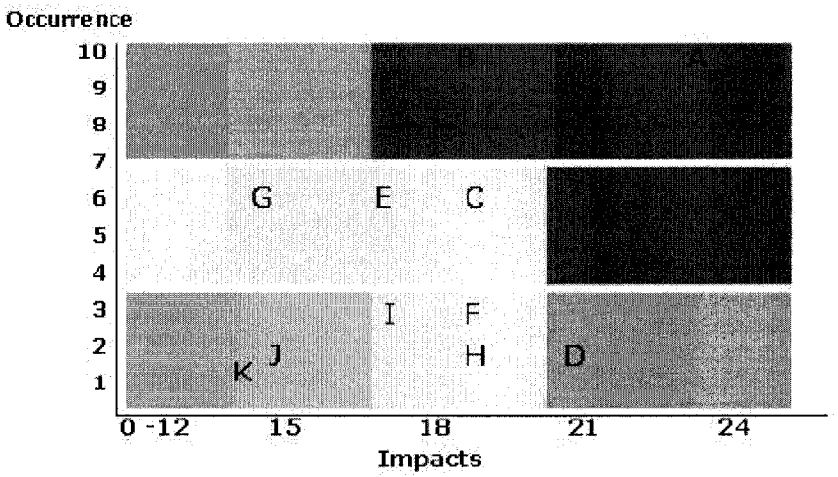


Figure 2.6 – Classement final des aléas (MTQ, 2008)

2.3 Ductilité

Le concept le plus important dans le domaine sismique est probablement celui de ductilité. La ductilité d'une structure est définie comme étant la capacité de celle-ci à se déformer inélastiquement sans perte significative de résistance au cours d'un nombre de cycles donnés. Cette notion est présentée plus en détail dans cette section. Pour ce faire, une définition plus détaillée de la ductilité est tout d'abord faite. Ensuite, on procède à une discussion à propos de la demande sismique au Québec. Cette section se termine par la présentation de la philosophie de conception sismique actuelle.

2.3.1 Définition du concept de ductilité

Tel que mentionné précédemment, la ductilité correspond à la capacité d'une structure à se déformer pendant plusieurs cycles de déplacements supérieurs au déplacement de plastification de cette dernière sans une grande perte de résistance ou de rigidité. Deux définitions différentes sont couramment utilisées dans la littérature pour évaluer la ductilité d'une structure : la ductilité en courbure et celle en déplacement. La ductilité en courbure est définie comme étant le rapport de la courbure sur la courbure

correspondant à la plastification de la structure. La ductilité en déplacement est, quant à elle, définie comme étant le rapport entre le déplacement et le déplacement à la plastification. Il faut noter que les valeurs de ductilité obtenues ne sont pas les mêmes dépendamment de la définition choisie. Il existe toutefois une relation entre ces dernières qui dépend des caractéristiques géométriques des sections. La ductilité en déplacement, également notée μ, sera utilisée tout au long de ce document puisque la mesure du déplacement en laboratoire est plus simple et plus précise que celle de la courbure. Celle-ci est définie à l'équation 2-1 tandis que la ductilité en courbure est donnée à l'équation 2-2.

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \tag{2-1}$$

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_m}{\varphi_y} \tag{2-2}$$

Où :

Δ_m = déplacement latéral maximum à chaque cycle

Δ_y = déplacement latéral à la plastification de la structure

φ_m = courbure maximale à chaque cycle

φ_y = courbure à la plastification de la structure

Un moyen fréquemment utilisé en laboratoire pour déterminer si une structure, notamment un pilier de pont, présente une bonne ductilité est d'analyser l'hystérèse de la charge en fonction du déplacement de ce pilier. Un tel graphique est obtenu suite au chargement cyclique d'un spécimen. Une structure possédant une bonne ductilité est celle pour laquelle la perte de charge, une fois la plastification atteinte, est faible par rapport à la charge de plastification et se fait pour de grands déplacements. Cependant, une perte de charge rapide et considérable lorsque la structure est plastifiée correspond à un comportement fragile. Ce type de comportement n'est pas souhaitable pour les structures localisées dans des régions présentant le moindre risque sismique. Un moyen

couramment utilisé pour évaluer quantitativement la ductilité d'une structure correspondant à l'état limite ultime est de déterminer pour quelle ductilité la charge diminue de 20% par rapport à la charge maximale atteinte (Priestley et al., 1996). Cette définition est toutefois subjective puisque les structures présentent toujours une certaine rigidité résiduelle après cette étape. D'autres proposent que l'état limite ultime soit plutôt être identifié à partir d'un événement physique, correspondant à une grande perte de charge, tel la rupture du confinement dans la zone de rotule plastique.

La figure 2.7 présente l'hystérèse d'une structure très peu ductile. Ce graphique correspond à la ruine, dans la rotule plastique, d'un pilier pour lequel un chevauchement d'armature est présent à la base. Pour cet exemple, la charge chute rapidement après μ=1. En effet, la perte de charge est déjà très importante à μ=2. La charge atteinte au premier cycle de cette ductilité est d'environ 150 kN comparativement à la charge maximale de plus de 200 kN. Cette perte de charge, de plus de 25%, signifie que le pilier n'atteint pas une ductilité de deux car il a été mentionné précédemment que lorsque la charge subit une perte de 20% par rapport à la valeur maximale, on peut considérer que l'état limite ultime est atteint. En contrepartie, le spécimen de la figure 2.8 présente un comportement sismique idéal. Ce graphique montre le comportement d'un pilier de pont confiné adéquatement. On constate que la charge est stable pour toutes les ductilités. Même qu'elle augmente pour chacune de celles-ci. Il est donc possible de conclure que la ductilité de ce pilier est au moins de huit. De plus, si le chargement avait été poursuivit à de plus grands déplacements, il n'aurait pas été surprenant d'obtenir une ductilité supérieure à huit.

Plusieurs facteurs affectent la ductilité des piliers de pont en flexion. Outre l'espacement et la quantité d'étriers, une augmentation de f_c' ou de A_s' a comme effet d'augmenter la ductilité tandis qu'une augmentation de f_y ou de A_s a comme effet de la diminuer (Mitchell, 2008). D'autres facteurs, tel la manière dont les étriers sont refermés, peuvent avoir un effet sur la ductilité des spécimens. Pour ce qui est des

piliers présentant un chevauchement d'armatures à leur base, la ductilité en flexion peut également être augmentée en allongeant cette longueur de chevauchement. Le comportement des piliers présentant cette caractéristique est approfondi à la section 2.4.

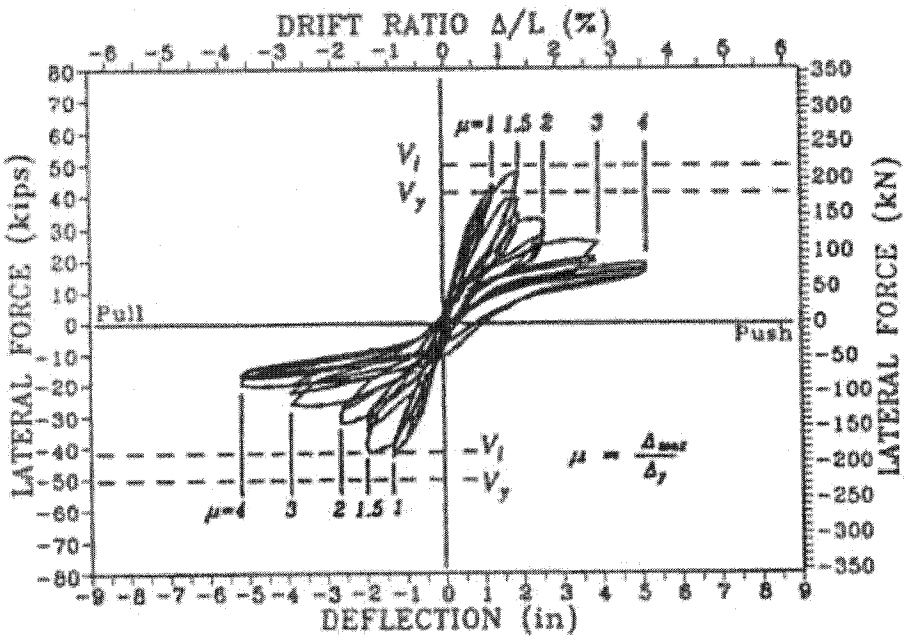


Figure 2.7 – Rupture dans la zone de chevauchement d'armature (Priestley et al., 1996)

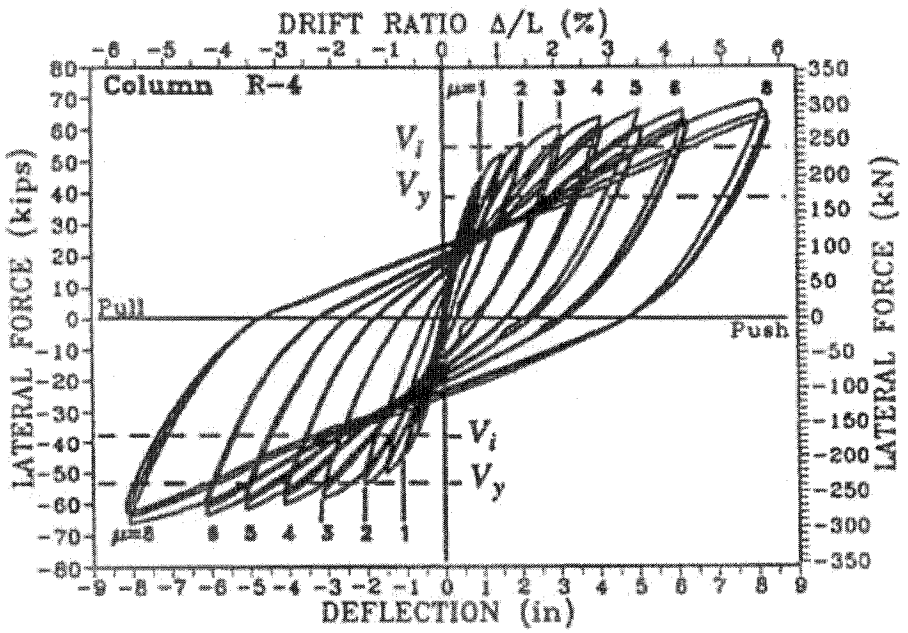


Figure 2.8 – Comportement sismique idéal d'un pilier de pont (Priestley et al., 1996)

2.3.2 Demande sismique

Bien que les structures doivent posséder de la ductilité pour survivre à des séismes sévères, cette demande en ductilité varie selon l'endroit où les tremblements de terre se produisent. Selon Priestley (1996), une ductilité de six à huit, en déplacement, peut être requise dans certains cas pour éviter la ruine des ouvrages de la Californie. De plus, des séismes de plus faible intensité peuvent survenir pendant la durée de vie d'un ouvrage. Par exemple, pour les séismes produisant une demande en ductilité de deux, il est logique d'exiger que les dommages des piliers soient minimes. On veut, par le fait même, éviter une diminution de trafic suite à ces tremblements de terre puisqu'ils se répètent plusieurs fois dans la durée de vie des ponts de la Californie. De plus grands dommages peuvent toutefois être tolérés pour des séismes plus sévères ($3 \leq \mu \leq 6$). De tels tremblements de terre ne doivent cependant pas entraîner la ruine des ouvrages puisque leur probabilité de survenir est assez importante dans le sud-ouest des États-Unis. Les réparations à effectuer suite à ces événements doivent donc être superficielles.

Comme le montre les séismes du passé, la situation est toutefois moins critique au Canada que dans l'ouest des États-Unis. En effet, il est peu probable qu'un tremblement de terre correspondant à une ductilité de 8 survienne dans l'est du Canada. Cette demande en ductilité est cependant difficilement évaluable. Une étude présentement en cours à l'École Polytechnique de Montréal porte justement sur ce sujet. Mentionnons simplement qu'il est réaliste de s'attendre à ce que les séismes les plus sévères du Québec produisent une demande en ductilité d'environ trois à quatre (Khaled, 2008).

2.3.3 Philosophie de la conception parasismique

Les dommages des ponts construits avant 1970 montrent que la philosophie de conception élastique utilisée à l'époque n'était pas adéquate. Une nouvelle philosophie est adoptée depuis ce temps. Il s'agit du design par capacité.

La conception par capacité a pour but de cibler les zones faibles d'une structure, nommées rotules plastiques, afin d'y développer des déformations potentielles inélastique. Par exemple, en choisissant la résistance en flexion à la base des piliers de pont comme étant l'élément subissant des déformations inélastiques, on doit s'assurer que les autres parties du pont (haut des piliers, tablier, poutres, semelles de fondation, etc.) demeurent élastiques. De plus, d'autres déformations inélastiques non voulues à la base des piliers, comme celles en cisaillement, sont évitées en dimensionnant ces composantes avec un niveau de résistance supérieur à celui des rotules plastiques. Pour ce faire, le moment probable de la section est utilisé. Le moment probable est obtenu de la pondération, par un facteur supérieur à un, du moment résistant de la section. Ce facteur de sécurité permet notamment de tenir compte de la variabilité des propriétés des matériaux qui a comme effet de sous-estimer le moment résistant de la section à l'ultime. La conception par capacité permet donc de contrôler le premier mode de rupture à apparaître. Puisqu'une rupture par cisaillement n'est pas souhaitable car elle est fragile, elle est évitée, contrairement à une rupture ductile en flexion. Les éléments fragiles sont donc conçus pour demeurer élastiques contrairement aux éléments ductiles. Les éléments choisis pour se déformer inélastiquement doivent toutefois pouvoir dissiper une grande quantité d'énergie et subir de grands déplacements.

Bien qu'on puisse croire qu'il est souhaitable que tous les éléments des structures demeurent élastiques lors des sollicitations sismiques, ce type de conception coûterait extrêmement cher pour de grands efforts sismiques. Les résistances des sections seraient alors trop grandes et la quantité supplémentaire de matériaux à utiliser aurait comme

effet de faire augmenter considérablement les coûts de construction. De plus, l'amplitude des efforts sismique est impossible à évaluer. Dans la pratique, les structures sont dimensionnées en considérant des séismes d'une certaine intensité. Des tremblements de terre plus importants que ceux considérés peuvent toutefois survenir. Il est donc préférable d'opter pour des règles garantissant un niveau de ductilité acceptable avec l'apparition de dommages plutôt que de dimensionner les structures afin qu'elles demeurent dans le domaine élastique puisque les efforts sismique considérés dans la conception risquent d'être dépassés en réalité.

2.4 Caractéristiques de la zone de chevauchement d'armatures

Ce projet de recherche se concentre plus particulièrement sur les modes de rupture par perte d'ancrage des barres d'armatures chevauchées à la base des piliers. Il est donc important de connaître les caractéristiques de ces chevauchements en plus de comprendre comment les efforts y circulent. C'est pourquoi, cette section vise principalement à décrire le comportement des zones de chevauchement d'armatures. Premièrement, une description du mécanisme d'adhérence d'une barre d'armature noyée dans le béton est faite. Ensuite, les caractéristiques d'une zone de chevauchement d'armature sont détaillées.

2.4.1 Ancrage des barres d'armature

Afin de comprendre comment le transfert des efforts s'effectue dans une zone de chevauchement d'armatures, il est tout d'abord important de se familiariser avec le comportement d'une barre d'armature ancrée dans le béton sur une certaine longueur.

La longueur de développement (L_d) correspond à la longueur minimale sur laquelle on doit ancrer une barre d'armature dans le béton afin qu'elle puisse développer f_y en traction. L'adhérence entre une barre d'armature crénelée et le béton dans lequel elle est

noyée est assurée par trois mécanismes (Massicotte, 2007). Tout d'abord, pour de petites charges, un lien chimique entre le béton et la barre assure le transfert des efforts. Ensuite, les contraintes de cisaillement (μ) qui se développent à l'interface entre le béton et l'acier procurent une adhérence par frottement entre la barre d'armature et le béton d'enrobage comme on peut le voir sur le schéma de la figure 2.9.

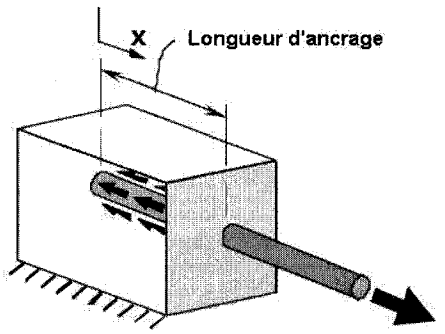
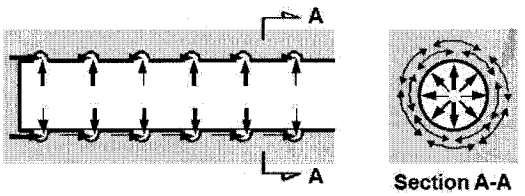


Figure 2.9 – Schéma du frottement entre une barre d'armature tendue et le béton d'enrobage (adapté de Thompson, 2002)

Bien que plusieurs mécanismes assurent l'adhérence entre l'acier et le béton, l'adhérence par butée est le mécanisme principal permettant le transfert d'efforts. Les forces de butée produites par la poussée des crénelures des barres sur le béton sont à l'origine des forces radiales qui ont pour effet de faire fendre le béton. Ces fissures de fendage s'accompagnent d'une diminution de résistance et sont influencées par le diamètre des barres, l'espacement entre celles-ci et l'épaisseur du recouvrement de béton de ces dernières. Un schéma des forces de butée s'appliquant sur les crénelures d'une barre est montré à la figure 2.10a. Il faut noter que des forces opposées à celles de la figure 2.10a s'appliquent sur le béton vis-à-vis celles-ci selon une composante radiale et une composante longitudinale tel que montré à la figure 2.10b. L'anneau de traction radial créé par ces forces est également présenté sur cette figure. Après l'apparition des fissures de fendage, les étriers, les entrecoupant, sont sollicités. Si la quantité d'étriers est insuffisante, ces fissures s'ouvrent davantage et les barres tendues se mettent à glisser dans le béton.



a) Schémas des forces agissant sur les crénelures de la barre d'armature



b) Forces agissant sur le béton et anneau de tension radial en résultant

Figure 2.10 – Forces agissant sur les crénelures des barres et sur le béton vis-à-vis ces crénelures (adapté de Thompson, 2002)

La figure 2.11 montre l'armature en traction d'une poutre fléchie (A_s). Cette figure illustre les fissures principales de flexion et les fissures secondaires dues à la butée des crénelures sur le béton. Les fissures de flexion qui se forment sur la face tendue de la section ont pour effet de faire varier localement les contraintes dans l'armature et dans le béton. Les contraintes dans les barres sont maximales vis-à-vis les fissures, le béton ne reprenant aucun effort à ces endroits. Toutefois, entre les fissures de flexion, l'adhérence entre le béton et l'armature est encore existante. L'apport du béton ne doit donc pas être négligé à ces endroits.

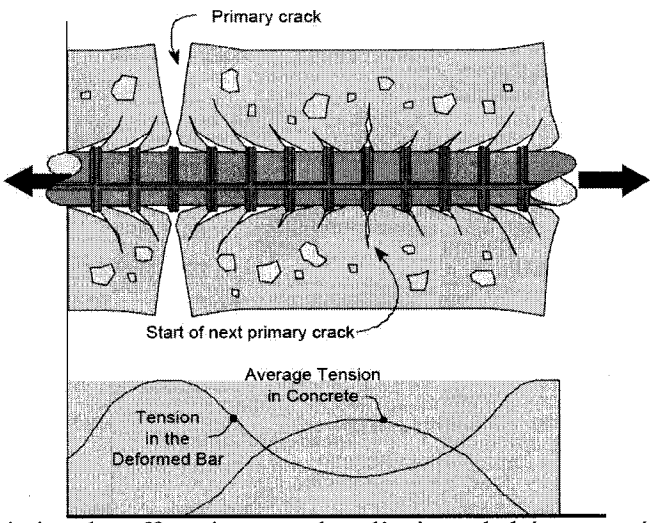


Figure 2.11 – Variation des efforts internes dans l'acier et le béton causées par la butée des crénelures sur le béton (adapté de Thompson, 2002)

Tel que montré à la figure 2.12, les fissures de fendage ne se produisent pas toujours dans la même direction. C'est l'épaisseur du béton recouvrant les barres qui est déterminante pour la direction de propagation des fissures de fendage. Ainsi, elles se propagent dans la direction où l'épaisseur de recouvrement est la plus faible. Dans le cas où le recouvrement de béton est important et l'espacement des barres est faible, les fissures peuvent même se former à l'intérieur des sections, parallèlement à une de ses faces. Cependant, lorsque le recouvrement est faible, les fissures se propagent perpendiculairement aux faces de la section. Parfois, elles se propagent même «en v», pour les barres de coin dont l'épaisseur de recouvrement est la même dans les deux directions. L'épaisseur de recouvrement minimale permettant d'empêcher cette fissuration dans toutes les directions est de $3d_b$ (Thompson, 2002).

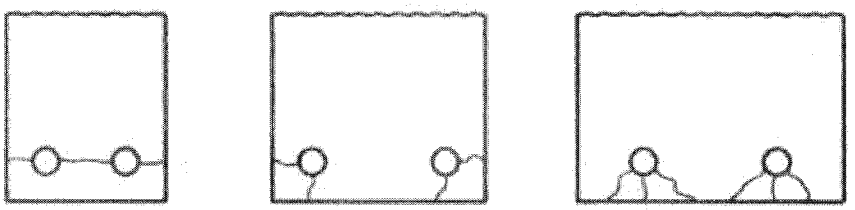


Figure 2.12 – Patron des fissures de fendage en fonction du recouvrement des barres et de la distance entre celles-ci (Massicotte, 2007)

2.4.2 Zone de chevauchement d'armatures

La vaste majorité des ponts construits au Québec possèdent des détails d'armature antérieurs aux règles modernes adoptées en 2000. Ces normes permettent que le chevauchement entre les barres sortant de la semelle et les barres longitudinales du pilier se fasse dans la région où le moment de flexion est maximal.

Il faut tout d'abord noter que le comportement des armatures chevauchées est comparable au comportement d'une barre tendue et ancrée dans le béton, tel que décrit à la section précédente. Une plus grande zone de béton est toutefois sollicitée lorsqu'il y a présence d'un chevauchement d'armatures. Cette zone est présentée à la figure 2.13. La longueur sur laquelle les barres d'armatures se chevauchent est nommée la longueur de

chevauchement (L_c). Cette longueur à une grande influence sur le comportement du pilier lorsqu'il est soumis à des efforts sismiques. L'utilisation d'une plus grande longueur de chevauchement implique que le transfert des efforts, entre les barres du pilier et les barres de la semelle, se fait sur une plus grande distance. Les forces causées par la butée des crénelures des barres d'armature sur le béton sont donc plus faibles puisqu'elles sont distribuées sur une plus grande quantité de crénelures. Des forces radiales, résultant de ces butées, se développent alors autour des barres. Ceci a pour effet de faire fendre le béton les enrobant.

De plus, comme il a été mentionné à la section 2.4.1, la variation de l'épaisseur du béton de recouvrement a pour effet de modifier la direction de propagation des fissures de fendage. Il a en effet été observé que les fissures de fendage se dirigent dans la direction où l'épaisseur de recouvrement est la plus petite. De plus, si la quantité d'étriers est insuffisante sur la longueur de chevauchement, les fissures de fendage s'ouvrent davantage et les barres glissent les unes sur les autres. D'autres variantes, comme les propriétés des matériaux utilisés, ont une importance sur le comportement de la zone de chevauchement d'armatures. Par exemple, en augmentant la résistance du béton (f_c'), la fissuration est retardée ce qui a pour effet d'améliorer le comportement du pilier. Cependant, en augmentant f_y, les déplacements correspondant à chacune des ductilités augmentent, ce qui n'est pas souhaitable.

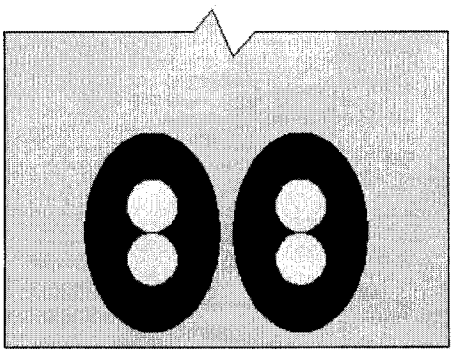


Figure 2.13 – Zone de béton sollicitée pour chacune des barres (Boucher-Proulx, 2008)

Les fissures de fendage ne sont cependant pas les seules à se former à l'intérieur de la zone de chevauchement. Il y a aussi formation de fissures de flexion à la base des piliers de pont. Ces dernières se forment généralement avant les fissures de fendage. La figure 2.14 montre le schéma d'un pilier soumis à des efforts sismiques. Les fissures horizontales de cette figure correspondent aux fissures de flexion tandis que les fissures verticales correspondent aux fissures de fendage. Cette figure montre également la zone de chevauchement entre les barres d'ancrages sortant de la semelle (barres crochets) et les barres longitudinales du pilier. Il est à noter que les étriers sont disposés horizontalement sur toute la hauteur de ce pilier.

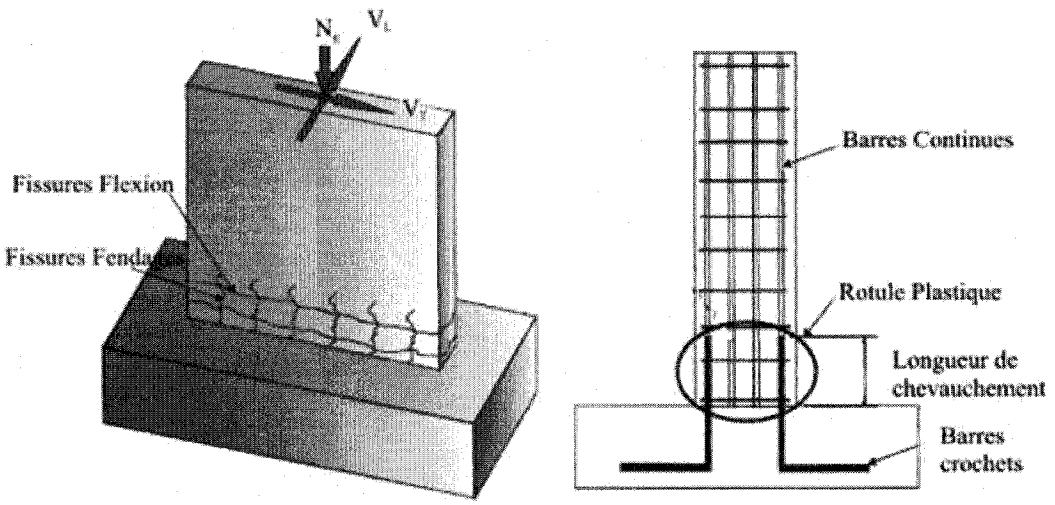


Figure 2.14 – Schéma de la zone de chevauchement d'armatures et des fissures s'y développant (adapté de Vachon, 2004)

2.5 Évolution de la conception sismique du code S6

Après avoir constaté l'ampleur des dégâts que plusieurs séismes à travers le monde ont causé, la conception sismique utilisée au Canada a été modifiée. L'utilisation d'une zone de chevauchement d'armatures dans le bas des piliers a notamment été modifiée en profondeur. Cette section vise à présenter l'évolution de la conception sismique des piliers de ponts selon le Code canadien sur le calcul des ponts routiers (S6) entre 1966 et 2006.

En 1966, le Code S6-66 recommandait d'utiliser un chevauchement d'armatures à la base des piliers sur une longueur de $24d_b$ dans le cas où f_y équivalait à 300 MPa. Cette longueur a légèrement augmenté au cours des années suivantes. Toutefois, ce n'est qu'à partir du Code S6-00 que le chevauchement d'armatures était interdit à la base des piliers. À partir de ce moment, le chevauchement devait plutôt se situer dans la partie centrale des piliers de pont, soit en dehors de la rotule plastique. Le tableau 2.3 présente le calcul des longueurs de chevauchement pour les années 1966 à 2006. Ces longueurs sont calculées pour des barres 25M, de limite élastique (f_y) de 400 MPa chevauchées dans un béton ayant une résistance en compression (f_c') de 30 MPa.

Tableau 2.3 – Évolution du calcul de la longueur de chevauchement des barres d'armature pour les codes CAN/CSA S6-66-74-78-88-00-06 (Boucher-Proulx, 2008)

Édition du code	**1966 et 1974**	**1978**	**1988**	**2000 et 2006**
Articles concernés	8.6.3.3 – 66 8.4.3.1 - 74	8.3.3.2	8.3.9.2.1	4.7.4.1.6 – 00 4.7.4.2.7 - 06
Règles de chevauchement	Permis sur toute la hauteur	Permis sur toute la hauteur	Permis sur toute la hauteur	Chevauchement situé dans la partie centrale du pilier
Longueur de chevauchement	Si f_y = 300 MPa (1966) $L_c \geq 24d_b$ Si f_y = 400 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 : $L_c = 300\ mm$ $L_c = 1.3\,L_d$	Maximum de : $L_c \geq 60d_b$ $L_c \geq 400\ mm$
L_c (mm)	900	902	902	1500

Le tableau précédent montre que le calcul de la longueur de chevauchement a évolué avec le temps. Pour les codes des années 1966 et 1974, cette longueur était calculée à partir du diamètre des barres chevauchées. Ensuite, pour les codes des années 1978 et 1988, la longueur de chevauchement était obtenue à partir de la longueur de développement des barres. Pour les années 2000 et 2006, même si le chevauchement ne se fait plus dans le bas du pilier, l'ancienne philosophie selon laquelle la longueur maximale de chevauchement est calculée à partir du diamètre des barres chevauchées

refait surface. Une valeur de $60d_b$ est cependant choisie comparativement à la valeur de $24d_b$ utilisée en 1966 pour de l'acier de 300 MPa.

Le calcul de l'espacement des étriers dans la zone de chevauchement a également évolué au cours des années. Comme il a été mentionné à la section 2.1, la ruine de plusieurs ouvrages est due à un espacement trop grand des étriers dans la zone de chevauchement d'armatures. L'utilisation d'un plus faible espacement entre les étriers permet d'augmenter la résistance en cisaillement du pilier en plus de retarder le flambement des barres longitudinales de ce dernier, le confinement du béton étant alors amélioré. C'est pourquoi, la valeur de cet espacement a diminuée avec le temps. Le tableau 2.4 montre que l'espacement des étriers, calculé pour un pilier rectangulaire de 2000 mm par 500 mm, est passé de 300 mm à 100 mm en 40 ans.

Tableau 2.4 – Évolution du calcul de l'espacement des étriers dans la zone de chevauchement d'armatures pour les codes CAN/CSA S6-66-74-78-88-00-06 (Boucher-Proulx, 2008)

Édition du code	**1966 et 1974**	**1978**	**1988**	**2000**	**2006**
Articles concernés	8.8.4.1.2 – 66 8.7.4.1 - 74	8.2.7.3	A23.3 – M84 21.3.3.3	4.7.4.1.6	4.7.4.2.6
Espacement des étriers (s)	1) 1966 300 mm 2) 1974 0.5 d 3) Défini par les efforts de cisaillement	1) Minimum a) 600 mm b) 0.5d 2) Défini par les efforts de cisaillement	1) 0.25 fois la plus grande dimension de l'élément 2) 300 mm 3) $8d_b$ 4) 24 $d_{b\,trans}$ 5) Défini par les efforts de cisaillement	1) 0.25 fois la plus grande dimension de l'élément 2) 100 mm 3) 6 d_b 4) Défini par les efforts de cisaillement obtenus du moment probable ou nominal	1) 0.25 fois la plus grande dimension de l'élément 2) 100 mm 3) 6 d_b 4) Défini par les efforts de cisaillement obtenus du moment probable ou nominal
s (mm)	300 (1966) 250 (1974)	250	200	100	100

En observant le tableau précédent, on constate que l'espacement des étriers a grandement diminué en 2000. L'espacement maximal que nous pouvons utiliser pour cette édition du code est de 100 mm, comparativement à 200 mm en 1988. De plus, une

nouveauté importante du code S6-00 est que les efforts de cisaillement sont obtenus à partir du moment probable, correspondant au moment résistant pondéré de la section. Ceci correspond à la philosophie de conception par capacité décrite à la section 2.3.3.

Une présentation visuelle de l'évolution de la conception sismique du Code S6 est faite à la figure 2.15. Tel que mentionné précédemment, on constate que l'espacement des étriers diminue et la longueur de chevauchement augmente en 1988. De plus, les étriers doivent être refermés avec un angle de plus de 135 degrés à partir de ce moment. Ce n'est qu'à partir de l'année 2000 que le chevauchement, entre les barres d'ancrage de la semelle et les barres du pilier, se fait au-dessus de la rotule plastique. De plus, l'espacement des étriers est encore plus petit à partir de cette année.

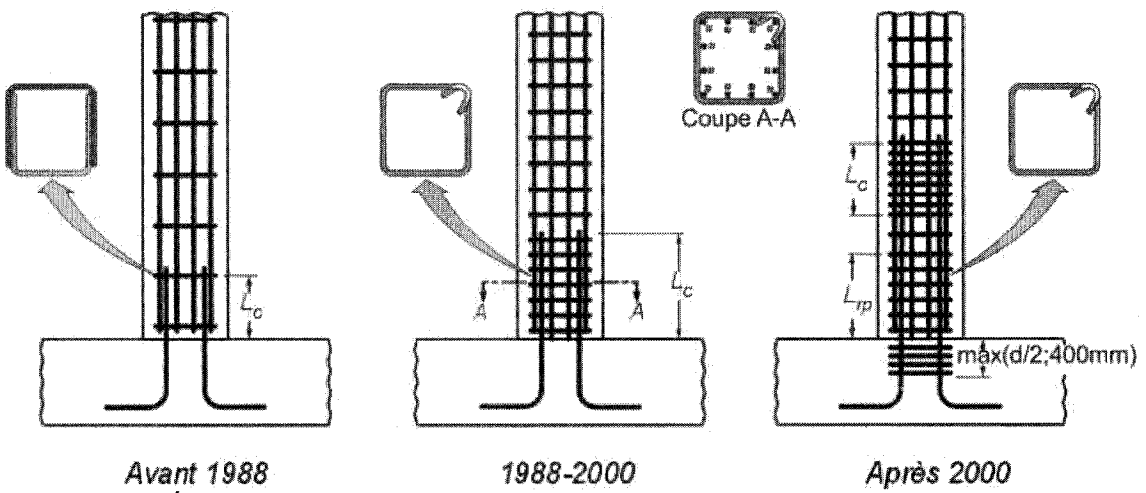


Figure 2.15 – Évolution de la conception sismique des piliers de pont (adapté de Vachon, 2004)

2.6 Méthodes de renforcement des piliers de pont

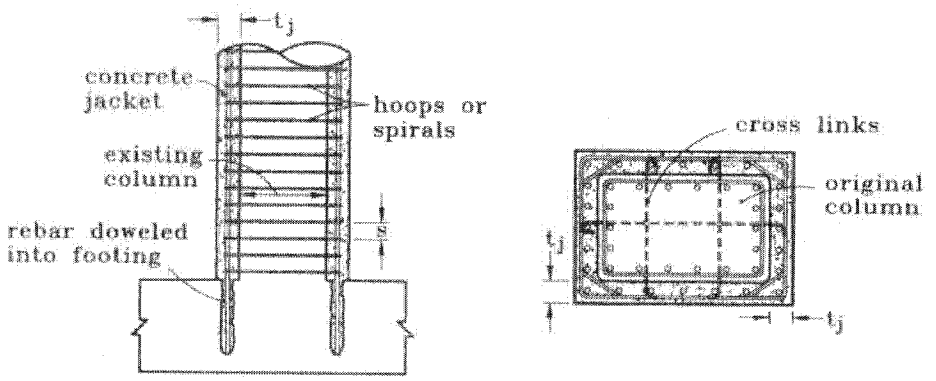
La majorité des méthodes de renforcement sismique des piliers de ponts consistent à apporter un confinement passif supplémentaire sur la longueur de chevauchement de l'armature, à la base des piliers. Cet ajout de confinement a comme objectif de compenser pour le manque d'étrier et, par le fait même, pour le manque de confinement présent dans cette région. D'autres méthodes consistent cependant à ajouter une certaine

quantité de béton à la base des piliers. Ceci nous permet, dépendamment des cas, d'améliorer la ductilité et la résistance des piliers de pont en flexion en plus d'augmenter leur résistance en cisaillement. Une revue des principales méthodes de renforcement sismique utilisées dans le passé est faite dans la présente section.

2.6.1 Chemise en béton armé

La première méthode de renforcement présentée est la méthode de renforcement à l'aide d'une chemise en béton armé. Cette technique peut servir à augmenter la résistance ou la ductilité d'un pilier en flexion. Elle peut également servir à augmenter sa résistance en cisaillement. Bien qu'elle soit davantage utilisée pour renforcer des colonnes de bâtiments, elle a également permis le renforcement de quelques piliers de ponts au Japon (Priestley et al., 1996).

Le chemisage en béton armé consiste à ajouter une couche de béton relativement épaisse autour du pilier existant. Les barres longitudinales ajoutées doivent être ancrées dans la semelle de fondation sur une longueur permettant de développer leur résistance. Des étriers, passant à l'intérieur ou à l'extérieur de la section existante, sont alors attachés à ces barres. Pour les sections circulaires, des ligatures en spirale peuvent même être utilisées. La figure 2.16a présente ce type de réparation pour un pilier circulaire tandis que la figure 2.16b présente un pilier rectangulaire renforcé à l'aide de cette méthode.



a) Section circulaire b) Section rectangulaire

Figure 2.16 – Schéma de la réparation en béton armé (Priestley et al., 1996)

Le principal désavantage de cette méthode est qu'elle est difficile d'application. Tout d'abord, suite à l'ancrage des nouvelles barres longitudinales dans la semelle, il est possible que les semelles doivent également être renforcées. Si tel est le cas, ceci doit leur permettre de reprendre les efforts apportés par ces barres et ainsi développer la rotule plastique dans le bas du pilier et non dans la semelle. De plus, cette technique n'est pas nécessairement applicable aux piliers rectangulaires. En effet, en utilisant uniquement des étriers à l'extérieur de la section rectangulaire existante, les nouvelles barres centrales sont peu confinées et sont susceptibles de flamber. Le confinement apporté, dans ce cas, est donc uniquement efficace dans les coins des piliers. En ajoutant des étriers passant à travers le béton déjà en place, représentés par les lignes pointillées de la figure 2.16b, un confinement peut être apporté aux barres centrales ajoutées au pilier. Cette opération est cependant très difficile à réaliser et semble être très coûteuse. En effet, la disposition de ces étriers implique de forer des trous, traversant le pilier existant, et de replier les barres une fois qu'elles y sont insérées. Un autre désavantage de cette méthode est d'entraîner l'augmentation de l'inertie à la base des piliers. Ceci a comme effet d'augmenter le moment probable s'appliquant aux sections et donc de soumettre les piliers à de plus grands efforts de cisaillement.

2.6.2 Chemise en béton renforcé de fibres

Une autre méthode de renforcement utilisée est le renforcement à l'aide d'une chemise en béton renforcé de fibres (BRF). Les études de Vachon et de Boucher-Proulx, réalisées à l'École Polytechnique de Montréal, portaient sur ce sujet. L'étude de Guillaume Boucher-Proulx est, en quelque sorte, une étape concluante dans le développement de cette méthode.

Lors de cette recherche, un pilier rectangulaire (500 mm par 2000 mm) à grande échelle a été renforcé à l'aide de BRF et a ensuite été testé sous un chargement cyclique. Contrairement à la technique de renforcement présentée à la section 2.6.1, aucune

surépaisseur de béton n'est utilisée ici. Pour l'utilisation de cette méthode, il faut tout d'abord démolir le béton jusqu'à une certaine profondeur, sous les barres sortant de la semelle. Un coffrage est alors installé et le béton renforcé de fibres est ensuite coulé. La figure 2.17 présente un schéma de cette réparation tandis que la figure 2.18 montre l'état du pilier une fois la démolition du béton réalisée, soit avant la coulée du BRF.

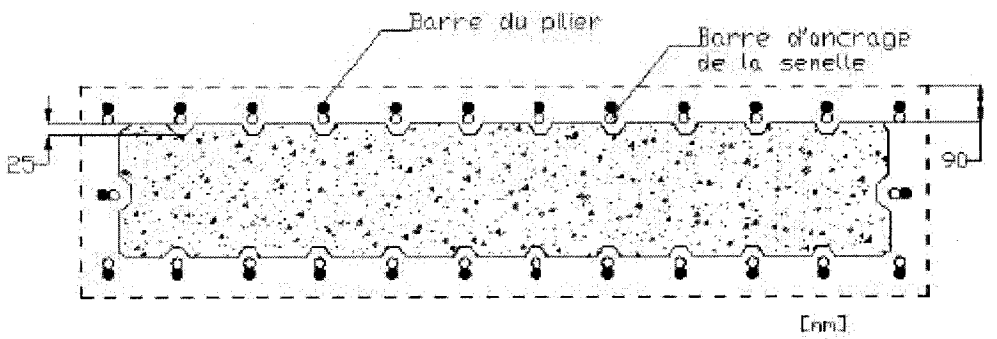


Figure 2.17 – Schéma de la réparation en béton renforcé de fibres (Boucher-Proulx, 2008)

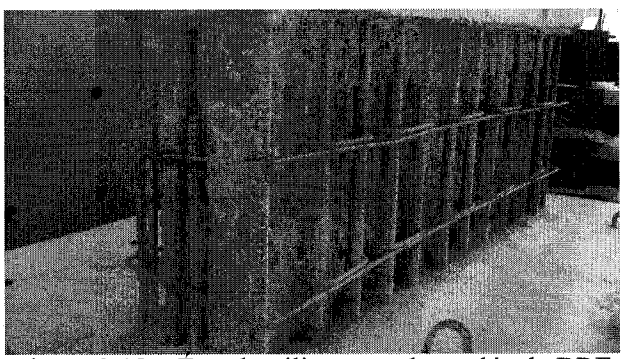


Figure 2.18 – État du pilier avant la coulée de BRF

Cette méthode a été développée pour les piliers fortement rectangulaires car les techniques traditionnelles de renforcement par ajout de confinement sont moins efficaces pour ce type de section. Elle peut toutefois facilement s'appliquer aux piliers circulaires ou carrés. Le BRF présente une bonne résistance en traction comparativement au béton conventionnel. C'est pourquoi, en utilisant ce matériau dans la zone de chevauchement, les efforts circulent mieux entre les barres chevauchées, le BRF fissurant peu. L'utilisation de béton renforcé de fibres a comme avantage d'être relativement facile d'application en plus d'être peu coûteuse puisque la quantité de béton utilisée est faible. Cette méthode a toutefois comme désavantage de ne pas permettre

l'amélioration de la résistance en cisaillement du pilier. Or, tel que mentionné à la section 2.1, plusieurs ruptures de pont lors de séismes sont dues aux efforts de cisaillement. Cette méthode ne peut donc être appliquée aux sections présentant une résistance en cisaillement inférieure à leur résistance en flexion. Un autre désavantage de cette méthode est qu'elle requiert la démolition d'une certaine quantité de béton.

Toutefois, comme le montre le graphique de la figure 2.19, la ductilité flexionnelle d'un pilier renforcé en utilisant cette technique est très grande. Elle est au moins de 5. Il faut également remarquer que le comportement obtenu à partir de ce type de renforcement est semblable à l'hystérèse de la figure 2.8 présentant le comportement d'un pilier confiné adéquatement.

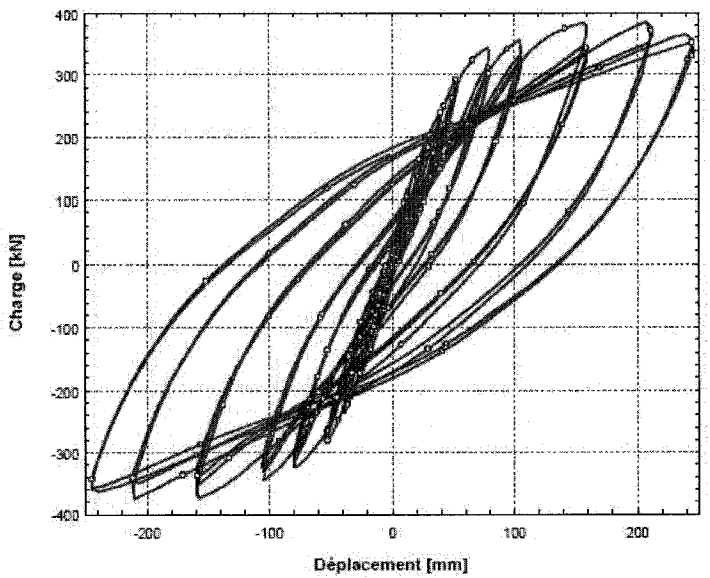


Figure 2.19 – Hystérèse obtenue pour le pilier renforcé à l'aide de BRF (Boucher-Proulx, 2008)

2.6.3 Chemise en acier

Un vaste programme de renforcement sismique a débuté en 1987 à l'Université de la Californie à San Diego (Priestley et Seible, 1991). La principale méthode de renforcement développée par ces chercheurs consiste en l'utilisation d'une chemise d'acier. Cette technique vise à apporter un confinement passif à la section. Ceci signifie

que des efforts de confinement sont induits au béton quand celui-ci se dilate horizontalement, dans sa zone comprimée, ou quand des fissures de fendage se forment, sur sa face tendue. Il est également efficace suite à la dilatation horizontale du béton causée par des fissures de cisaillement.

Afin d'évaluer l'efficacité de cette méthode, des essais à grande échelle sur des piliers circulaires et rectangulaires ont été réalisés. Le renforcement utilisé, pour les piliers circulaires, correspond à deux demis tubes d'acier de rayon légèrement supérieur au rayon du pilier. Ces tubes sont soudés ensemble sur toute leur hauteur et le vide entre ces derniers et le pilier est rempli d'un coulis cimentaire. Pour ce qui est des piliers rectangulaires, la chemise d'acier utilisée a une forme ellipsoïdale afin d'assurer un confinement continu à la section. L'espace entre la chemise et le pilier est rempli à l'aide d'un mélange de béton standard (voir la figure 2.20). Les résultats, pour ces deux types de section, sont excellents. La figure 2.21a montre l'hystérèse obtenue suite au renforcement d'un pilier circulaire comparativement à la figure 2.21b qui montre l'hystérèse d'un pilier rectangulaire renforcé. On constate que les ductilités sont environ de huit pour chacun de ces spécimens. Ceci correspond à une grande amélioration de performance par rapport aux piliers de référence pour lesquels une ductilité de deux n'a même pas été atteinte.

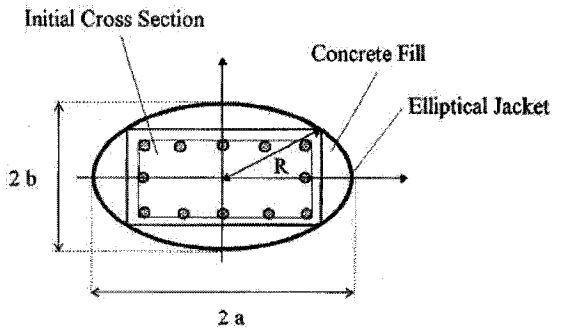
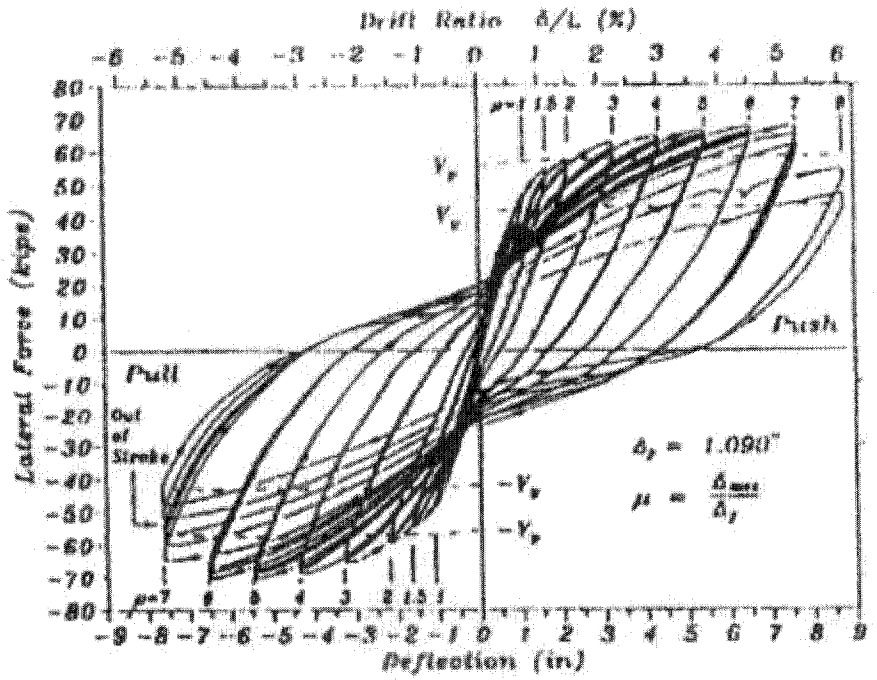
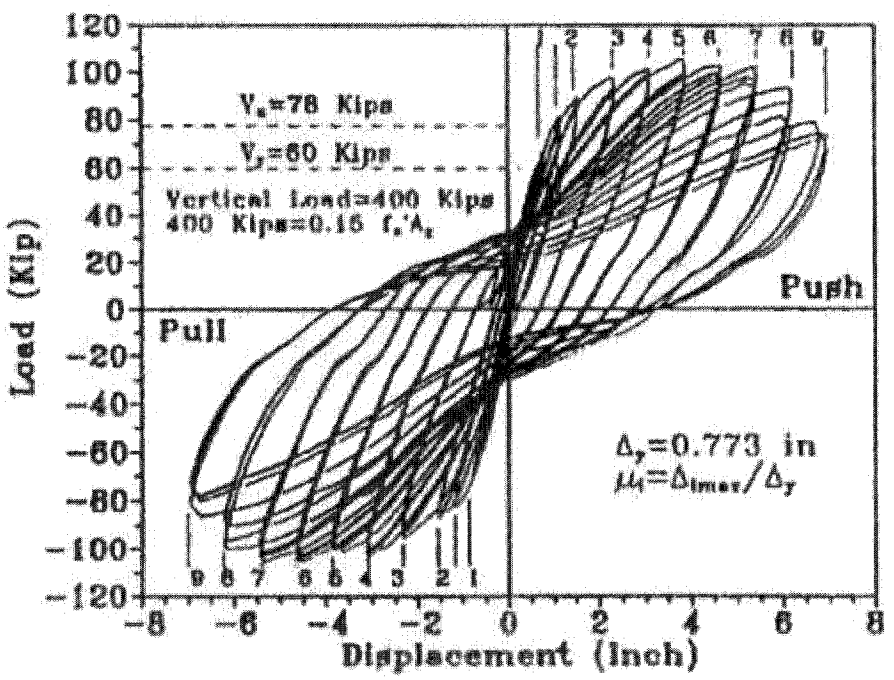


Figure 2.20 – Schéma du renforcement en chemise d'acier pour un pilier rectangulaire (Daudey et Filiatrault, 2000)



a) Pilier circulaire



b) Pilier rectangulaire

Figure 2.21 – Hystérèse obtenue pour les piliers renforcés à l'aide d'une chemise en acier (Prisetley et Seible, 1991)

En plus de permettre d'augmenter grandement la ductilité flexionnelle des piliers, cette méthode a également été utilisée afin d'améliorer la résistance en cisaillement d'un spécimen circulaire pour lequel ce type de rupture se produit. Pour ce faire, le renforcement doit toutefois être continu sur la hauteur du spécimen. L'hystérèse résultant de l'essai sur le pilier circulaire renforcé est présentée à la figure 2.22. On peut constater que le comportement en cisaillement est très satisfaisant. Il est même supérieur au comportement flexionnel puisqu'une ductilité d'au moins dix est atteinte.

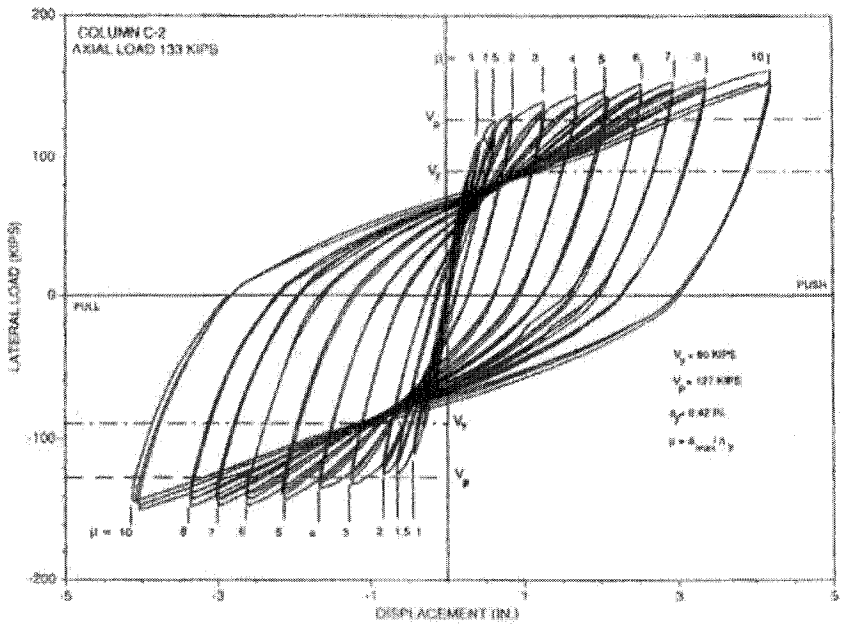


Figure 2.22 – Hystérèse obtenue pour un pilier circulaire renforcé en cisaillement à l'aide d'une chemise en acier (Priestley et Seible, 1991)

Suite à cette série d'essais, une soixantaine de ponts de la Californie ont été renforcés par une chemise en acier avant que frappe le séisme de Northridge, en 1994. Il a été observé qu'aucun de ces piliers ne présente de dommages majeurs suite à ce tremblement de terre (Chai, 1996). La figure 2.23 montre deux piliers circulaires renforcés à l'aide de cette méthode après le séisme de Northridge. On peut constater que l'état de ces piliers est impeccable. Cette technique a également été utilisée dans la pratique au Japon, sur une vingtaine de ponts (Kawashima et al., 1992). De plus, les

ponts de Taiwan, renforcés à l'aide de cette méthode, ont présenté un bon comportement structural lors du séisme de Chi-Chi, en 1999 (Li et al., 2005).

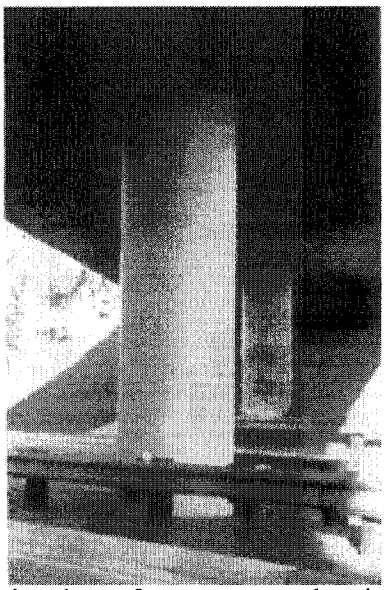


Figure 2.23 – Application du renforcement par chemise d'acier (Chai, 1996)

Depuis les premiers essais expérimentaux de 1991, d'autres recherches ont été réalisées afin d'approfondir les connaissances liées à cette technique de renforcement. Chai (1996) et Li (2005) ont notamment développé des modèles analytiques permettant de modéliser des piliers circulaires renforcés à l'aide d'une chemise en acier. Ces modèles permettent d'analyser la technique de renforcement lorsqu'un pont est soumis à un vrai séisme, soit lorsqu'il est sollicité par un chargement dynamique. Les résultats obtenus lors de ces recherches confirment le bon comportement sismique associé à cette technique de renforcement.

Une autre recherche intéressante est celle de Xiao. En 2003, il a développé une méthode de renforcement basée sur le principe du chemisage en acier mais présentant quelques particularités. Cette étude vise, en effet, à renforcer des piliers carrés sans toutefois utiliser des chemises ellipsoïdales. Le but visé par cette innovation est de faciliter l'installation du renforcement sur le pilier en plus d'éviter l'utilisation de béton lors de cette opération. Quatre différentes méthodes ont été développées dans cette optique.

Pour chacune d'elle, les piliers sont enrobés dans une chemise d'acier composée de deux sections en «L» soudées ensemble. Différents types de raidisseurs sont ensuite fixés à trois de ces piliers. Les raidisseurs utilisés sont des plaques épaisses d'acier, des HSS standard ainsi que des HSS en angle comme le montre la figure 2.24.

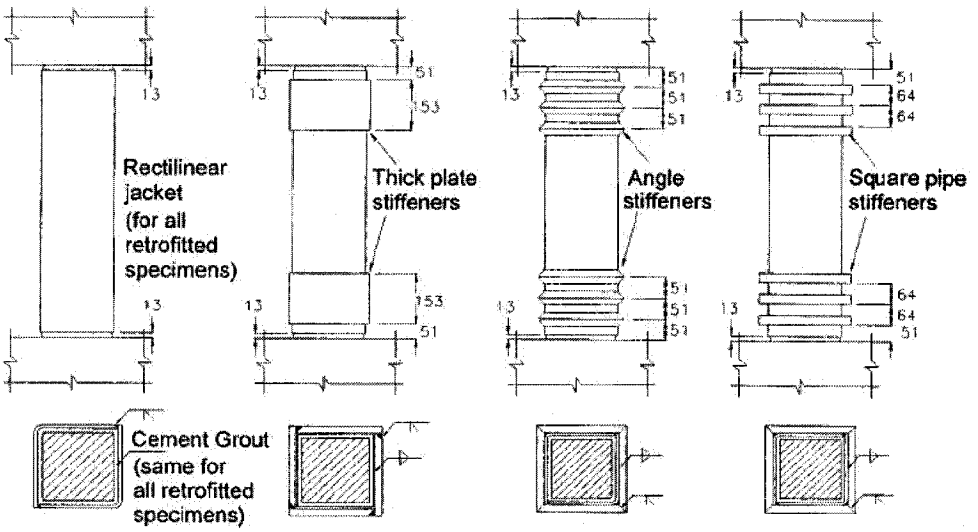


Figure 2.24 – Schéma des différentes méthodes de renforcement utilisées (Xiao, 2003)

Les résultats obtenus sont intéressants. Ils montrent que chacune de ces méthodes améliorent le comportement sismique du pilier de référence. De plus, les hystérèses obtenues sont comparables pour chacun des spécimens renforcés sauf pour celui n'utilisant pas de raidisseur. Ces hystérèses montrent qu'une ductilité de huit, en déplacement, est généralement atteinte. Puisque ces résultats correspondent à ceux obtenus à l'aide d'une chemise ellipsoïdale, il est possible d'affirmer que cette nouvelle technique permet d'obtenir un comportement similaire à celui obtenu avec une chemise ovale.

Plus localement, une étude sur un pilier de pont présentant une géométrie particulière a été réalisée à l'École Polytechnique de Montréal (Daudey et Filiatrault, 2000). Le pilier en question représente un pont de la région de Montréal. Une chemise d'acier a été utilisée afin de renforcer un spécimen correspondant à ce pilier. Les différentes techniques utilisées consistent à faire varier certains paramètres afin d'évaluer leur effet

sur le comportement du renforcement. Deux différentes formes de chemise ont notamment été utilisées (circulaire et ellipsoïdale) ainsi que différents types de matériaux de remplissage. Les résultats de cette étude sont très bons. La ductilité atteinte, pour chacun des spécimens renforcés, est environ de six. Les variations apportées entre les différentes méthodes utilisées montrent toutefois qu'elles ont peu d'effet sur le comportement sismique des piliers.

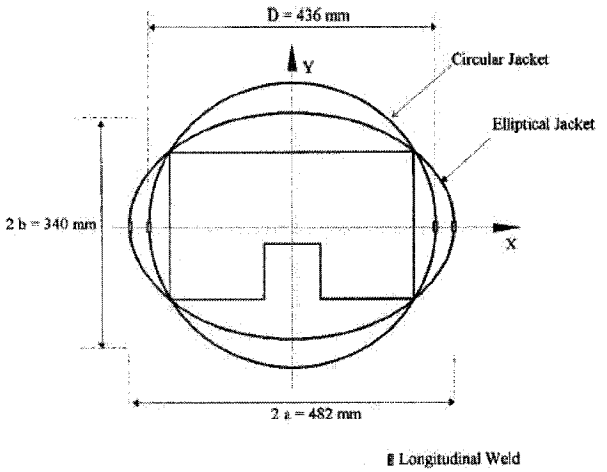
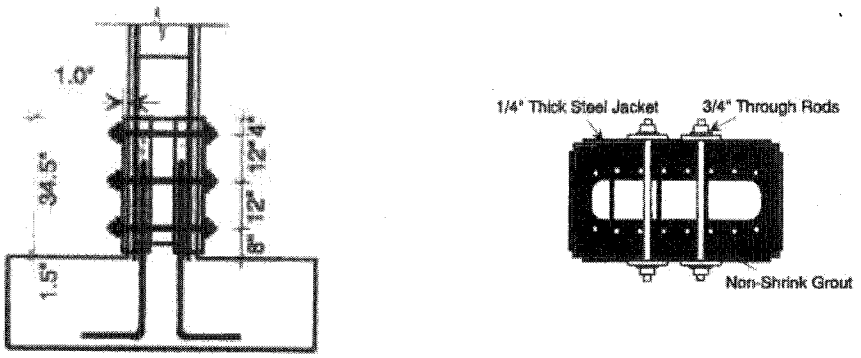


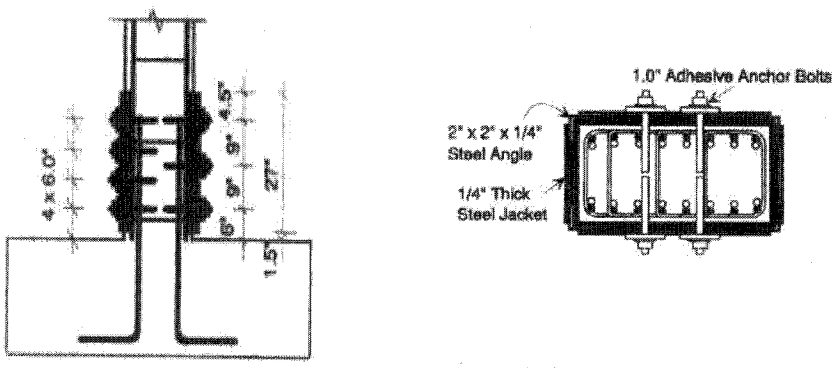
Figure 2.25 – Schéma des formes de chemises utilisées pour le renforcement (Daudey et Filiatrault, 2000)

D'autres techniques, pour lesquelles des tiges d'ancrages sont utilisées, ont été développées dans le passé. C'est sur ce sujet que porte l'étude de Aboutaha et al. (1994, 1996 et 1999). Lors de cette recherche, six piliers rectangulaires présentant un chevauchement d'armatures à leur base ont tout d'abord été testés à grande échelle. Après avoir testé ces spécimens de référence, quatre d'entre eux ont été renforcés. Pour ce faire, deux des techniques utilisées sont montrées à la figure 2.26. Elles consistent à ajouter, à une chemise d'acier composée de deux sections en L, des tiges horizontales dans le pilier. Dans un cas, les ancrages sont installés d'un bord à l'autre du pilier tandis que dans l'autre, ils sont installés sur chacune des faces et sont solidaires au béton. Les résultats obtenus montrent que chaque pilier renforcé présente un meilleur comportement sismique que les spécimens de référence. Cependant, les meilleurs résultats sont obtenus pour le pilier renforcé à l'aide de six ancrages le traversant sur

toute sa largeur (figure 2.26a). Une ductilité d'environ cinq est atteinte pour ce renforcement appliqué sur un spécimen préalablement endommagé.



a) Ancrage traversant le pilier



b) Tiges ancrées dans le béton

Figure 2.26 – Schéma des méthodes de renforcement utilisées (Aboutaha, 1999)

2.6.4 Gainage en matériaux composites

Bien que l'efficacité du renforcement par chemisage en acier a été démontrée dans le passé, cette technique de réhabilitation présente quelques désavantages. Tout d'abord, l'utilisation de ce type de renforcement a comme effet d'augmenter la rigidité des sections carrées et rectangulaires, ce qui peut modifier les propriétés dynamiques des ponts sur lesquels elle est appliquée. De plus, les chemises d'acier sont relativement difficiles à installer sans compter que ce renforcement est susceptible de corroder avec le temps. Également, pour les sections fortement rectangulaires, l'utilisation d'une

chemise ellipsoïdale n'est pas très économique puisque la quantité de matériaux à utiliser est très grande.

Dans cette optique, un autre type de renforcement est développé depuis quelques années. Il s'agit du renforcement par gainage en matériaux composites. Les matériaux composites sont composés de fibres (fibres de verre, fibres de carbone ou fibres d'aramide) noyées dans l'époxy. Les fibres de ce matériau peuvent être orientées dans une ou plusieurs directions. Ce type de renforcement agit comme une chemise en acier, soit en apportant un confinement passif à la section. L'utilisation de cette technique a comme avantages d'être rapide et facile d'installation, de présenter un bon rapport résistance/poids, de ne pas corroder et de ne pas altérer la rigidité de la section renforcée. Elle est utilisée, tout comme le chemisage en acier, pour augmenter la résistance et la ductilité flexionnelle des piliers et pour augmenter leur résistance en cisaillement.

La majorité des essais visant à évaluer l'utilisation de cette technique a été réalisée sur des piliers circulaires. Pour une telle section, le confinement apporté par la chemise est uniforme dans toutes les directions. Toutefois, plusieurs essais ont également été réalisés sur des sections carrées et rectangulaires. Contrairement aux chemises d'acier, le gainage en matériaux composites épouse généralement la forme des sections carrées et rectangulaires sur lesquelles il est appliqué. Cependant, le renforcement de ces types de section est moins efficace que celui des sections circulaires puisqu'il ne permet pas de confiner adéquatement le centre des faces des colonnes. C'est pourquoi, des solutions ont été proposées au cours des années afin d'améliorer le confinement des faces des piliers carrés et rectangulaires. Wu (2008) a notamment développé une méthode qui consiste à utiliser des tiges horizontales de polymère renforcées de fibres sous le gainage en matériaux composites. Ces tiges agissent comme une chemise en béton renforcé de fibres, soit en limitant l'ouverture des fissures et en augmentant ainsi la ductilité du béton. Elles ont un diamètre de 6 mm et une longueur de 100 mm. L'expérimentation de Wu consiste à tester le renforcement composé de barres de PRF et

d'une chemise de matériaux composites sur six piliers carrés (voir la figure 2.27). Les résultats obtenus montrent que la ductilité du pilier est augmentée par cette méthode. Il faut toutefois noter que l'installation d'un gainage en matériaux composites standard sur une section carrée est généralement suffisante pour obtenir un comportement sismique acceptable. Il faut donc croire que cette technique serait encore plus bénéfique pour les sections fortement rectangulaires, présentant une plus grande proportion de béton mal confiné.

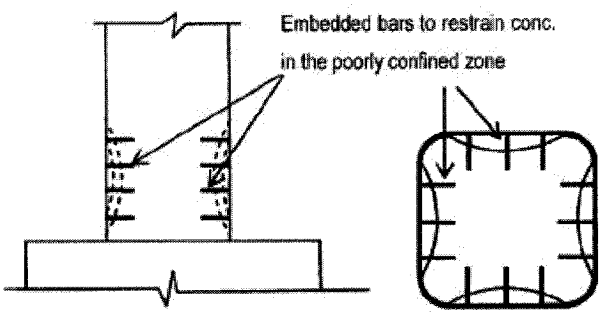


Figure 2.27 – Schéma de la méthode de renforcement utilisée par Wu (2008)

Bien que l'application d'une chemise en matériaux composites sur une section carrée ou rectangulaire soit moins efficace que pour une section circulaire, plusieurs études ont démontré qu'un certain gain en ductilité peut être apporté par ce renforcement. Une étude récente (Bousias et al., 2004) vise à analyser les effets de la corrosion de l'armature des piliers et les effets du nombre de couches de tissu de composite sur le comportement sismique de ces derniers. Pour ce faire, vingt colonnes rectangulaires de rapport 2 : 1 (grand côté : petit côté) ont été testées. Plusieurs conclusions peuvent être tirées suite à ces expérimentations. Tout d'abord, la sorte de fibres utilisées n'a pas vraiment d'influence lorsque la rigidité de ces matériaux est la même. Les résultats montrent que l'utilisation d'une chemise en matériaux composites, indépendamment du type de fibres, permet d'améliorer la capacité de déformation des piliers en plus d'améliorer leur comportement sismique. Cette amélioration est toutefois supérieure dans la direction la plus forte des piliers rectangulaires, soit dans la direction présentant une plus faible largeur de béton comprimé. Il a également été démontré qu'une

utilisation de plus de deux couches de tissu n'a pas vraiment d'influence sur la capacité de déformation ou sur la résistance de la section. De plus, l'expérimentation de Bousias et al. a montré que la corrosion de l'armature a pour effet de réduire la résistance des colonnes, renforcées ou non, car la section de l'acier longitudinal est alors réduite. La corrosion des barres semble également diminuer la ductilité des piliers et l'efficacité du chemisage. En effet, la capacité de déformation des colonnes renforcées dans leur direction la plus forte est augmentée d'environ de 50% dans le cas où une certaine quantité d'acier est corrodée comparativement à 130% pour de l'armature en bon état. Pour ce qui est de la direction la plus faible, des gains plus modestes sont enregistrés : 35% lorsque des armatures sont corrodées comparativement à 80% pour de l'acier en bon état. La principale conclusion à tirer de cette étude est donc que l'efficacité du tissu de composite est réduite par la corrosion des barres d'armature du pilier. Cependant, cette remarque s'applique également pour les renforcements à l'aide de chemises en acier.

L'expérimentation de Harries et al. (2006) porte sur des sections carrées de 458 mm de côté. Trois colonnes ayant des armatures chevauchées ont été testées. Quatre couches de matériaux composites à base de fibres de carbone ont été utilisées pour les renforcer. Même si le glissement des barres de ces piliers n'est pas évité, il est retardé. La ductilité des piliers est donc augmentée. Elle a atteint cinq pour chacun des spécimens renforcés. Il est donc possible d'affirmer que ce type de renforcement permet aux piliers de survivre aux séismes modérés sans dommages significatifs et ainsi éviter la ruine des ponts soumis à d'importants tremblements de terre.

L'étude de Brena et Schlick (2007) porte sur des sections circulaires. Sa particularité est de traiter du renforcement sismique pour des régions de sismicité modérée. Les déplacements attendus pour ce type de région sont plus faibles que ceux atteints dans les zones de sismicité élevée. C'est pourquoi, il est logique de s'attendre à ce que la quantité de matériaux requis pour le renforcement de ces piliers soit plus faible et donc

que leur renforcement soit plus économique. Six spécimens ont été testés dans cette étude. Ils sont divisés en deux groupes selon le niveau de charge axiale auquel ils ont été soumis. Pour chacun de ces groupes, deux spécimens ont été renforcés en utilisant une seule couche de tissu de composite. Un de ces piliers a été renforcé à l'aide de composite de fibres de carbone tandis que l'autre a été renforcé à partir de composite de fibres d'aramide. Les résultats obtenus pour tous les piliers renforcés sont satisfaisants. Une ductilité de quatre a été atteinte pour les gainages à base d'un tissu de kevlar comparativement à une ductilité de cinq pour les renforcements à base de fibres de carbone.

Haroun et al. (2003 et 2005) ont, quant à eux, analysé le renforcement de sections carrées et circulaires par des tissus en fibres de carbone et en fibres de verre. Les sections circulaires ainsi renforcées ont montré de bons comportements sismiques, atteignant des ductilités supérieures à six. Cependant, pour les sections carrées, les ruptures se sont produites suite au glissement des armatures chevauchées et ce, pour de faibles ductilités. En effet, une ductilité maximale de trois a été atteinte pour les sections carrées, le confinement étant principalement efficace dans les coins de ces sections.

À travers ces nombreuses études, certains ont proposé, au fil des ans, des équations permettant la conception des renforcements en matériaux composites. C'est notamment le cas de Seible et al. (1997) qui ont proposé des critères de conception pour des colonnes circulaires et rectangulaires. Ces équations, développées pour les matériaux composites à base de fibres de carbone, s'appliquent également à d'autres types de chemise en considérant les différences entre les propriétés mécaniques des matériaux utilisés. Cette conception a été validée, pour différents modes de rupture des piliers de pont, à l'aide d'essais en laboratoire sur des spécimens à grande échelle.

En consultant la littérature, on constate que plusieurs études récentes portent sur le renforcement sismique des piliers de pont à l'aide de matériaux composites. Ces

recherches ont amené de nouvelles connaissances à propos de ce type de renforcement. Des développements dans les codes de conception des renforcements ont notamment été faits récemment (Neale, 2000). Ces codes tiennent de plus en plus compte de l'effet de la durabilité des gainages en matériaux composites. De nouvelles études traitent également de l'effet de la corrosion de l'armature des piliers sur leur ductilité (Sheikh, 2007; Aquino et Hawkins, 2007).

2.7 Effets de la vitesse de chargement et de la température

Une revue des méthodes de renforcement sismique existantes a été faite à la section précédente. Lors de cette revue, il a été constaté que la majorité des essais réalisés en laboratoire sont faits à partir d'un chargement statique et à des températures ambiantes d'environ vingt degrés Celsius. Il est logique de se questionner sur les effets que peuvent avoir un chargement dynamique et une faible température sur le comportement sismique des piliers de pont. C'est pourquoi, une récapitulation des conclusions tirées de l'étude de Li (2006) est faite dans cette section. Une attention plus particulière est portée au comportement flexionnel des piliers puisque ceci correspond au sujet de la présente recherche.

L'étude de Li (2006), réalisée à l'École Polytechnique de Montréal, vise à évaluer l'effet de la température et de la vitesse de chargement sur le comportement de sections carrées, rectangulaires et circulaires renforcées par des matériaux composites. Les sections carrées utilisées ont des côtés de 375 mm, les dimensions des sections rectangulaires sont de 375 mm par 750 mm et les sections circulaires ont un diamètre de 407 mm. Contrairement aux essais généralement réalisés pour évaluer une technique de renforcement sismique, le chargement utilisé dans cette recherche est monolithique. C'est-à-dire que la charge augmente sans cesse jusqu'à la rupture des spécimens.

Un spécimen de référence, non renforcé, a tout d'abord été testé pour chaque type de section. Ces essais ont été réalisés à vingt degrés Celsius, sous un chargement statique. Les résultats obtenus montrent que la rupture, pour ces trois spécimens, est causée par une perte d'ancrage dans la zone de chevauchement d'armatures avant la plastification des barres longitudinales. Ceci se traduit en une perte de charge rapide et importante après avoir atteint la charge maximale.

Une deuxième série d'essais a ensuite été réalisée à la même température et au même taux de chargement que celui utilisé pour les essais précédents. Une couche de tissu de fibres de carbone a cependant été utilisée pour renforcer chacune de ces sections. L'utilisation de ce renforcement a eu comme effet de limiter l'ouverture des fissures de fendage et ainsi d'empêcher les barres chevauchées de glisser les unes sur les autres. C'est pourquoi, la plastification des barres longitudinales du pilier a été atteinte et une rupture plus ductile a alors été obtenue. Les charges maximales atteintes au cours des essais sur les spécimens renforcés sont supérieures à celles obtenues pour les spécimens de référence. Cette augmentation est de plus de 30% pour les sections carrées et circulaires et de plus de 10% pour les sections rectangulaires. Il faut également noter que les courbures, correspondant à ces charges maximales, sont plus grandes que celles des spécimens non renforcés.

Deux autres spécimens, pour chaque type de section, ont ensuite été renforcés à l'aide de la même technique. Dans un premier temps, l'influence de la température sur le comportement de ces spécimens a été évaluée. Pour ce faire, un des piliers renforcé de chaque type de section a été testé à -20 degrés Celsius. Les résultats obtenus montrent que la charge maximale atteinte est encore plus grande lorsque les piliers renforcés sont testés à cette température. De plus, la capacité de déformation est également plus grande à cette température.

La dernière étape de l'expérimentation de Li (2006) est de soumettre la dernière série de spécimens à un chargement dynamique (vitesse de chargement de 300 mm/s). La température lors de ces essais est également de -20°C. Cette mesure vise à évaluer l'effet combiné d'une basse température et d'un taux de chargement élevé. De plus, les courbes de la charge en fonction de la courbure obtenues pour un chargement dynamique peuvent alors être comparées avec celles obtenues pour un chargement statique à cette température. Les essais dynamiques montrent que les charges maximales atteintes augmentent lorsqu'une grande vitesse de chargement est utilisée. Cependant, les courbures correspondant à ces charges maximales sont plus petites que celles obtenues lors des essais statiques.

En résumé, l'expérimentation de Li montre qu'une diminution de la température a comme effet d'augmenter la résistance des sections. Ceci est dû à l'augmentation de la résistance du béton en compression (f_c'), à l'augmentation de la charge de plastification de l'acier en tension (f_y), à l'augmentation de la charge de rupture de l'acier en tension (f_u) et à l'augmentation de la résistance des matériaux composites suite à une diminution de température. Des charges encore plus grandes sont atteintes lorsque les spécimens sont soumis à des chargements dynamiques. Cependant, bien que les courbures correspondant aux charges maximales augmentent dans des conditions hivernales, elles diminuent lorsqu'un pilier est soumis à un chargement dynamique.

2.8 Essais en laboratoire sur des piliers de pont à grande échelle

Afin de représenter des piliers de pont soumis à des tremblements de terre, des montages expérimentaux sont requis. Les montages expérimentaux utilisés dans le passé représentent, dépendamment des cas, plus ou moins bien la réalité. Pour chacun de ces montages, une semelle, correspondant à une fondation typique, sert généralement à fixer le spécimen à la dalle du laboratoire. Cette semelle représente fidèlement le joint entre le pilier et la fondation présent dans la réalité. Il est alors possible d'utiliser un

chevauchement d'armatures à la base des piliers. Cette semelle est généralement fixée à la dalle du laboratoire à l'aide de barres prétendues à cet effet. Elle doit être conçue afin de pouvoir résister aux efforts provenant du pilier. À l'autre extrémité du spécimen, un élargissement de la section est parfois fait afin de permettre l'application des charges verticales et horizontales. Les vérins horizontaux, servant à appliquer les forces aux spécimens, sont fixés, à l'une de leur extrémité, à un mur de réaction ou à un cadre rigide construit dans cette optique. À l'autre extrémité, ils sont fixés au pilier. Le type de chargement correspondant le mieux à un séisme est un chargement cyclique-dynamique. Cependant, dans bien des cas, un chargement cyclique-statique est utilisé. Les directions de chargement ont une grande importance sur la représentation la plus fidèle possible d'un pilier de pont soumis à un séisme. Ceci constitue la principale différence entre les montages existants. Ainsi, pour certains essais, la charge axiale due au poids propre et aux charges vives qui s'appliquent sur le pilier est négligée. L'aspect multidirectionnel des séismes est également souvent négligé.

Cette section a comme objectif de présenter une revue des montages expérimentaux utilisés dans le passé pour tester des piliers de ponts en laboratoire. Une attention plus particulière est portée aux montages conçus pour réaliser des essais de flexion sur des spécimens à grande échelle puisque ceci correspond aux essais réalisés dans cette étude. Ces montages sont divisés selon le nombre de directions de chargement utilisées.

2.8.1 Montages utilisant un chargement unidirectionnel sans charge axiale

En consultant les essais réalisés dans le passé, on constate que les charges sont appliquées dans une seule direction pour certains spécimens. C'est notamment le cas pour les essais de Orozco et Ashford (2002). En effet, un seul vérin d'une capacité d'environ 1000 kN a été utilisé pour l'application des forces au cours de cette expérimentation. Le chargement appliqué à l'aide de ce vérin est de type cyclique-statique. Le vérin a été disposé horizontalement et l'une de ses extrémités a été fixée au

mur de réaction tandis que son autre extrémité a été attachée à la section rectangulaire du haut du pilier. Cette section rectangulaire, servant à l'application des charges, a une épaisseur de 457 mm comparativement à la semelle carrée de 480 mm d'épaisseur. Les spécimens à l'essai sont circulaires et ont un diamètre de 410 mm. La hauteur, entre le dessus de la semelle et le centre d'application des charges, est de 1830 mm. Huit barres de 35 mm de diamètre ont servi à fixer la semelle à la dalle du laboratoire. Une pré-tension de 667 kN a été appliquée dans chacune de ces barres. Une colonne a été installée lors des essais afin de mesurer les déplacements horizontaux des piliers à différentes hauteurs. La cellule de charge du vérin servait, quant à elle, à mesurer la charge appliquée aux piliers. La figure 2.28 montre un schéma du montage utilisé pour l'étude d'Orozco et Ashford (2002).

Aquino et Hawkins (2007) ont également utilisé un montage similaire afin d'évaluer l'efficacité du renforcement en matériaux composites pour des spécimens dont l'armature était corrodée. Le vérin utilisé pour ce montage a toutefois été fixé à un cadre rigide plutôt qu'à un mur de réaction. De plus, les semelles construites lors de cette expérimentation avaient la particularité d'être précontraintes dans les deux directions. Cette mesure a été utilisée afin de limiter la propagation des fissures dans celles-ci lors des essais. Un schéma du montage utilisé pour cette étude est présenté à la figure 2.29.

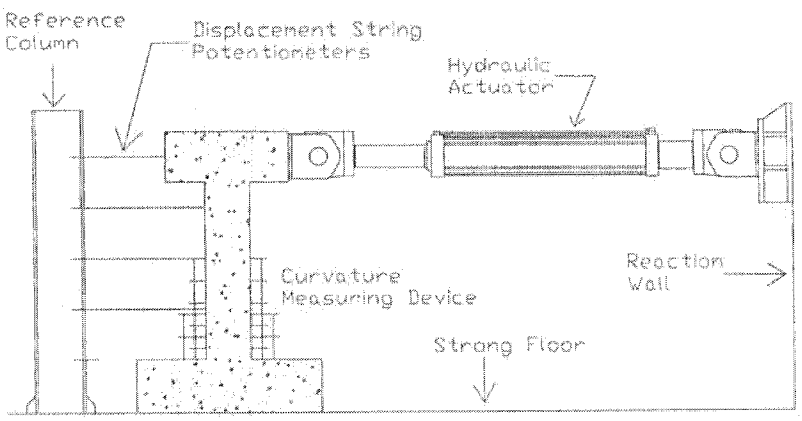


Figure 2.28 – Schéma d'un montage unidirectionnel (Orozco et Ashford, 2002)

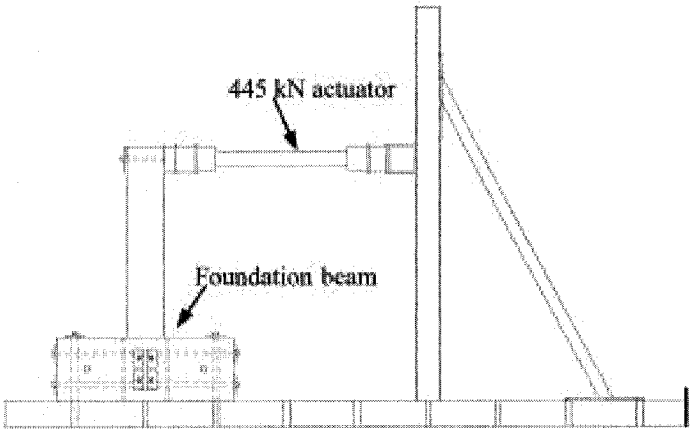


Figure 2.29 – Schéma d'un montage unidirectionnel (Aquino et Hawkins, 2007)

Le principal défaut d'un chargement de type unidirectionnel est qu'il ne permet pas de tenir compte de la charge axiale auquel un pilier de pont est soumis dans la réalité. Les effets P-Δ causés par cette charge sont donc négligés lorsqu'un tel montage est utilisé. Ces effets correspondent aux moments supplémentaires causés par la charge axiale au fur et à mesure que le déplacement latéral imposé au pilier augmente. Les essais unidirectionnels permettent donc uniquement de tenir compte des moments causés par l'application de la charge horizontale. Ceci ne correspond pas au chargement réel d'un pilier de pont présenté sur le schéma de la figure 2.30. En plus de négliger les effets P-Δ, le fait de ne pas considérer la charge axiale implique que les efforts de compression induits au pilier par cette charge sont négligés. Or, ces efforts de compression ont un impact sur le comportement flexionnel de la section. Les barres longitudinales du pilier sont alors moins susceptibles de flamber puisque les efforts de compression auxquels elles sont soumises sont moins grands.

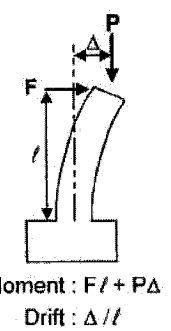


Figure 2.30 – Schéma du chargement réel d'un pilier de pont (Saatcioglu et Baingo, 1999)

2.8.2 Montages utilisant un chargement unidirectionnel et une charge axiale

Il est possible de tenir compte des effets de la charge axiale sur les piliers de pont en appliquant une charge verticale lors des essais expérimentaux. Ceci correspond au montage unidirectionnel avec application d'une charge axiale. C'est ce type de montage qui a été le plus fréquemment utilisé afin d'évaluer les techniques de renforcements sismiques présentées à la section 2.6. Il sert à appliquer des charges aux spécimens simultanément dans deux directions différentes. En effet, une charge axiale, généralement gardée constante tout au long de l'essai, est appliquée verticalement aux piliers pendant que les vérins installés horizontalement imposent un chargement cyclique à ces derniers. Cette charge axiale est généralement exprimée en fonction de la résistance en compression de la section. Sun et al. (1993) proposent que la charge axiale ne dépasse pas $0.15f_c'A_c$ puisque cette valeur correspond à la charge axiale maximale qu'on peut s'attendre à retrouver sur un pilier de pont selon eux. Or, puisqu'une augmentation de cette charge axiale a comme effet de diminuer la ductilité des piliers, il est sécuritaire d'utiliser la valeur de la charge axiale correspondant à la borne supérieure.

Sun et al. (1993) se sont servis d'un chargement unidirectionnel avec charge axiale pour évaluer l'efficacité du renforcement d'une section rectangulaire à l'aide d'une chemise ovale en acier. Une échelle de 40% par rapport à la réalité a été utilisée pour la conception de ces spécimens. Les sections rectangulaires étaient donc de 489 mm par 730 mm et la hauteur des spécimens, entre le centre d'application de la charge et le dessus de la semelle, était de 3658 mm. La charge axiale a été appliquée par l'entremise de deux barres d'acier à haute résistance de 51 mm de diamètre. Chacune de ces barres a été précontrainte à 890 kN par un vérin situé sous la dalle d'essai. Ces forces ont été transmises aux colonnes par l'entremise d'une poutre d'acier fixée sur le dessus des piliers. Il fallait s'assurer que des trous suffisamment grands dans la semelle et dans la dalle du laboratoire permettaient aux barres servant à appliquer la charge axiale de se

déplacer librement. Le schéma de la figure 2.31 présente le montage expérimental utilisé pour les essais de Sun et al. (1993).

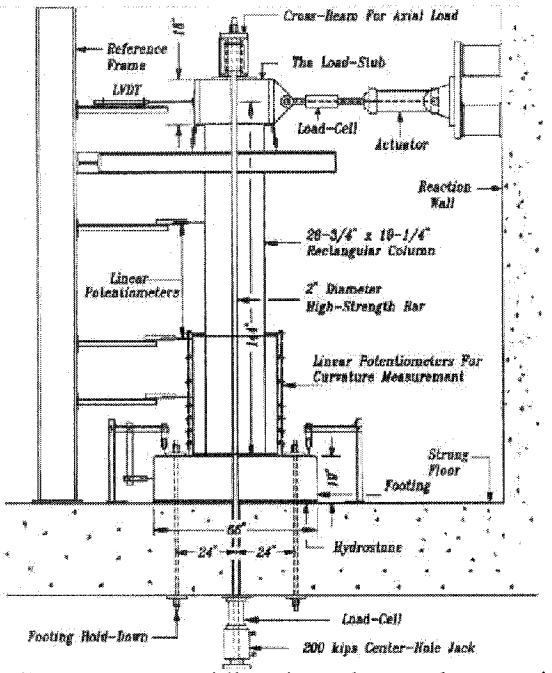


Figure 2.31 – Schéma d'un montage unidirectionnel avec charge axiale (Sun et al., 1993)

Une fois le montage expérimental installé, la charge axiale a été appliquée au spécimen. Afin de représenter la réalité, cette charge devait demeurer constante tout au long de l'essai. Toutefois, puisque la position de l'axe neutre de la section est variable, elle ne correspond pas toujours avec l'axe central de la colonne. Ceci entraîne l'ouverture des fissures et donc l'allongement du spécimen vis-à-vis les barres tendues. Il en résulte une augmentation de la tension présente dans celles-ci. À titre d'exemple, la charge axiale a variée entre 1250 kN et 2000 kN pour un des spécimens testé par Sun et al. (1993). Rappelons que la valeur cible appliquée au début de l'essai était de 1780 kN. Un autre défaut de cette méthode d'application de la charge axiale est que la charge n'est pas toujours appliquée verticalement à cause des déplacements latéraux auxquels les spécimens sont soumis. Ces déplacements ont comme conséquences de créer une force horizontale de résistance au chargement latéral en plus d'appliquer une charge axiale dans une direction qui n'est pas parfaitement verticale. Ces inconvénients ont été négligés par Sun et al. (1993) puisque leurs effets étaient mineurs. En effet, la résistance

apportée par les barres servant à appliquer la charge axiale était moins de 0,2% de la charge latérale. Un schéma montrant l'application de la charge axiale est donné à la figure 2.32. Ce schéma montre que la tension (P) dans la barre est décomposable en une composante horizontale (P_h) et en une composante verticale (P_v) lorsqu'un spécimen est soumis à un certain déplacement latéral. L'étude de Sun et al. (1993) montre que l'application de la charge axiale n'est pas aisée. Pour le montage utilisé lors de cette expérimentation, la valeur de la force verticale varie au cours de l'essai. De plus, la charge axiale appliquée au spécimen n'est pas toujours verticale. Ces défauts nous éloignent donc de la réalité à laquelle les piliers de pont sont soumis lors d'un tremblement de terre.

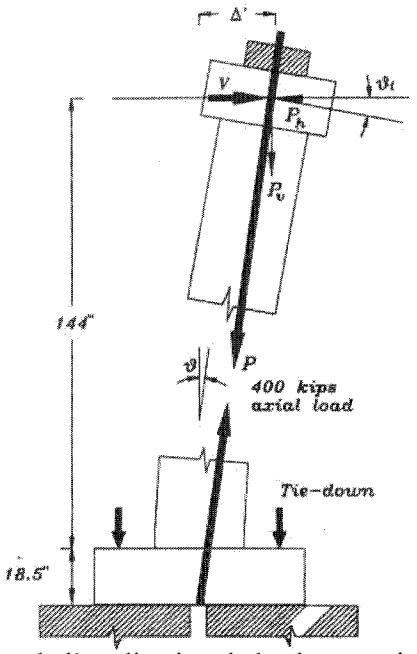


Figure 2.32 – Schéma de l'application de la charge axiale (Sun et al., 1993)

Seible et al. (1994) ont également utilisé un chargement unidirectionnel avec charge axiale lors de leur étude. Les piliers testés à l'aide de ce montage avaient comme caractéristiques d'être à échelle réelle. Ils avaient une hauteur de 7620 mm sans compter les semelles de 1830 mm d'épaisseur. La charge horizontale a été appliquée par l'entremise de deux vérins dans une seule direction. Quant à la charge axiale, elle a été appliquée à l'aide de quatre barres d'acier à haute résistance. Ces barres étaient fixées

sur deux poutres localisées sur le dessus des spécimens. Ces poutres pouvaient pivoter sur elles-mêmes et les vérins, servant à appliquer la tension dans les barres, leurs étaient solidaires. La charge totale appliquée par ce mécanisme est de 2669 kN, soit environ $0.05f_c'A_c$. Le schéma du montage utilisé par Seible et al. (1994) est montré à la figure 2.33.

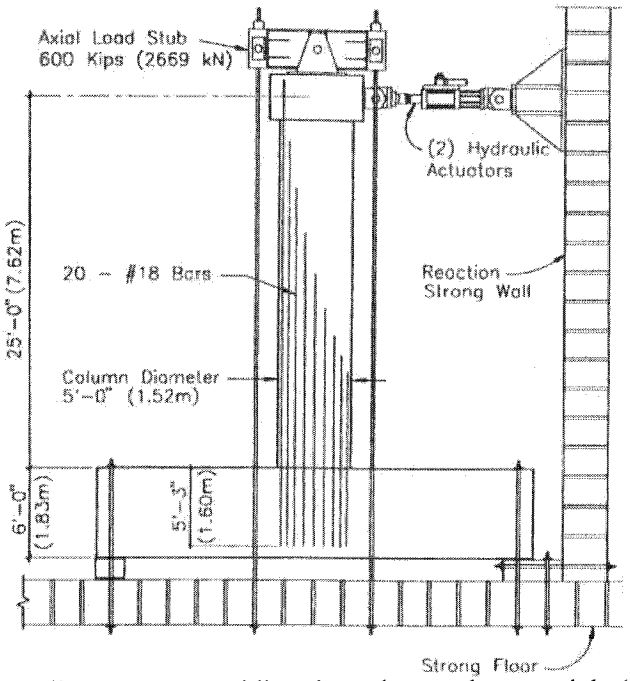


Figure 2.33 – Schéma d'un montage unidirectionnel avec charge axiale (Seible et al., 1994)

Pour un des essais réalisé à l'aide de ce montage, l'acquisition de la charge axiale montre qu'elle varie entre 2580 et 2847 kN. Ceci correspond à une variation maximale de ± 7% par rapport à la valeur visée de 2669 kN. Cette variation est plus faible que celle de ± 30% obtenue à l'aide du montage de Sun et al. (1993). Cette amélioration de comportement est probablement due à la rotation possible des poutres permettant d'appliquer les forces axiales. Le problème de la résistance horizontale apportée par les barres tendues n'est toutefois pas réglé à l'aide de cette méthode. Ce défaut semble toutefois être difficilement évitable pour ce type de montage. Rappelons toutefois qu'il a été démontré, pour les essais de Sun et al. (1993), que ce phénomène a peu d'influence sur les essais réalisés. La figure 2.34 montre deux images d'un essai réalisé à l'aide du

montage expérimental développé par Seible et al. en 1994. Ces images nous permettent de constater que des trous sont percés dans la semelle afin de permettre aux barres verticales de se déplacer librement.

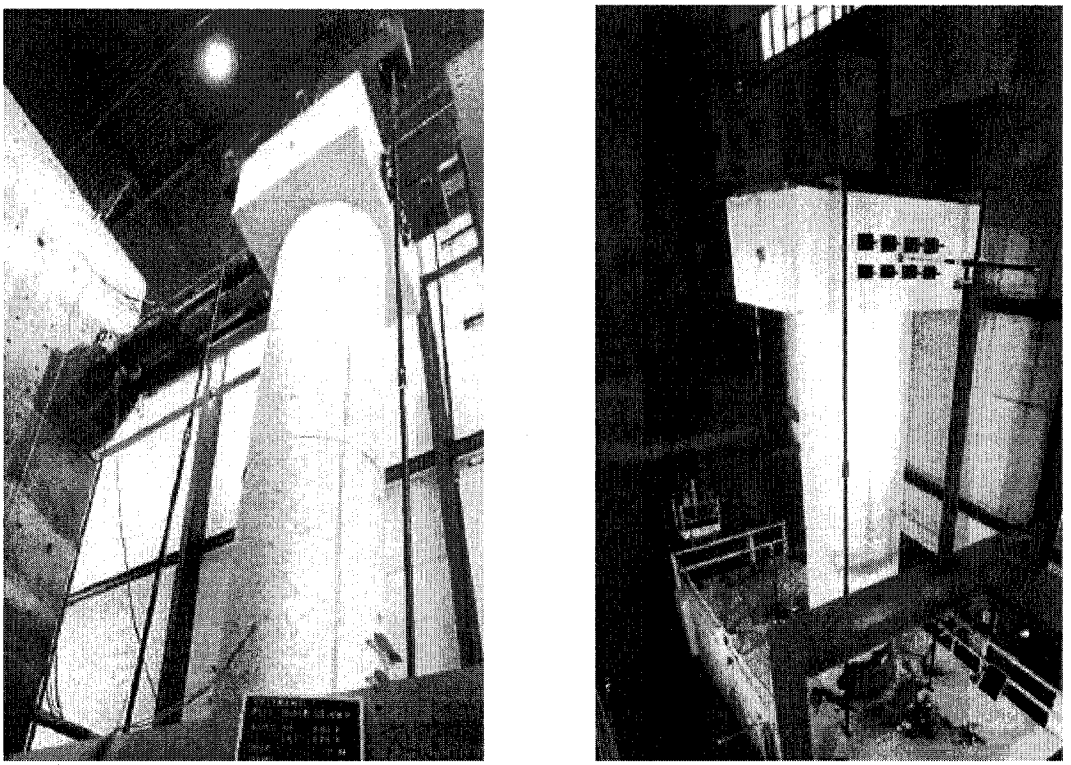


Figure 2.34 – Images d'un montage unidirectionnel avec charge axiale (Seible et al., 1994)

D'autres montages, similaires aux deux derniers, ont été utilisés dans le passé. Chang (2002) a notamment utilisé un montage consistant à appliquer une charge horizontale et verticale aux spécimens. Ce montage, comme celui de Sun, consistait à appliquer la charge axiale par l'entremise de deux barres et d'une poutre d'acier au sommet des spécimens. Les piliers avaient une hauteur de 3250 mm. Le montage expérimental utilisé par Chang est présenté à la figure 2.35.

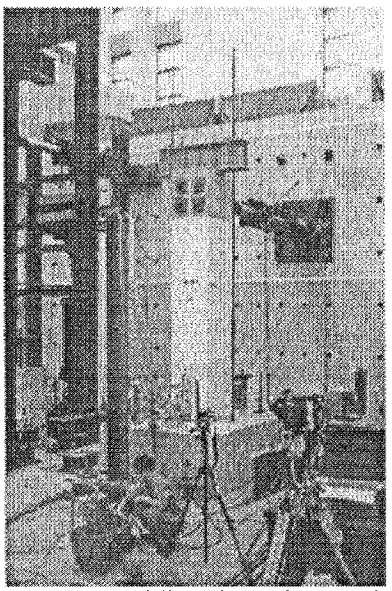


Figure 2.35 – Image d'un montage unidirectionnel avec charge axiale (Chang, 2002)

Li et Haroun ont également utilisé des montages semblables à ceux de Chang et Sun pour évaluer les techniques de renforcement qu'ils ont développées. Wu et al. (2008) ont, pour leur part, utilisé un cadre rigide afin d'appliquer la charge axiale. Un vérin de 500 kN a été utilisé à cette fin. La charge appliquée correspondait à $0.275f_c'A_c$, soit 440 kN. Tout comme pour les autres montages de ce type, la charge axiale était gardée constante lors de l'essai pendant qu'un chargement cyclique était imposé latéralement aux spécimens. Ce montage est présenté à la figure 2.36.

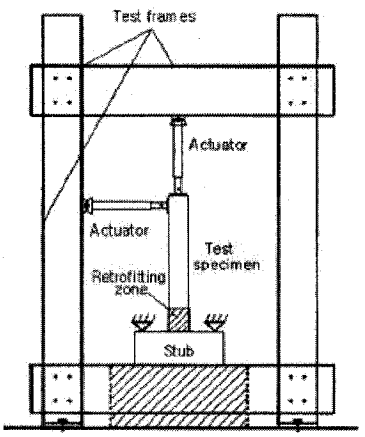


Figure 2.36 – Image d'un montage unidirectionnel avec charge axiale (Wu et al., 2008)

L'utilisation d'un vérin pour appliquer la charge axiale peut être jugée avantageuse puisque le contrôle de ces vérins en force permet de mieux limiter la variation de la valeur de la charge appliquée et la garder sensiblement constante tout au long de l'essai. Cette méthode ne permet cependant pas de régler le problème d'apport d'une force supplémentaire horizontale aux spécimens puisque ces vérins sont fixés au sommet des piliers. Le sens de cette force horizontale est toutefois inversé. Dans ce cas-ci, elle a comme effet d'augmenter les charges latérales appliquées aux piliers. Une autre faiblesse de cette méthode est que la hauteur du cadre servant à l'application de la force verticale doit être supérieure aux spécimens testés. Ceci a comme conséquence de limiter la hauteur que peut avoir ces spécimens. De plus, l'installation d'un cadre d'acier est coûteuse en temps et en argent.

Une autre variante d'application de la charge axiale par rapport aux montages de Sun et Chang est de fixer les barres servant à l'application de cette charge sur le dessus de la semelle de fondation. Cette connexion peut être rotulée. Elle vise à éviter le perçage de trous à travers la semelle. Cependant, cette variante a comme effet de diminuer la longueur des barres tendues puisque l'épaisseur de la semelle n'est plus considérée. Ceci entraîne une augmentation de l'influence de la composante horizontale de la charge axiale puisque le rapport entre le déplacement latéral et la longueur des barres verticales est plus grand. Cette technique a été utilisée par Harries et al. (2006) ainsi que par Brena et Schlick (2007) tel que montré respectivement aux figures 2.37 et 2.38.

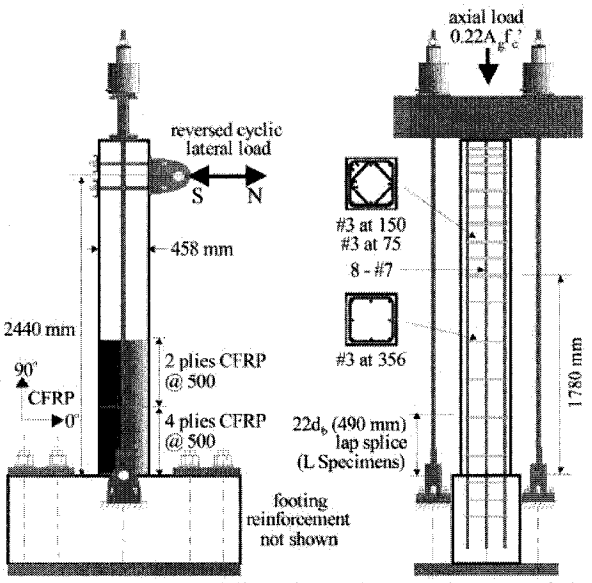


Figure 2.37 – Schéma d'un montage unidirectionnel avec charge axiale (Harries et al., 2006)

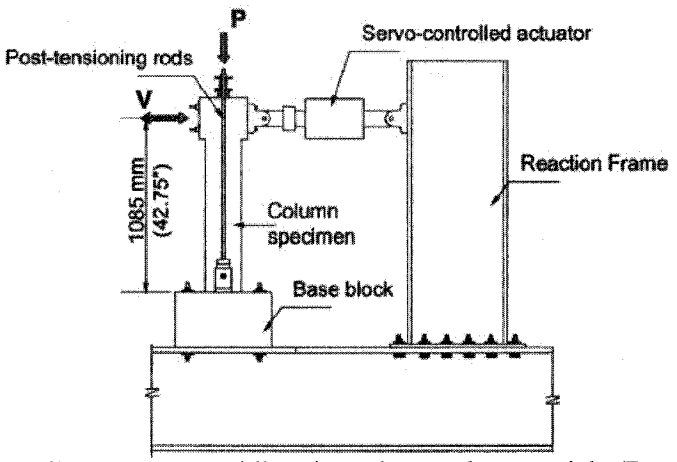


Figure 2.38 – Schéma d'un montage unidirectionnel avec charge axiale (Brena et Schlick, 2007)

Les montages présentés dans cette section illustrent que l'application des charges axiales comporte certaines faiblesses. Toutefois, ces défauts peuvent être considérés ou négligés dépendamment de leur importance. Pour ce qui est de la variation de la charge axiale, il faut toutefois noter que celle d'un vrai pilier de pont fluctue également puisque les charges vives qui y sont appliquées ne sont pas constantes. Les montages prouvent cependant que la réalité est difficilement représentable en laboratoire bien que les modèles utilisés soient réalistes, à quelques détails près.

2.8.3 Montages utilisant un chargement multidirectionnel

Un autre type de montage sert à appliquer des chargements horizontaux dans deux directions orthogonales aux spécimens tout en leur imposant une charge axiale. Ce type de montage sert surtout à évaluer l'effet qu'un chargement bidirectionnel a sur le comportement sismique de piliers de ponts en béton armé. Les montages utilisant des chargements horizontaux bidirectionnels sont utilisés beaucoup moins souvent que ceux présentés à la section précédente et ils servent généralement à tester des spécimens à plus petite échelle que ceux de la section 2.8.2.

Les montages expérimentaux utilisant un chargement horizontal selon une seule direction ont comme défaut de ne pas tenir compte des effets multidirectionnels d'un séisme. Les codes sismiques modernes considèrent que les tremblements de terre agissent simultanément dans deux directions orthogonales. Le code canadien suggère de combiner la totalité des efforts obtenus dans une direction à 30% des efforts obtenus dans l'autre direction. Cette combinaison est bien plus critique que le chargement unidirectionnel. En effet, l'application d'une charge dans une direction diminue la résistance de la structure dans l'autre direction. La résistance d'une colonne soumise à ce patron de chargement diminue donc plus rapidement.

En procédant à une revue des montages expérimentaux multidirectionnels, on constate que peu d'informations sont disponibles à ce sujet. Peu d'essais ont en effet été réalisés à partir de ce type de chargement. Toutefois, l'étude de Bousias et al. (1995) avait comme objectif d'évaluer l'effet des patrons de chargement bidirectionnel sur le comportement flexionnel des piliers de pont. Les spécimens de cette étude étaient carrés et avaient des côtés de 250 mm. Leur hauteur était de 1500 mm en plus de la semelle de 500 mm d'épaisseur. Des vérins de 150 kN ont servi à appliquer des charges orthogonales et horizontales à ces spécimens. Ils étaient fixés à des cadres rigides d'acier. Quant à la charge axiale, elle était appliquée au sommet des spécimens par

l'entremise d'un vérin ayant une capacité de 600 kN localisé dans une chambre d'acier conçue à cet effet. Un schéma du chargement bidirectionnel utilisé est présenté à la figure 2.39. L'étude de Qiu et al. (2002) porte également sur l'effet de la flexion biaxiale sur le comportement sismique des piliers de pont. Le montage expérimetal utilisé est comparable à celui de Bousias et al. (1995). Les vérins horizontaux avaient toutefois une capacité de 250 kN tandis que la force verticale appliquée était de 350 kN. De plus, les spécimens carrés à l'essai dans cette recherche avaient des côtés de 700 mm et une hauteur totale de 1200 mm (incluant la semelle de 300 mm). La figure 2.40 présente une image de ce montage expérimental.

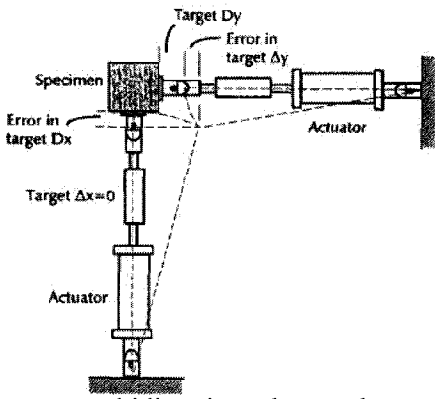


Figure 2.39 – Schéma d'un montage bidirectionnel avec charge axiale (Bousias et al., 1995)

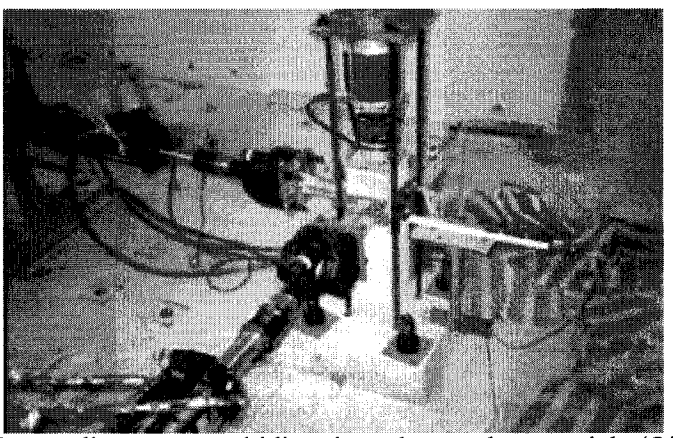


Figure 2.40 – Image d'un montage bidirectionnel avec charge axiale (Qiu et al., 2002)

CHAPITRE 3

Développement du montage expérimental

Ce chapitre vise à développer un montage expérimental servant à tester des piliers de ponts à grande échelle dans le laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal. Il doit permettre de soumettre des spécimens à des chargements cycliques horizontaux simultanément dans deux directions. De plus, l'imposition de charges axiales doit être possible à l'aide de ce montage. Il doit également être adaptable aux sections rectangulaires, carrées et circulaires qui pourraient être testées dans le futur. Ce chapitre commence par donner une description générale du montage développé. Ensuite, la méthode de conception des semelles est présentée. Finalement, la dernière partie du chapitre consiste à décrire le dispositif d'application des charges axiales.

3.1 Description générale du montage expérimental

Tout d'abord, comme pour la majorité des essais présentés au chapitre précédent, la construction d'une semelle de fondation est recommandée pour chaque spécimen. Cette semelle sert à ancrer le spécimen à la dalle d'essai en plus de représenter le joint entre le pilier et la fondation présent dans la réalité. Pour les spécimens circulaires, il est suggéré de construire une section carrée ou rectangulaire à leur sommet afin de permettre l'application des charges latérales lors des essais. Toutefois, pour les piliers carrées et rectangulaires, les charges horizontales peuvent être directement appliquées au sommet des spécimens.

Un mur de réaction en forme de L est disponible au laboratoire afin d'appliquer un chargement bidirectionnel aux spécimens. Ce mur de réaction a une hauteur de dix mètres et chacun de ses côtés a une longueur de douze mètres. Des trous espacés à 500 mm dans chacune des directions permettent de fixer les vérins à ce mur. La dalle du

laboratoire dispose également de trous espacés à 500 mm. Ces trous sont alignés avec ceux du mur de réaction. Il faut cependant noter que l'espacement de ces trous n'est pas toujours de 500 mm puisque plusieurs rangées sont manquantes due à la présence des murs de la dalle d'essai.

Des barres en acier à haute résistance de type Diwidag sont utilisées au laboratoire afin de fixer les vérins aux murs de réaction et aux spécimens. Ces barres sont également utilisées pour fixer les semelles à la dalle du laboratoire. Des barres de 36 et de 46 mm de diamètre nominal sont disponibles. Les barres de 36 mm de diamètre ont des longueurs de 1.83 m, 2.74 m et 3.66 m comparativement aux barres de 46 mm de diamètre qui sont uniquement disponibles pour une longueur de 1.83 m. Une tension initiale est généralement appliquée à ces barres afin d'appliquer une précontrainte pour éviter que les vérins ne se séparent du mur de réaction ou des spécimens ou même pour empêcher les semelles de se soulever de la dalle d'essai. Cependant, afin qu'elles soient réutilisables, une tension maximale correspondant à 40% de la charge ultime peut être appliquée à chacune de ces barres. Le tableau 3.1 présente les forces de traction maximales qu'il est possible d'appliquer aux barres selon ce critère. Advenant le cas où de plus grandes forces de précontrainte seraient requises, il serait possible d'appliquer une charge maximale correspondant à 70% de la charge ultime dans chacune des barres. Dans ce cas, les barres ne pourront cependant pas être réutilisées afin d'éviter une rupture fragile.

Tableau 3.1 – Forces de traction maximales selon le type de barre Diwidag

Diamètre nominal (mm)	Contrainte à l'ultime f_{pu} (MPa)	Aire section transversale A_p (mm^2)	Force de précontrainte maximale $0.4f_{pu}A_p$ (kN)
36	1030	1018	419
46	1030	1690	696

Des plaques de transfert sont boulonnées à chaque extrémité des vérins afin de les attacher aux murs de réaction et aux spécimens. Ces plaques carrées ont des côtés de 662 mm et ont une épaisseur de 51 mm. Des trous espacés à 500 mm, sur ces plaques,

permettent d'ancrer les vérins au mur de réaction à l'aide de barres Diwidag. Pour les attacher aux spécimens, il est recommandé de noyer des gaines rigides dans les piliers. Il est alors possible de passer les barres Diwidag à travers ces gaines. Une autre plaque de transfert est généralement requise de l'autre côté des piliers. Les figures 3.1 et 3.2 montrent un exemple de l'attache d'un vérin à un pilier rectangulaire. Sur ces figures, les barres Diwidag sont disposées sur une même ligne horizontale. Cette configuration est privilégiée puisqu'en disposant ces barres verticalement, celles-ci peuvent accoter sur le vérin à partir d'un certain déplacement, limitant ainsi le déplacement qu'il est possible d'imposer au spécimen. Toutefois, pour de petits déplacements, il est possible de disposer les barres selon un axe vertical. Ainsi, pour un chargement bidirectionnel, il est recommandé d'installer les barres horizontalement dans la direction pour laquelle les déplacements anticipés sont plus grands et de les disposer verticalement dans l'autre direction. Ceci permet d'éviter le croisement des barres dans le pilier en plus d'éviter l'accotement des vérins sur les barres.

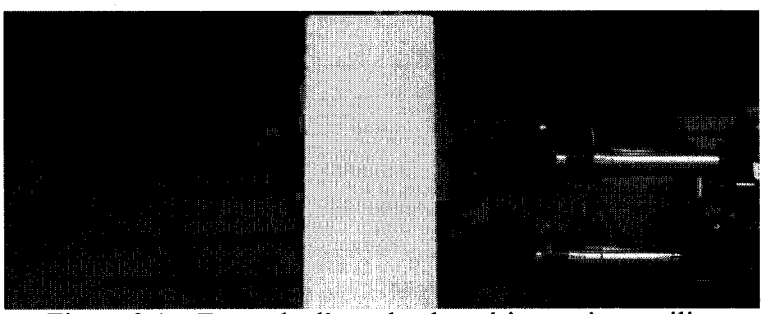


Figure 3.1 – Exemple d'attache des vérins après un pilier



Figure 3.2 – Exemple d'attache des vérins après un pilier

Le laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal dispose de plusieurs vérins. Le choix du type de vérin est fait en considérant la charge à appliquer lors des essais, la vitesse de chargement requise (chargement statique ou dynamique) et le déplacement à imposer au spécimen. Le tableau 3.2 dresse une liste des vérins du laboratoire en fonction de la charge maximale qu'ils peuvent développer. Ce tableau donne les principales caractéristiques de ces vérins, à savoir leur longueur moyenne, leur course totale et leur capacité hydraulique. Il est à noter que les vérins de 240 et de 445 kN en traction ne peuvent être utilisés pour appliquer un chargement dynamique. De plus, les capacités hydrauliques du vérin de 1500 kN et des vérins de 1000 kN (modèle 1) sont plus grandes que celles du vérin de 100 kN et des vérins de 1000 kN (modèle 2). Ceci signifie que ces vérins sont plus efficaces pour appliquer des chargements dynamiques. Il faut également noter que lorsqu'une grande course est requise, il est recommandé d'utiliser les vérins de 1000 kN (modèle 1) ou les vérins de 445 kN en tension qui possèdent des courses totales de 750 mm.

Tableau 3.2 – Caractéristiques des vérins disponibles au laboratoire

Quantité	Force maximale (kN)	Longueur à la mi-course (mm)[1]	Course statique totale (mm)	Course dynamique totale (mm)	Capacité hydraulique (litres/min)
1	100	1692	250	250	227
2	240T / 365C	1560	500	-	57
2	445T / 649C	2754	750	-	57
2	1000 (Modèle 1)	4260	800	750	1514
2	1000 (Modèle 2)	3277	515	500	681
1	1500	2108	300	300	1514

1 : Ces longueurs incluent les rotules à chaque extrémité des vérins

Afin de bénéficier de la plus grande course possible lors des essais, il est souhaitable que les vérins soient sortis à la moitié de leur course avant que ne débute le chargement. Pour ce faire, des cales servant à espacer les vérins du mur de réaction sont couramment utilisées. Jusqu'à présent, des cales composées de deux HSS d'acier soudés à des plaques ont été fabriquées pour les essais. Un autre moyen qui permet de débuter les essais à la mi-course des vérins est l'utilisation d'une surépaisseur ou d'un

amincissement du spécimen à l'endroit de l'application des charges. Pour cette solution, il faut cependant porter une attention particulière au dimensionnement de la zone d'application des charges afin d'y éviter une rupture locale. De plus, l'utilisation de cette technique implique la construction de coffrages spéciaux. La figure 3.3 montre un exemple de l'installation d'un vérin après le mur de réaction. Dans ce cas, la longueur entre le mur de réaction et la face du pilier est de 3700 mm. Les vérins utilisés ont une capacité de 1000 kN (modèle 2). Or, puisque leur longueur moyenne est de 3277 mm (3379 mm en considérant les deux plaques de transfert), il faut utiliser une cale d'une longueur de 321 mm afin de disposer de la plus grande course possible. La figure 3.3 nous permet également de remarquer que deux barres Diwidag, installées selon un axe vertical, sont utilisées pour fixer le vérin au mur de réaction. Une tension initiale est appliquée à chacune de ces barres afin d'éviter que le vérin ne décolle du mur de réaction lors de l'essai. La force totale appliquée à ces barres doit être plus grande que la force maximale que le vérin va imposer au spécimen lors du chargement. Cette force est de 300 kN dans chacune des barres, soit 600 kN par vérin. Cette valeur est supérieure à la charge maximale de 200 kN que chaque vérin impose à l'ultime. La cale doit être dimensionnée pour résister à ces forces de compression. De plus, la traction appliquée aux barres servant à fixer le vérin au pilier est la même que celle utilisée pour attacher les vérins au mur de réaction. Il faut également noter qu'un dispositif est requis afin de soutenir le corps du vérin lors de son installation. Les chaînes de ce dispositif sont relâchées avant le début de l'essai afin de ne pas restreindre le déplacement du vérin.

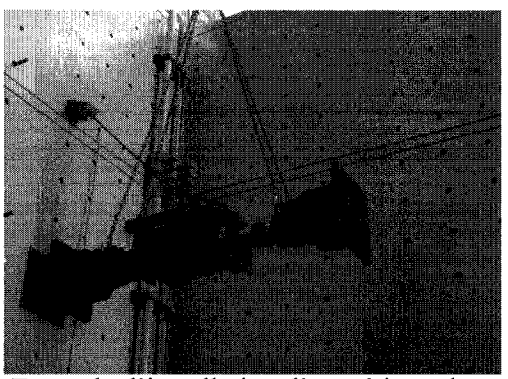


Figure 3.3 – Exemple d'installation d'un vérin et de sa cale d'acier

3.2 Conception des semelles

Cette section est consacrée à la conception des semelles utilisées pour les montages expérimentaux. Tout d'abord, le calcul des contraintes agissant à l'interface semelle-dalle est montré. Ensuite, le calcul des forces servant à fixer les semelles à la dalle du laboratoire est présenté. Finalement, la méthode de conception utilisée pour le calcul de l'armature des semelles est détaillée.

3.2.1 Détermination des dimensions de la semelle

Tel que mentionné précédemment, les semelles des spécimens sont ancrées à la dalle du laboratoire à l'aide de barres Diwidag présentées au tableau 3.1. Pour ce faire, des gaines rigides sont coulées dans les semelles. Le choix des dimensions des semelles ainsi que le choix du nombre de barres à utiliser est fait dans le but d'éviter le soulèvement des semelles de la dalle du laboratoire dans la mesure du possible. Cependant, il faut également considérer l'espace disponible au laboratoire afin de choisir les dimensions des semelles ainsi que le nombre de barres utilisées pour fixer les spécimens à la dalle d'essai. En effet, la figure 3.4 montre la position qui a été utilisée pour un essai dans le passé. Cette position a été choisie en considérant l'espace disponible au laboratoire. Cette figure montre qu'il est possible d'utiliser huit barres Diwidag pour les dimensions de la semelle considérées. Il est à noter que les trous de cette figure marqués d'un «x» ne peuvent être utilisés pour ancrer les spécimens.

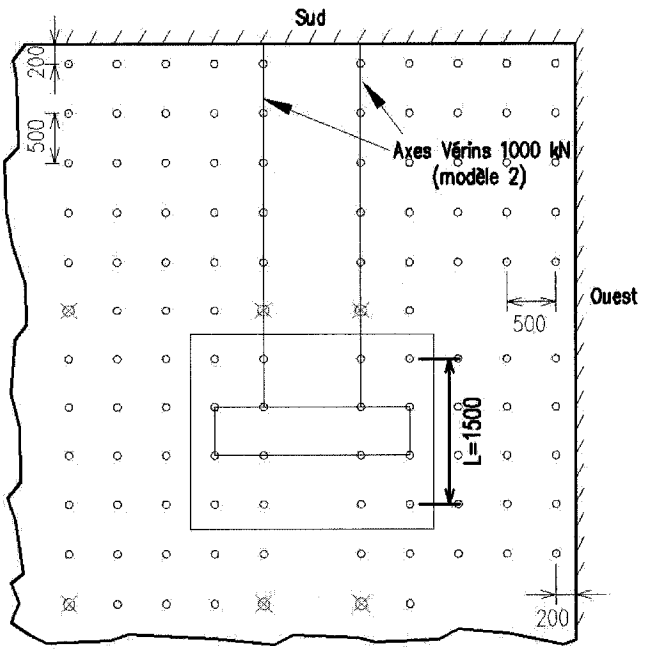


Figure 3.4 – Emplacement d'un spécimen testé dans le passé

Afin d'éviter le décollement des semelles de la dalle, il faut calculer la pression qui s'exerce à l'interface entre les semelles et la dalle du laboratoire. Ce calcul s'effectue à partir des charges appliquées sur le pilier en plus du nombre de barres Diwidag utilisées. Le cas général en trois dimensions est montré à la figure 3.5. Les formules 3-1 à 3-3 s'appliquent à cette situation. La formule 3-1 permet de calculer la pression due aux charges sur la semelle tandis que la formule 3-2 permet de calculer la pression due à la tension imposée aux barres Diwidag en supposant que la pression est uniforme sur toute la semelle. Afin d'éviter le décollement de la semelle, la somme de σ_f et de σ_r doit être négative.

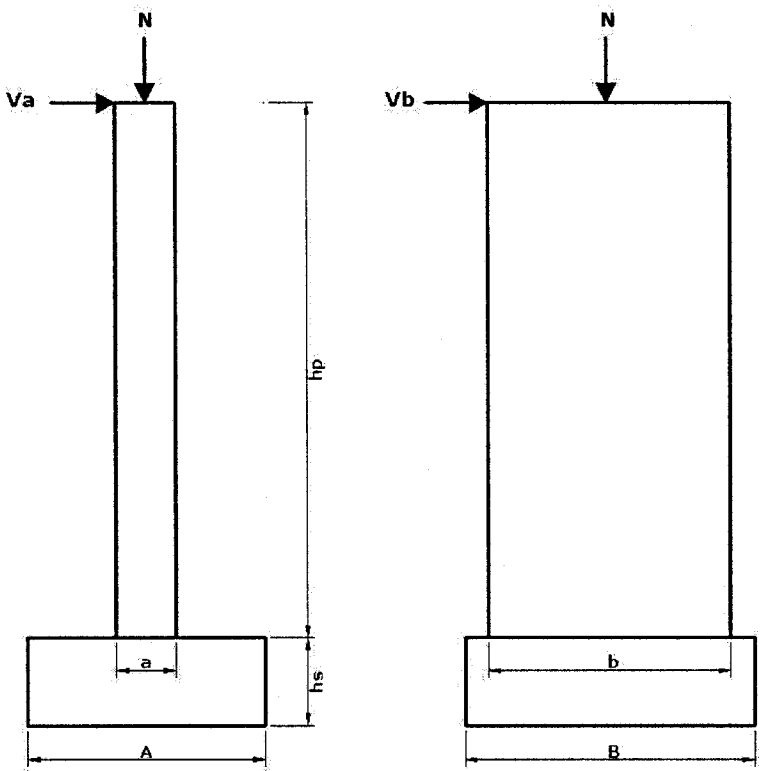


Figure 3.5 – Propriétés des spécimens pour le calcul du soulèvement de la semelle

$$\sigma_f = -\frac{N}{AB} + \frac{6V_a\left(h_p + h_s\right)}{BA^2} + \frac{6V_b\left(h_p + h_s\right)}{AB^2} \tag{3-1}$$

$$\sigma_r = -\frac{nP}{AB} \tag{3-2}$$

$$\sigma_f + \sigma_r \leq 0 \tag{3-3}$$

Par exemple, pour nos essais, la charge axiale (N) est nulle et la charge qui est imposée au pilier dans la direction principale (V_a) est de 426 kN en considérant le moment probable. Pour une semelle de 2 mètres par 2.5 mètres par 0.75 mètre de hauteur, on a :

$$\sigma_f = \frac{6\times 426\times\left(4.17+0.75\right)}{2.5\times 2^2}$$

$$\sigma_f = 1.26MPa$$

En utilisant huit barres Diwidag de 36 mm présentées au tableau 3.1, on obtient :

$$\sigma_r = -\frac{8\times400}{2.5\times2}$$
$$\sigma_r = -0.64MPa$$

On constate alors que la somme de σ_f et de σ_r est positive. Il est donc impossible de garantir que la semelle ne se soulèvera pas lors de l'essai. Pour ce faire, il faudrait augmenter les dimensions de la semelle afin de pouvoir utiliser un plus grand nombre de barres Diwidag. Par exemple, en prenant A=3 mètres et en utilisant seize barres Diwidag, la semelle ne devrait pas décoller de la dalle. Cependant, une plus grande quantité de matériau serait requise pour cette situation sans compter que l'installation du spécimen serait plus longue.

3.2.2 Calcul des forces dans les barres d'ancrage

Une autre méthode qui peut être utilisée dans le cas où on est incapable d'empêcher le soulèvement de la semelle est d'empêcher son renversement même s'il est possible dans la réalité. C'est cette hypothèse qui a été utilisée pour le dimensionnement des semelles de notre projet. Pour cette hypothèse de calcul, on considère que le point de rotation est situé dans l'axe des barres. Ces forces sont représentées sur le schéma de la figure 3.6 en considérant uniquement un chargement unidirectionnel. Cette méthode de calcul permet d'éviter la variation de la tension dans les barres Diwidag et donc d'éviter les problèmes de fatigue que cela pourrait occasionner.

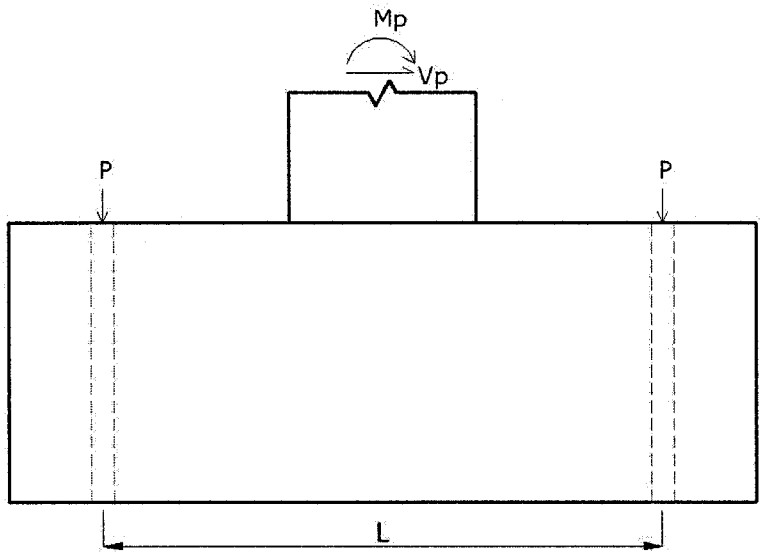
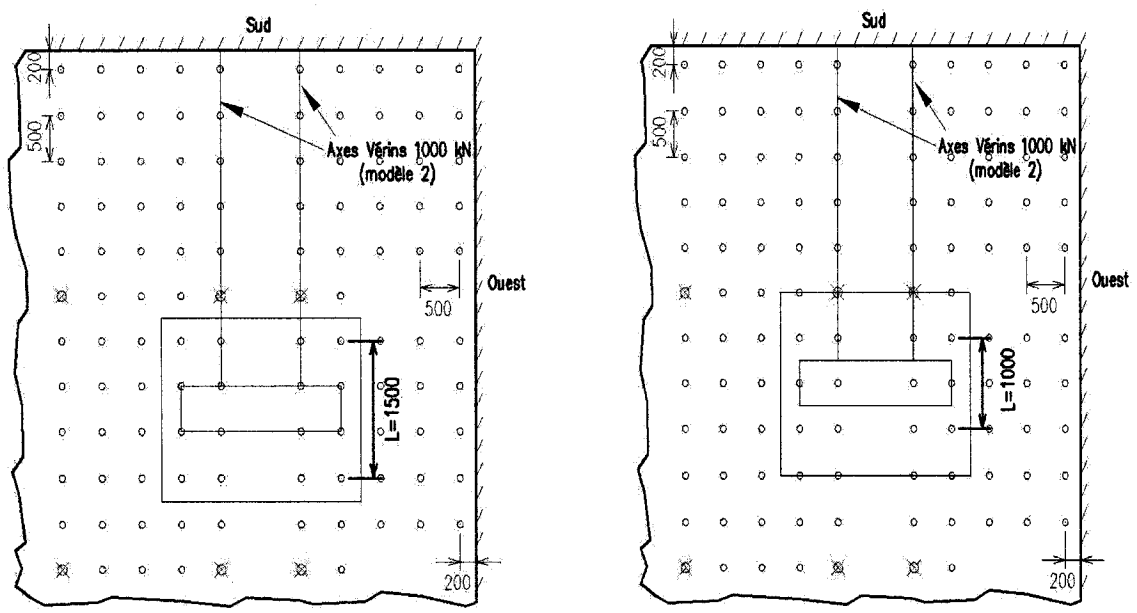


Figure 3.6 – Schéma des forces s'appliquant sur un spécimen

La force totale (P) qu'il faut appliquer de chaque côté du pilier pour le cas unidirectionnel est donnée par :

$$P \geq \frac{M_p \times (h_p + h_s)}{L \times (h_p)} \tag{3-4}$$

Dans l'équation précédente, M_p est le moment probable à l'interface pilier-semelle. Une des variables de l'équation 3-4 est la longueur entre les forces appliquées sur la semelle (L). Cette longueur varie en fonction de l'emplacement des spécimens lors des essais. La longueur entre les forces appliquées sur la semelle (L) est de 1500 mm pour l'emplacement choisi. Une autre alternative considérée a été de centrer le spécimen sur une rangée de trous de la dalle tel que montré à la figure 3.7b. Pour cette situation, L équivaut à 1000 mm.



a) Configuration utilisée b) Alternative considérée

Figure 3.7 – Emplacement d'un spécimen testé dans le passé

Tel que montré à la section 4.6.1, le moment probable (M_p) calculé pour ce pilier est de 1775 kN*m. De plus, il faut utiliser les barres Diwidag de 36 mm de diamètre puisque des longueurs supérieures à deux mètres sont requises. En utilisant quatre barres de chaque côté du spécimen, la distance entre l'application des forces de précontrainte doit donc être au moins de 1500 mm. En effet, pour L=1000 mm, la force à appliquer à chaque barre excède la force maximale donnée au tableau 3.1. C'est pourquoi, l'emplacement montré à la figure 3.7a est choisi. On obtient alors les résultats ci-dessous.

$$P \geq \frac{1775 \times (4.17 + 0.75)}{1.5 \times (4.17)} = 1396kN$$

$$P_{barre} = \frac{P}{4} = 349kN$$

Le résultat précédent montre qu'il faut appliquer une force d'au moins 349 kN à chacune des barres. En imposant une force de 400 kN, on a ainsi un facteur de sécurité par rapport à la valeur théorique calculée. Il est à noter que quatre emplacements différents

sont à évaluer pour chaque spécimen. Ces spécimens peuvent en effet être centrés entre deux rangées de trous ou placés vis-à-vis une rangée de trous dans chacune des directions orthogonales. Les emplacements à considérer sont montrés sur la figure 3.8. Les «X» de cette figure correspondent aux différents emplacements possibles du centre des spécimens.

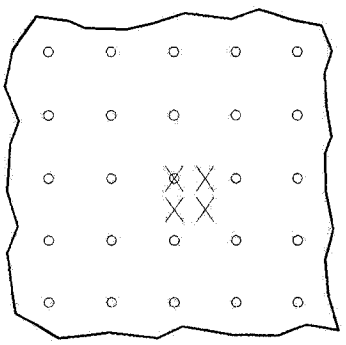


Figure 3.8 – Différents emplacements possibles des spécimens

3.2.3 Calcul des efforts dans les semelles

La conception de l'armature des semelles est faite à partir du moment résistant probable des piliers présenté à la section 4.6.1. La conception de la semelle du spécimen correspondant au pilier testé dans le cadre de ce projet est détaillée ici. Ce calcul s'applique également aux semelles des spécimens pouvant être construits dans le futur. Un schéma des efforts horizontaux dans le bas du pilier et dans la semelle est donné à la figure 3.9. Les efforts internes s'appliquant à la semelle sont, quant à eux, présentés à la figure 3.10. Sur cette figure, on suppose que la force P agissant vers le haut est vis-à-vis le tuyau de la semelle afin de simplifier les diagrammes des efforts. En utilisant cette simplification, les efforts maximaux (M_{vmax} et V_{vmax}) demeurent toutefois les mêmes.

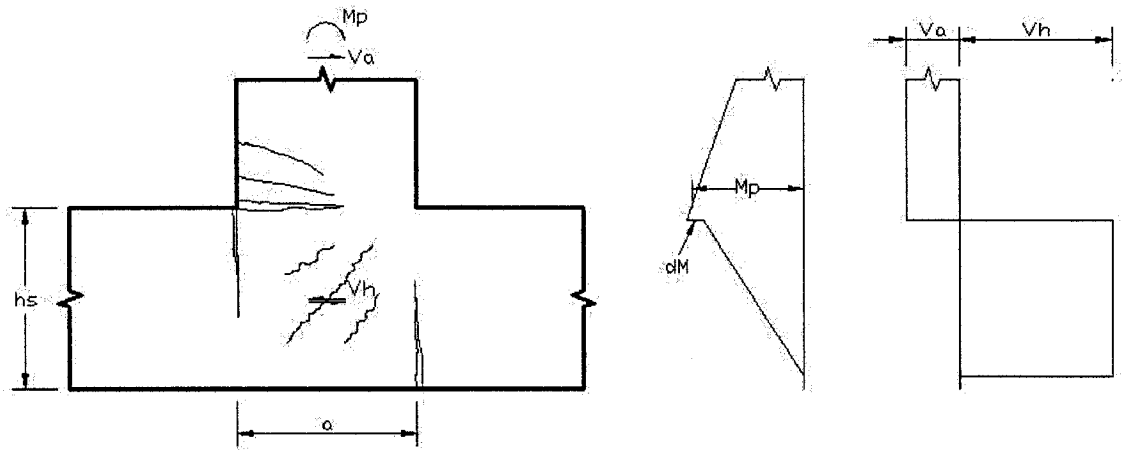


Figure 3.9 – Schéma des efforts horizontaux dans le bas du pilier et dans la semelle (adapté de Priestley)

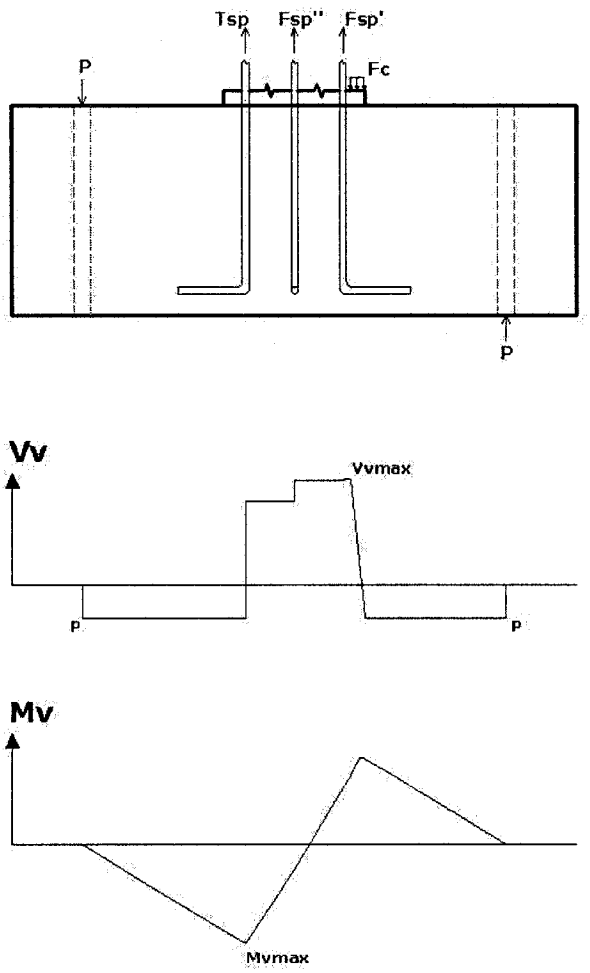


Figure 3.10 – Schéma des efforts internes dans la semelle

En négligeant dM de la figure 3.9 et en approximant la distance entre les rangs d'armatures horizontaux par la hauteur de la semelle, la force de cisaillement horizontale dans la semelle (V_h) est donnée par l'équation 3-5 selon Priestley. Le cisaillement vertical peut, quant à lui, être obtenu à partir de l'équilibre des forces montrées sur la figure 3.10.

$$V_h = \frac{M_p}{h_s} \tag{3-5}$$

Pour le spécimen considéré, les valeurs suivantes sont utilisées :

$M_p = 1775$	: Moment résistant probable du pilier (kN*m)
$h_s = 750$	: Hauteur de la semelle (mm)
$P = 1600$	: Force de précontrainte totale (kN)
$T_{sp} = 4173$	: Force de traction probable de l'armature principale (kN)
$F_{sp}^{"} = 696$	: Force de traction probable de l'armature intermédiaire (kN)
$F_{sp}^{'} = 51$	: Force de traction probable de l'armature de la face comprimée (kN)
$F_c = 4920$	: Force de compression totale à la base du pilier (kN)
$a = 67.58$	: Largeur équivalente du bloc de compression (mm)
$d = 422.5$	: Distance entre l'acier principal et la face comprimée (mm)
$d' = 77.5$	: Distance entre l'acier comprimé et la face comprimée (mm)
$d" = 250$	: Distance entre l'acier intermédiaire et la face comprimée (mm)
$a = 500$	: Épaisseur du pilier (mm)
$l = 500$	: Distance entre la face du pilier et la barre d'ancrage (mm)

À partir de l'équation 3-5, de l'équilibre des forces de la figure 3.10 et des valeurs ci-dessus, les résultats suivants sont obtenus :

$$M_{v\max} = P(l + a - d) \tag{3-6}$$
$$M_{v\max} = 924kN \times m$$

$$V_{v\max} = T_{sp} + F_{sp}^{"} + F_{sp}^{'} - P \tag{3-7}$$
$$V_{v\max} = 3320kN$$

$$V_h = 2367kN$$

3.2.4 Conception de l'armature des semelles

Les semelles sont conçues à partir des efforts maximaux calculés à la section précédente (M_{vmax}, V_{vmax} et V_h). La quantité d'armature requise pour reprendre les moments dans la direction principale est d'abord calculée. Il est à noter que la largeur de la semelle dans la direction principale est de 2500 mm et de 2000 mm dans la direction secondaire. Un simple calcul de dimensionnement en flexion est fait dans la direction principale. Les équations 3-8 et 3-9 sont utilisées pour ce calcul. Ces formules nous permettent de déterminer la quantité d'armature tendue (A_s) devant être utilisée dans la direction principale des semelles.

$$T_s = \frac{M_{v\max}}{d - a/2} \approx \frac{M_{v\max}}{0.9d} \tag{3-8}$$

$$A_s = \frac{T_s}{\phi_s f_y} \tag{3-9}$$

Pour le spécimen considéré, on a :

$M_{v\max} = 924$: Moment maximal dans la semelle (kN×m)
$d = 702.5$: Position de l'acier tendu par rapport à la fibre comprimée (mm)
$\phi_s = 0.85$: Facteur de pondération de l'acier selon la norme A23.3-04
$f_y = 400$: Limite élastique des barres d'armature (MPa)

En substituant ces valeurs dans les équations 3-8 et 3-9, on obtient les résultats suivants :

$$T_s = 1461(kN)$$
$$A_s = 4298(mm^2)$$

L'utilisation de huit barres 25M pour chaque lit d'armature dans la direction principale (A_s= 4000 mm^2) serait donc suffisante. Cependant, l'article 10.5.1 de la norme A23.3-4 doit également être respecté. Cet article stipule que le moment résistant d'une section fléchie doit être supérieur à la valeur minimale entre le moment de fissuration pondéré

de 20% et le moment auquel la section est soumise pondéré de 33% tel qu'illustré aux équations 3-10 et 3-11.

$$M_R \geq 1.2M_{cr} \tag{3-10}$$

$$M_R \geq 1.33M_f \tag{3-11}$$

Dans l'équation 3-10, le moment de fissuration de la section (M_{cr}) est donné par :

$$M_{cr} = \frac{f_r B h_s^2}{6} \tag{3-12}$$

Où, la résistance en traction du béton (f_r) est donnée par :

$$f_r = 0.6\lambda\sqrt{f_c'} \tag{3-13}$$

Pour la semelle à l'étude, on a :

$B = 2500$: Largeur de la semelle dans la direction principale (mm)
$h_s = 750$: Hauteur de la semelle (mm)
$\lambda = 1$: Facteur tenant compte de la densité du béton
$f_c' = 40$: Résistance du béton en compression (MPa)
$y_t = 375$: Distance entre la fibre tendue et le centre de gravité de la section (mm)

En utilisant les valeurs précédentes, il est possible de reprendre les équations 3-8 et 3-9 à partir des restrictions des équations 3-10 et 3-11. On obtient alors :

$$f_r \approx 4MPa$$
$$M_{cr} = 938kN \times m$$
$$M_r \geq 1126kN \times m$$
$$M_r \geq 1229kN \times m$$
$$T_s = 1781kN$$
$$A_s = 5238mm^2$$

Le calcul précédent montre que le moment de fissuration gouverne. Il est choisi d'utiliser seize barres 25M pour chacun des rangs dans la direction principale. En choisissant ce nombre de barres, A_s équivaut à 8000 mm^2 ce qui assure un facteur de sécurité par rapport à la valeur obtenue précédemment. Il a été choisi d'utiliser davantage de barres que le nombre requis puisque plusieurs cycles de chargement seront

imposés aux spécimens. De plus, le moment probable calculé correspond à une valeur théorique qui peut être dépassée dans la réalité.

Le calcul de l'armature de flexion dans la direction secondaire consiste à vérifier que la quantité d'armatures est plus grande que l'armature minimale requise calculée à l'aide de l'équation 3-14. Un schéma des forces dans la direction secondaire est montré à la figure 3.11.

$$A_{\min} = 0.002A_g \tag{3-14}$$

L'aire brute de la section dans la direction secondaire (A_g) est donnée par :

$$A_g = Ah_s \tag{3-15}$$

Où :

$A = 2000$: Largeur de la semelle dans la direction secondaire (mm)
$h_s = 750$: Hauteur de la semelle (mm)

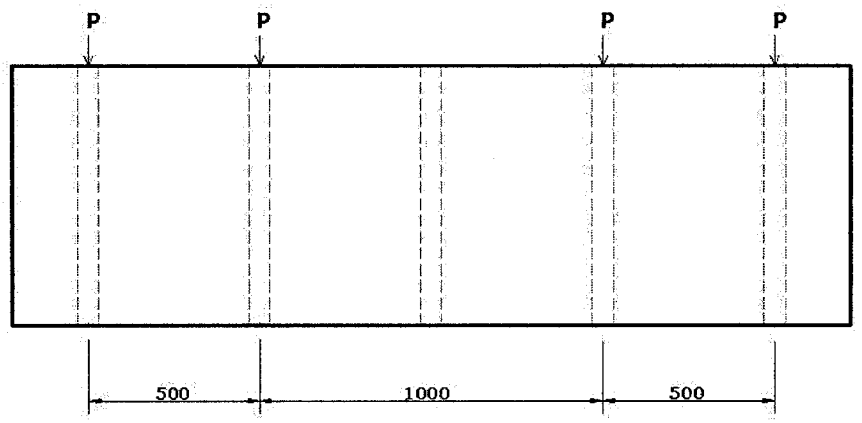


Figure 3.11 – Schéma des forces s'appliquant sur la semelle dans la direction secondaire

L'armature minimale ci-dessous est obtenue :

$$A_g = 1500000mm^2$$
$$A_{\min} = 3000mm^2$$

En divisant la valeur de l'armature minimale en deux rangs, on obtient A_s=1500 mm^2. Suite à ce résultat, il est choisi d'utiliser deux rangs de dix barres 15M dans la direction secondaire. Le détail de l'armature de cette semelle est présenté à la section 4.3.1. On

peut voir dans cette section que l'armature de flexion dans la direction principale est courbée à ses extrémités et chevauchée sur une certaine longueur. Le tableau 16 de l'annexe A de la norme A23.3-04 donne le diamètre de courbure à utiliser en fonction du type de barre. Pour une barre 25M fabriquée à partir d'acier 400W, il est recommandé de choisir un rayon de courbure de 75 mm. L'article 6.6.2.2 de cette annexe définie également la longueur minimale sur laquelle la barre doit être prolongée afin de pouvoir la qualifier de «crochet standard». Cette longueur est donnée par l'équation suivante :

$$l \geq 12 d_b \tag{3-16}$$

Dans l'équation précédente, d_b correspond au diamètre de la barre d'armature. Pour des barres 25M, une valeur de 300 mm est obtenue. Les longueurs de développement des crochets standard sont calculées à partir de la pondération de la longueur de développement de base. En utilisant un recouvrement de béton de 50 mm, un facteur de pondération de 0.7 peut être utilisé. La longueur de développement de base (l_{hb}) correspond à la valeur maximale obtenue des équations 3-17 à 3-19.

$$l_{hb} \geq \frac{100 d_b}{\sqrt{f_c'}} \tag{3-17}$$

$$l_{hb} \geq 8 d_b \tag{3-18}$$

$$l_{hb} \geq 150 mm \tag{3-19}$$

En utilisant les valeurs montrées précédemment, on a :

$$l_{hb} \geq 395 mm$$
$$l_{hb} \geq 200 mm$$
$$l_{hb} \geq 150 mm$$

La longueur de développement des crochets standard (l_{dh}) est donc de 277 mm. Il est choisi de chevaucher les barres du lit supérieur et celles du lit inférieur sur une longueur de 320 mm. Le prolongement des barres dans la direction principale est de 400 mm à chaque extrémité. Pour la direction secondaire, des barres pliées en forme de C sont

installées entre les barres du lit inférieur et celles du lit supérieur. Le calcul de la longueur de chevauchement entre les barres en C et l'armature secondaire est le même que celui dans la direction principale. Une longueur de chevauchement entre ces barres de 400 mm est donc choisie. Cependant, puisque des barres 15M sont utilisées, les rayons de courbure utilisés sont de 45 mm.

La semelle est ensuite conçue pour reprendre les efforts de cisaillement verticaux. Trente étriers installés verticalement sont utilisés à cette fin. Les barres pliées en C servant à relier les lits d'armature dans la direction secondaire aident également à reprendre ces efforts. Les formules 3-20 et 3-21 sont respectivement utilisées pour calculer la contribution des étriers et la contribution du béton dans la résistance en cisaillement.

$$V_s = \frac{\phi_s A_v f_y d_v}{s \tan\theta} \tag{3-20}$$

$$V_c = \lambda \phi_c \beta \sqrt{f_c'} B d_v \tag{3-21}$$

En utilisant la méthode simplifiée pour les éléments particuliers et en utilisant l'espacement minimal des étriers puisque les efforts de cisaillement sont maximaux au centre de la semelle, on a les valeurs suivantes :

$\phi_s = 0.85$	: Facteur de pondération de l'acier selon la norme A23.3
$A_v = 700$	: Somme des branches des étriers d'un même rang (mm^2)
$f_y = 535$	: Limite élastique des étriers (MPa)
$d_v = 632$	: Profondeur effective de l'âme (mm)
$s = 180$	: Espacement minimal des rangs d'étriers (mm)
$\theta = 42$	: Angle de la fissure (degrés)
$\lambda = 1$	: Facteur tenant compte de la densité du béton
$\phi_c = 0.65$	: Facteur de pondération du béton selon la norme A23.3
$\beta = 0.21$	: Facteur de pondération
$f_c' = 40$	: Limite élastique du béton en compression (MPa)
$B = 2500$	: Largeur de la section (mm)

La résistance en cisaillement de la section (V_R) est obtenue en additionnant V_s et V_c. Pour les valeurs données, on a :

$$V_s = 1241kN$$
$$V_c = 1364kN$$
$$V_R = 2605kN$$

Ce calcul montre que la résistance en cisaillement est inférieure à V_{vmax}=3320 kN. Toutefois, l'apport de résistance des barres d'ancrages est négligé dans ce calcul. De plus, les efforts de cisaillement maximaux (V_{vmax}=3320 kN) sont obtenus à partir du moment probable de la section. Cette valeur est donc conservatrice et ne sera probablement pas atteinte lors de l'essai. En utilisant le moment ultime de la section, on obtient un cisaillement maximal de 2862 kN. Le calcul de la résistance en cisaillement a été modélisé avec Response 2000. Ce logiciel permet de déterminer avec une bonne précision la charge de rupture de la semelle en cisaillement. La résistance en cisaillement à l'ultime obtenue à l'aide de ce logiciel est de 3765 kN. Cette valeur est supérieure à V_{vmax}. Or, puisqu'il est peu réaliste que le moment probable soit atteint lors de l'essai, la rupture en cisaillement ne se produira pas car la charge de rupture est supérieure à la force de cisaillement maximale obtenue à partir de M_p. La figure 3.12 montre le graphique de la charge en fonction du déplacement obtenu à l'aide de Response.

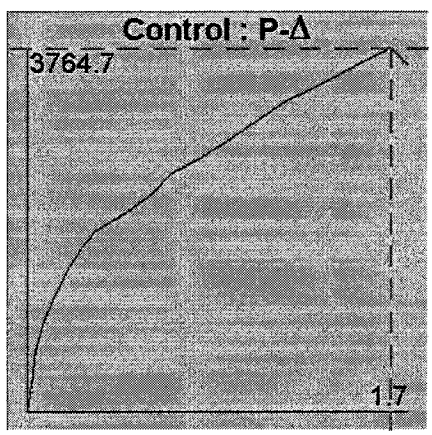


Figure 3.12 – Courbe de la charge en fonction du déplacement obtenue à l'aide de Response

Pour le dimensionnement permettant de résister au cisaillement horizontal, il est choisi d'utiliser les recommandations du code S6-06. L'espacement et la quantité d'étriers autour des barres d'ancrages dans la semelle sont en effet déterminés à l'aide de ce code. Il faut également vérifier que l'espacement des étriers est plus petit dans la semelle que dans le bas du pilier pour éviter une rupture dans la semelle. Les équations 3-22 à 3-26 sont tirées des articles 4.7.4.2.5 et 4.7.4.2.6 du code S6-06. Ces équations sont utilisées pour calculer la quantité d'étriers dans la semelle ainsi que leur espacement. Il faut tout d'abord choisir l'espacement des étriers à partir de la valeur minimale obtenue des équations 3-22 à 3-24.

$$s \leq 0.25a \tag{3-22}$$

$$s \leq 6d_b \tag{3-23}$$

$$s \leq 150mm \tag{3-24}$$

À partir des valeurs présentées précédemment, on a :

$$s \leq 125mm$$

$$s \leq 150mm$$

$$s \leq 150mm$$

On choisi donc s=125 mm. À partir de cette valeur, il est possible de calculer la quantité d'étriers à utiliser pour chaque rang d'armature (A_{sh}).

$$A_{sh} \geq 0.30sh\frac{f_c'}{f_y}\left[\frac{A_g}{A_c}-1\right] \tag{3-25}$$

$$A_{sh} \geq 0.12sh\frac{f_c'}{f_y}\left[0.5+\frac{1.25N}{\phi_c f_c' A_g}\right]; Avec: \left[0.5+\frac{1.25N}{\phi_c f_c' A_g}\right] \geq 1 \tag{3-26}$$

Pour les valeurs de ces équations qui n'ont pas encore été données, on a :

$A_g = 1000000$: Aire brute du pilier (mm^2)

$A_c = 853600$: Aire de la section à l'intérieur des étriers (mm^2)

$P_f = 0$: Force de compression appliquée sur le pilier (kN)

On obtient alors :

$$A_{sh} \geq 240 mm^2$$

$$A_{sh} \geq 561 mm^2$$

En choisissant sept étriers 10M espacés à 125 mm, on a A_{sh}=700 mm^2. Les conditions du code S6-06 sont donc satisfaites. Le détail final de l'armature de cette semelle est montré à la section 4.3.1.

3.3 Conception d'un dispositif d'application de la charge axiale

Pour l'application des charges axiales, différentes solutions peuvent être considérées. Une première solution envisageable est de tendre deux barres d'acier à haute résistance ou deux câbles par spécimen. Ces barres appliquent la charge axiale (P) par l'entremise d'une poutre de transfert localisée sur le pilier. Deux vérins manuels sont utilisés au-dessus de cette poutre de transfert pour appliquer la pré-tension dans les barres avant que ne débute l'essai. L'extrémité inférieure des barres peut être fixée sur le dessus de la semelle des spécimens, tel qu'illustré à la figure 3.13, ou simplement fixée sous la dalle du laboratoire.

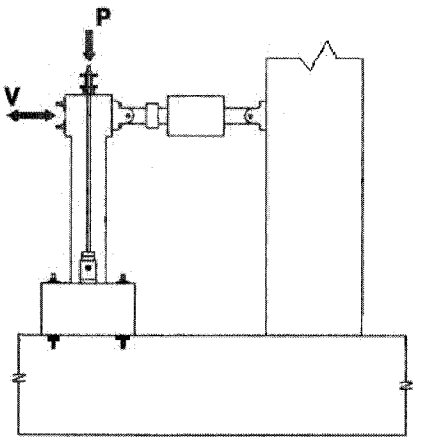


Figure 3.13 – Schéma du montage d'application de la charge axiale par deux barres et des vérins manuels (adapté de Brena et Schlick, 2007)

Le principal défaut de cette méthode est de créer une force horizontale de résistance dans la direction opposée au chargement. La figure 3.14 illustre ce phénomène. Cette figure montre que, lorsque le spécimen est soumis à un déplacement latéral, la charge axiale n'est plus verticale. Il est alors possible de décomposer la force totale en une composante verticale (P_v) et en une composante horizontale (P_h). Prenons l'exemple des spécimens testés dans le cadre de cette recherche. Ces spécimens ont une hauteur de 4,5 mètres et le déplacement latéral maximal qui leur est imposé est de 265 mm. À ce déplacement, la figure 3.15 montre qu'une force de rappel P_h = 88 kN serait appliquée dans la direction opposée au chargement pour une charge axiale de 1500 kN ($0{,}05A_g f_c'$). C'est donc dire qu'il faudrait soustraire 88 kN de la charge horizontale lue par le vérin à ce déplacement. Cependant, la composante verticale serait sensiblement équivalente à la charge axiale de 1500 kN qui est appliquée au spécimen au début de l'essai.

De plus, il a été démontré par Sun et al. (1993) que cette méthode ne permettait pas de garder la charge axiale constante lors de l'essai. Ceci est dû à la variation de la position de l'axe neutre qui ne correspond pas toujours à l'axe central du pilier. L'ouverture des fissures de la face tendue entraîne alors l'allongement du spécimen vis-à-vis les barres tendues. Il en résulte l'augmentation de la force de traction dans ces barres. Deux cellules de charge peuvent être utilisées afin d'obtenir la variation de la charge axiale au

cours de l'essai. Ces résultats permettent également de calculer la composante horizontale (P_h) de la force axiale qui est appliquée au spécimen en fonction du déplacement latéral qui y est imposé.

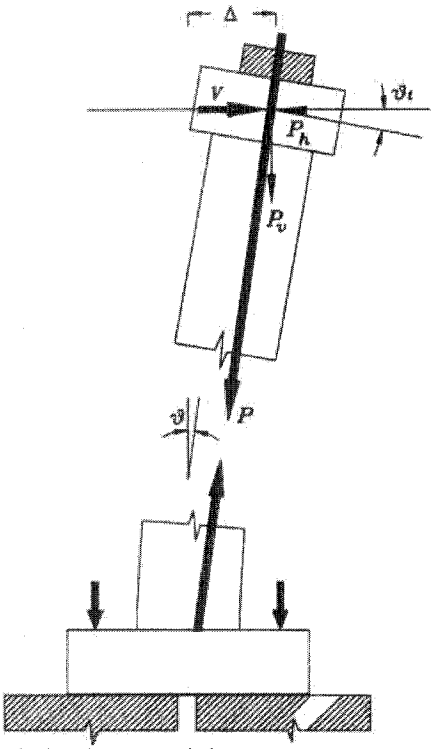


Figure 3.14 – Décomposition de la charge axiale en une composante horizontale et verticale (adapté de Sun et al., 1993)

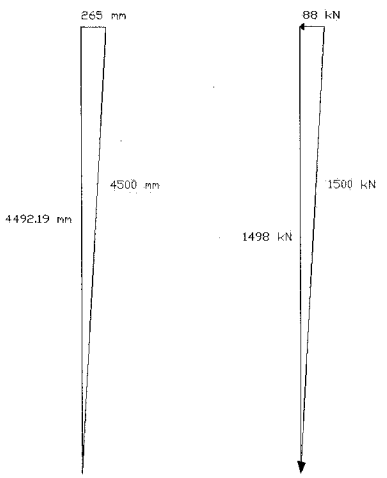


Figure 3.15 – Exemple d'application de la charge axiale sur un spécimen de 4,5 mètres

Pour régler le problème de la composante horizontale de la charge axiale qui s'applique au spécimen lorsqu'il subit un déplacement latéral, il est possible d'installer un mécanisme entre la poutre de transfert et le dessus du pilier. Ce mécanisme doit permettre le déplacement et la rotation du spécimen par rapport à la poutre de transfert afin de s'assurer que la charge axiale demeure verticale tout au long de l'essai. Des appuis de type «rouleau» peuvent notamment être utilisés à cette fin. Ce type d'appui ne permet cependant pas la rotation du spécimen par rapport à la poutre de transfert. C'est pourquoi, il est préférable d'utiliser des appuis de type «pot» avec téflon qui sont couramment utilisés dans la construction des ponts. Ces appuis permettent le déplacement et la rotation du pilier par rapport à la poutre de transfert. Afin de dimensionner l'appui, il faut évaluer la force axiale qu'on désire appliquer ainsi que le déplacement et la courbure maximale du spécimen lors de l'essai.

Plutôt que d'utiliser des barres d'acier à haute résistance, un autre moyen envisageable pour l'application de la charge axiale est d'utiliser les vérins MTS disponibles au laboratoire et de les contrôler en force. Même si ceci permet de garder la charge axiale constante, la force de rappel est toujours présente lorsqu'un déplacement est imposé au spécimen. Les vérins peuvent être fixés à un cadre rigide fabriqué à cet effet. Pour cette option, il faut s'assurer que les spécimens sont suffisamment petits afin de disposer d'une hauteur libre permettant la construction du cadre et l'installation des vérins sur le dessus des piliers. Il faut également considérer les coûts de construction associés à la fabrication de ce cadre. La figure 3.16 illustre l'utilisation de vérins MTS fixés à un cadre rigide pour imposer la charge axiale aux spécimens.

Un autre moyen qui peut être utilisé pour fixer les vérins aux spécimens est d'utiliser une poutre de transfert sur le dessus des spécimens comme il a été mentionné pour l'application de la charge axiale à l'aide de barres tendues. Cependant, pour cette solution, les barres sont remplacées par des vérins, tel qu'illustré sur la figure 3.17.

Dans d'autres cas, lorsque la construction d'un élargissement est nécessaire au haut du pilier, les vérins utilisés pour l'application de la charge axiale peuvent être fixés entre le dessus de la semelle et le dessous de cette section. Le spécimen de la figure 3.17 présente ce type d'élargissement au sommet de sa section. En utilisant une section encore plus grande, il serait en effet possible de fixer les vérins entre le sommet du pilier et la semelle. Aucune poutre de transfert n'est alors requise. Advenant le cas où la distance entre le dessus de la semelle et le dessous de la zone au haut du pilier est plus petite que la longueur des vérins, il est possible de construire des semelles en forme de «H» et ainsi fixer les vérins directement entre la dalle du laboratoire et le sommet du pilier. Évidemment, une fois installés, les vérins travaillent en compression.

Il faut toutefois retenir que l'utilisation des vérins pour l'application de la charge axiale n'est pas recommandée lorsqu'un chargement bidirectionnel est requis. La capacité de rotation des vérins dans leur direction secondaire est en effet très limitée et ne permet pas l'imposition de déplacements dans deux directions différentes. De plus, le contrôle des vérins en force peut être dangereux puisque la charge axiale appliquée au spécimen reste constante peut importe le niveau d'endommagement du pilier. Il ne faut également pas oublier de considérer la composante horizontale de la force appliquée au spécimen qui est toujours présente lorsque des vérins servent à appliquer la charge axiale. Cependant, l'acquisition et le calcul de cette composante est plus simple en utilisant directement des vérins plutôt qu'en utilisant des barres tendues.

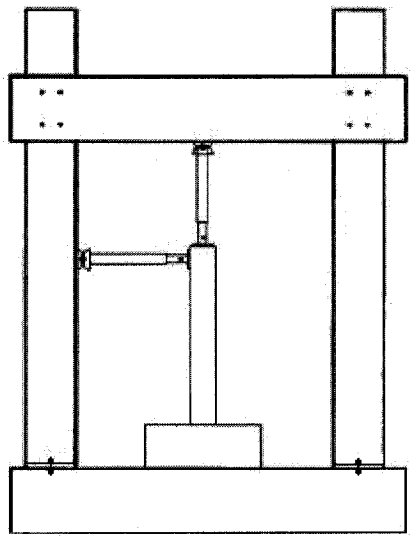


Figure 3.16 – Schéma du montage de l'application de la charge axiale à l'aide d'un vérin et d'un cadre rigide (adapté de Wu et al., 2008)

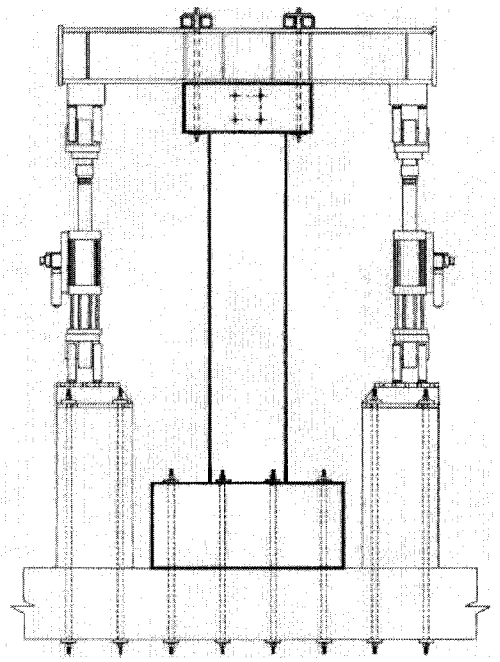


Figure 3.17 – Schéma du montage de l'application de la charge axiale à l'aide de vérins et d'une poutre de transfert (adapté de Silva et Seible, 2001)

CHAPITRE 4

Essais sur piles de grande dimension

4.1 Introduction

Les études de Bousias et al. (2004), Seible al. (1997) ainsi que celle de Priestley et al. (1996) ont prouvé que le renforcement en matériaux composites est efficace lorsqu'il est utilisé pour renforcer des spécimens faiblement rectangulaires. Cependant, plusieurs piles de pont du Québec sont fortement rectangulaires, ce qui signifie que le rapport de leur grand côté sur leur petit est élevé. Peu d'essais ont été réalisés sur de telles sections dans le passé. C'est pourquoi, il a été décidé de développer une technique de renforcement pour des spécimens fortement rectangulaires. Cette technique de renforcement sera testée sur des piliers à grande échelle soumis à un chargement cyclique, ces mesures visant à représenter le mieux possible la réalité.

Ce chapitre présente d'abord le programme expérimental utilisé pour répondre aux objectifs du projet. Ensuite, une description de la conception et de la construction des spécimens est effectuée. La section suivante présente la première méthode de réparation développée. Suit, par après, la description du montage expérimental et du protocole de chargement utilisés lors des essais. Finalement, les résultats des premiers piliers sont présentés avant le développement d'une méthode de renforcement améliorée. Les résultats obtenus à l'aide de cette méthode sont évidemment présentés et analysés par la suite.

4.2 Description et objectifs du programme expérimental

Le principal objectif de ce chapitre est de développer une méthode de renforcement sismique facilement applicable aux piliers de pont du Québec. C'est dans cette optique

qu'un montage expérimental a été conçu au chapitre précédent. Pour réaliser le principal objectif du projet, trois spécimens à grande échelle ont d'abord été construits selon les normes antérieures aux années 1980. Le premier de ces piliers (S1), correspondant au spécimen de référence, a été testé conjointement avec le projet de Guillaume Boucher-Proulx. Par la suite, le deuxième pilier construit (S3) a été réparé à l'aide d'un gainage en matériaux composites de fibres de carbone (PRFC) afin d'améliorer le comportement sismique du pilier de référence. Enfin, une nouvelle technique de renforcement a été développée pour renforcer le dernier spécimen en fonction des résultats obtenus suite à l'essai de S3. Chacun de ces spécimens a été soumis à un chargement cyclique visant à représenter l'endommagement occasionné par un séisme. Il est à noter que ce chapitre traite principalement des essais des spécimens 3 et 4. Bien que plusieurs sections de ce chapitre s'appliquent également au pilier de référence, le mémoire de Guillaume Boucher-Proulx peut être consulté pour des renseignements supplémentaires concernant ce spécimen.

4.3 Conception et construction des spécimens

Puisque le design des spécimens est basé sur les ponts du Québec, le code S6-66 a été utilisé afin de reproduire le plus fidèlement possible la réalité selon laquelle la majorité des ponts du Québec ont été construits dans les années 60 à 70. En ce sens, plusieurs plans et devis d'ouvrage d'art du Québec ont également été consultés. Après avoir pris connaissance de ces documents, il a été conclu que les défauts ayant causé la ruine de plusieurs ouvrages de la Californie et du Japon dans le passé, à savoir une longueur de chevauchement trop courte, un espacement des étriers trop grand dans la zone de rotule plastique ainsi que des étriers mal refermés, étaient bien présents dans les ponts du Québec. Le design des spécimens à l'essai est donc basé sur toutes ces considérations afin de reproduire le plus fidèlement possible la réalité.

4.3.1 Conception et construction des semelles de fondation

Pour bien représenter le joint entre le pilier et la fondation ainsi que toute la mécanique s'y rattachant, des semelles représentant les constructions typiques ont été construites dans le cadre de cette recherche. Des dimensions usuelles ont été choisies pour ces semelles afin de reprendre les efforts provenant des piliers. Ces efforts sont les mêmes pour chacun des spécimens. C'est pourquoi, la conception présentée ici est applicable pour les essais sur les spécimens 1, 3 et 4.

La conception des semelles n'est pas basée sur la conception des années antérieures. Les semelles sont plutôt conçues selon les normes d'aujourd'hui afin d'atteindre la rupture du pilier avant celle de la semelle. C'est pourquoi, l'espacement des étriers des barres en L est plus petit dans la semelle que dans le pilier. Tel que mentionné au chapitre 3, la conception des semelles est basée sur la valeur des forces de précontrainte appliquées sur celles-ci. Les spécifications de la norme A23.3-04 concernant l'armature minimale sont toutefois respectées. Les dimensions extérieures sont choisies en fonction de la quantité de barres Diwidag requises pour empêcher le renversement des semelles de la dalle du laboratoire. Des tuyaux de PVC sont installés à cet effet. L'armature de flexion, dans la direction principale, est composée de deux lits de 16 barres d'armatures 25M. Dans la direction secondaire, deux lits de 10 barres 15M sont utilisés. Le détail du calcul derrière cette conception est présenté au chapitre 3. La conception finale des semelles des spécimens 1, 3 et 4 est présentée aux figures 4.1 à 4.3.

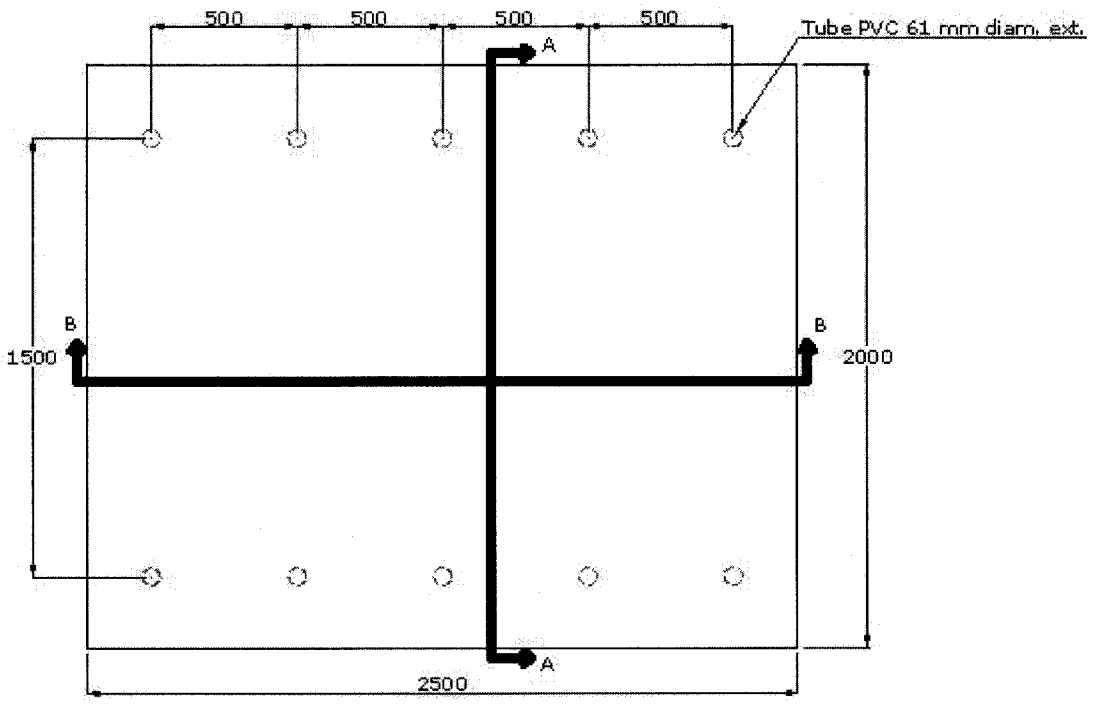


Figure 4.1 – Vue en plan des semelles [mm]

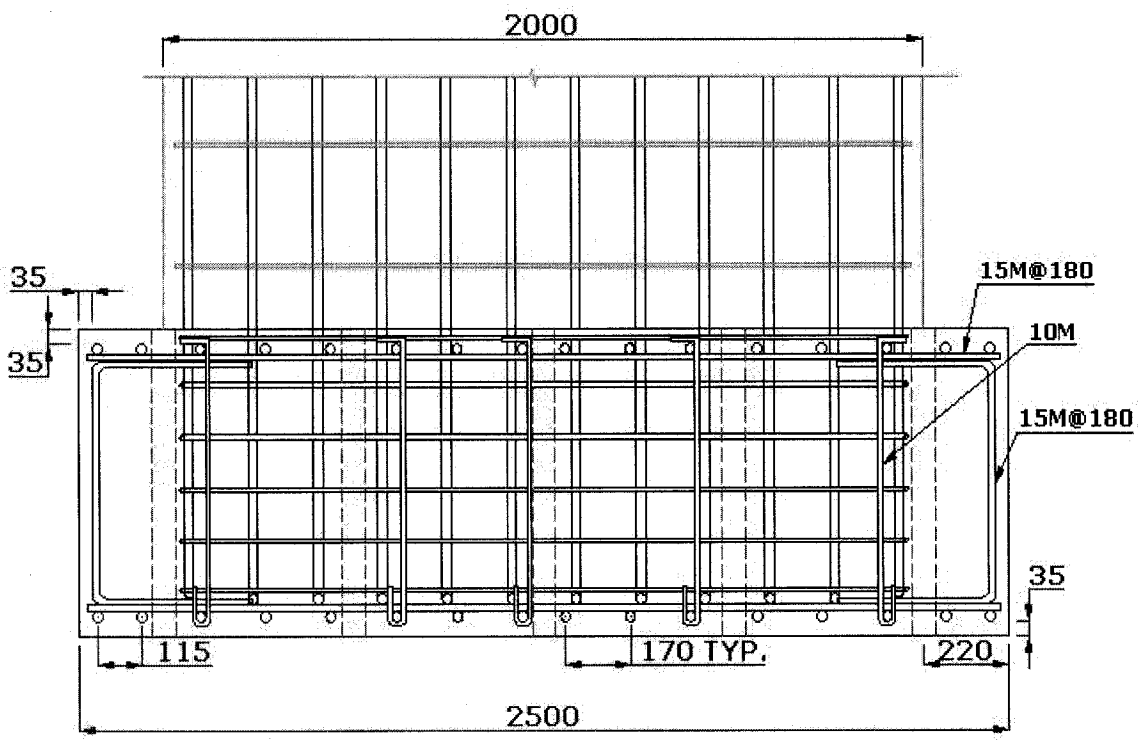


Figure 4.2 – Vue en élévation de la coupe B-B des semelles [mm]

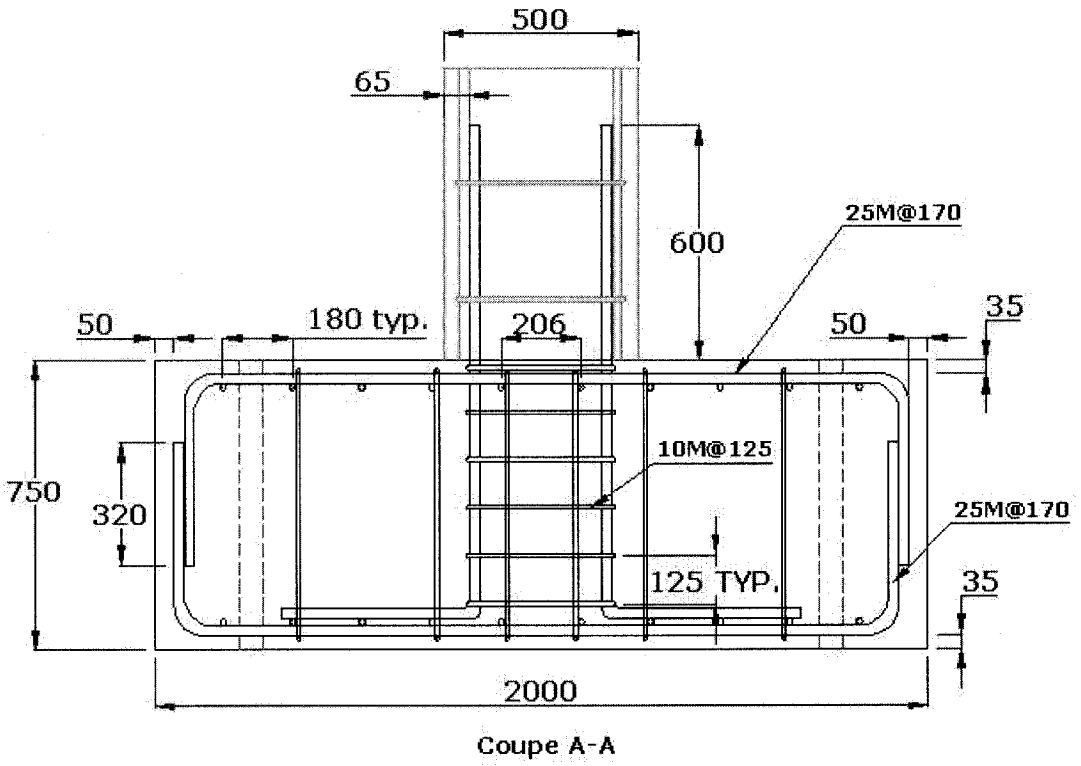


Figure 4.3 – Vue en élévation de la coupe A-A des semelles [mm]

La construction des semelles 3 et 4 a été réalisée en collaboration avec l'entreprise Béton Brunet. Il a été décidé que les semelles seraient fabriquées à leur usine de Valleyfield afin d'accélérer leur construction. La supervision de ces travaux a été réalisée par l'École Polytechnique. Les barres en L assurant la transition entre le pilier et la semelle sont instrumentées à l'École Polytechnique afin que les jauges soient localisées juste à la limite sous le joint de chevauchement entre la semelle et le pilier. La localisation de ces jauges est présentée plus en détail à la section 4.5.3. Une fois ces barres livrées à l'usine de Valleyfield, l'entrepreneur a procédé à la construction de la cage d'armature de la semelle du spécimen 3. Cette étape a été réalisée à un emplacement différent de la coulée de la semelle. Afin d'assurer la solidité de la cage d'armature lors de son déplacement, les armatures longitudinales ont été soudées deux à deux. De plus, certaines barres assurant le renforcement transversal ont également été soudées aux armatures longitudinales. La figure 4.4 illustre cette étape de la construction de la semelle. On peut y constater les soudures réalisées pour fixer les

barres d'armatures longitudinales ainsi que certaines des soudures utilisées pour fixer les barres transversales aux barres longitudinales.

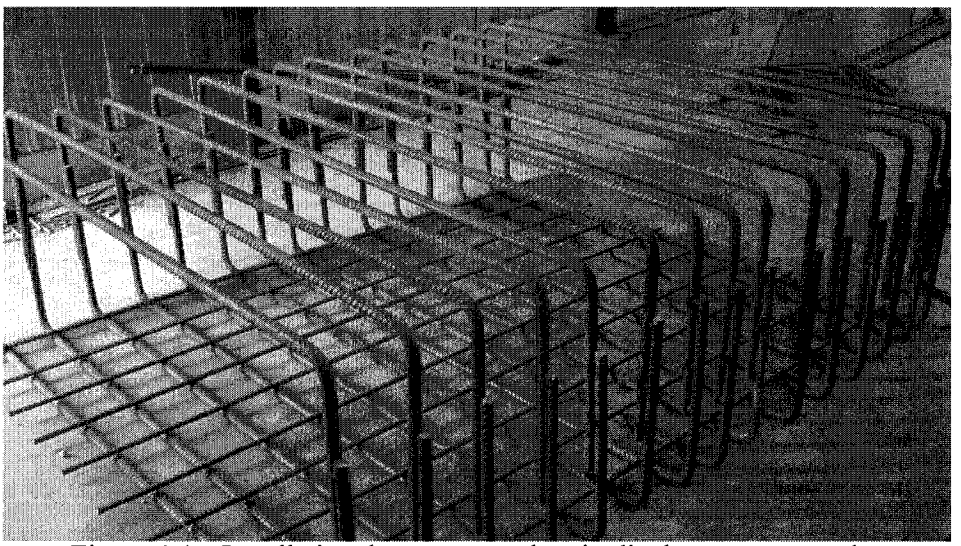


Figure 4.4 – Installation des armatures longitudinales et transversales

Les barres d'ancrage en L du pilier ont ensuite été attachées à cette cage d'armature. Ces barres n'ont toutefois pas été soudées afin de s'assurer de ne pas endommager l'instrumentation de ces dernières. Après avoir installé les étriers, des appuis sont fixés sous la cage d'armature pour que l'enrobage, entre l'armature et le fond de coffrage, soit respecté. De plus, les fils des jauges ont été attachés sous les barres transversales et reliés ensemble à la sortie de la semelle. Ils sont ainsi protégés pour éviter leur endommagement lors de la coulée de béton. La figure 4.5 présente la cage d'armature de la semelle du spécimen 3 avant qu'elle ne soit déplacée là où sa construction sera poursuivie.

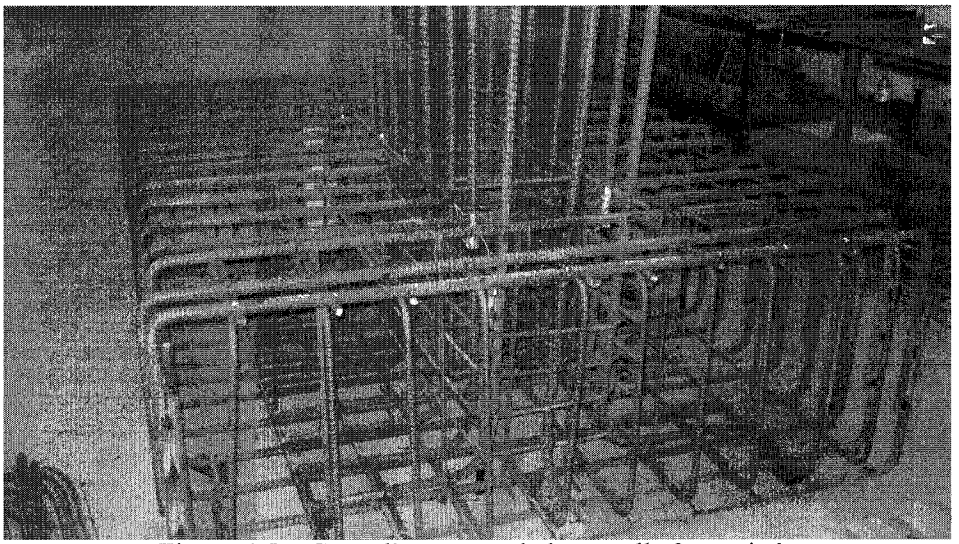


Figure 4.5 – Cage d'armature de la semelle 3 terminée

Une fois la cage d'armature de la semelle terminée, elle a été acheminée à l'endroit où elle devait être coulée. Puisque la dalle de l'usine de Valleyfield n'est pas parfaitement horizontale et puisqu'elle présente plusieurs imperfections, il a été décidé de couler la semelle du spécimen 3 sur une plate-forme d'acier parfaitement horizontale et sans aucun défaut. La planéité du fond du coffrage a donc été assurée. Les coffrages utilisés sont des coffrages d'aluminium préfabriqués utilisés par l'entreprise Béton Brunet. L'assemblage de ces coffrages est donc très rapide. Cependant, puisque les coffrages dont disposent Béton Brunet ont une hauteur spécifique en unités impériales, il a fallu se baser sur la hauteur des tubes de PVC afin de respecter la hauteur de la semelle spécifiée sur les plans des figures 4.1 à 4.3. Une fois le coffrage terminé, les tuyaux de PVC ont été fixés à l'armature de la semelle. Il fallait s'assurer que l'espacement entre les tuyaux corresponde exactement aux spécifications données sur les plans en plus de vérifier la verticalité de ces tuyaux. La difficulté de cette opération vient du fait que les barres sont soudées entre elles. Ces dernières sont donc difficilement déplaçables. La dernière étape à réaliser avant la coulée de la première semelle a consisté à l'installation de deux câbles servant à sa manutention. Ces câbles ont été attachés à l'armature de la semelle à plusieurs endroits. La résistance spécifiée du béton utilisé est de 40 MPa. Ce béton a été coulé à l'aide d'une benne et vibré à l'aide d'une aiguille vibrante. Les figures

suivantes montrent les étapes de la construction de la semelle du spécimen 3 menant à sa coulée.

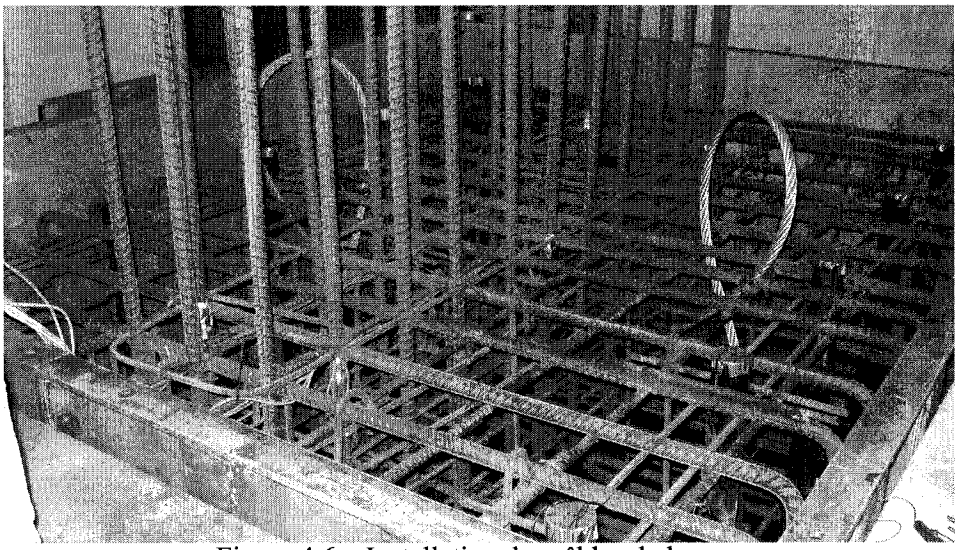


Figure 4.6 – Installation des câbles de levage

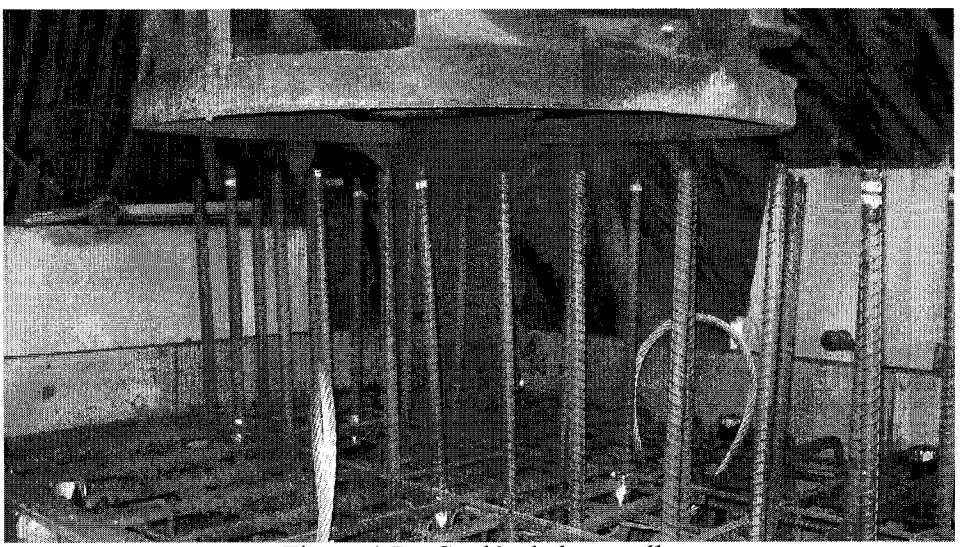


Figure 4.7 – Coulée de la semelle

La construction de la semelle 4 a été réalisée de la même façon que celle de la semelle 3. Elle a cependant été coulée directement sur la dalle de l'usine. La planéité de la dalle à l'emplacement de la coulée a toutefois été vérifiée. Le mélange de béton utilisé était le même que celui de l'autre semelle. Les images suivantes présentent les différentes étapes de la construction de la semelle du spécimen 4.

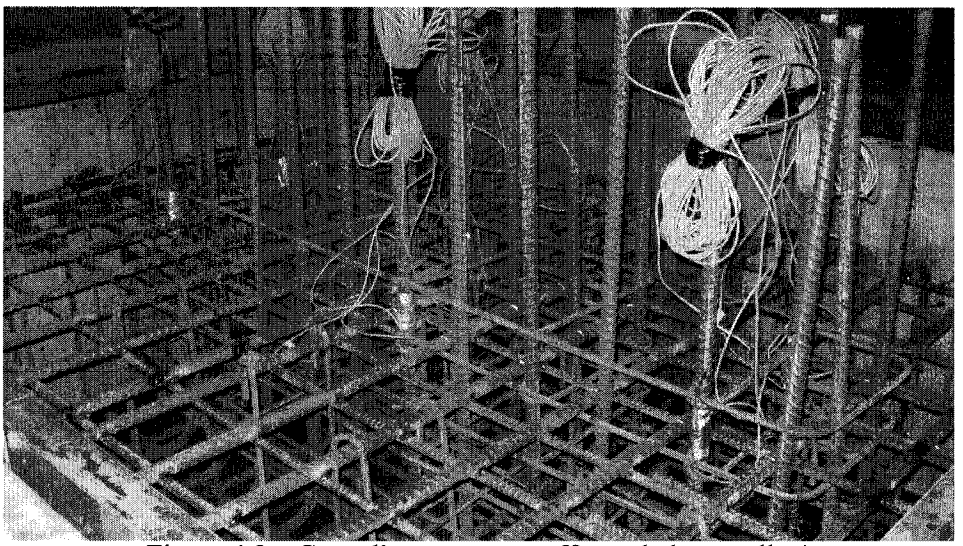


Figure 4.8 – Cage d'armature et coffrage de la semelle 4

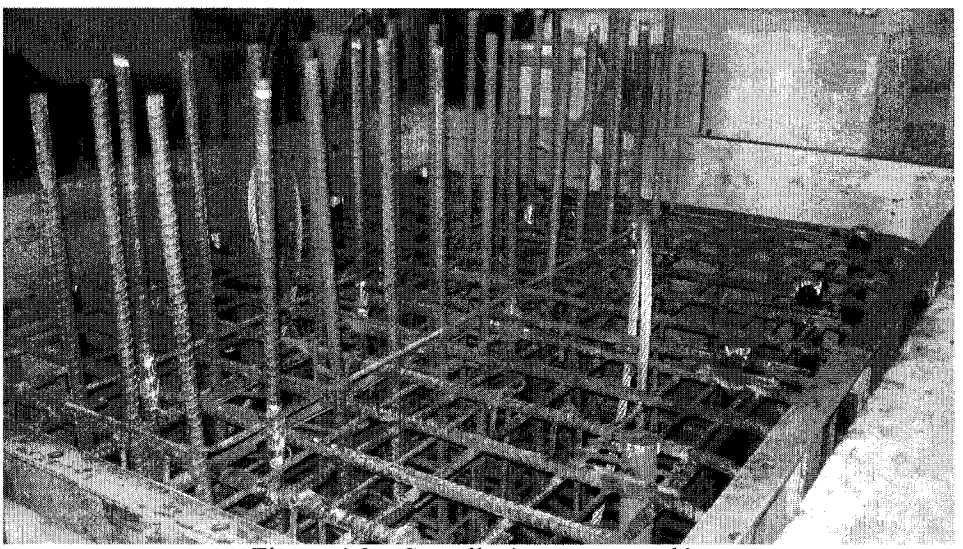


Figure 4.9 – Semelle 4 avant sa coulée

Une cure humide de sept jours a été réalisée pour les deux semelles. Cette cure consiste à recouvrir le béton de jute humide ainsi que d'une toile afin d'empêcher le béton de perdre son humidité. La livraison des semelles à l'École Polytechnique a ensuite été réalisée. La figure 4.10 présente les semelles 3 et 4 lors de leur arrivée à l'École Polytechnique.



Figure 4.10 – Semelles 3 et 4 lors de leur arrivée à l'École Polytechnique

4.3.2 Conception et construction des piliers

Tel que mentionné précédemment, plusieurs recherches ont été réalisées à l'École Polytechnique dans le cadre d'un programme de renforcement sismique de piliers de pont. Ainsi, Vachon (2004), Chagnon (2004) et Li (2006) ont utilisé des barres 25M chevauchées sur une longueur d'environ 600 mm. Toutefois, ces essais ont été réalisés sur des sections carrées ou faiblement rectangulaires.

Pour notre étude, la conception des piliers est la même pour chacun des spécimens construits. Une section fortement rectangulaire (b/h=4) est choisie. La profondeur de la pile étant fixée à 0,5 m; sa largeur est donc de 2 mètres. La hauteur du spécimen (mesurée du dessus de la semelle au sommet de la pile) est fixée à 4,5 m. Cette hauteur est choisie en considérant que la hauteur maximale réalisable au laboratoire de structures de l'École Polytechnique est de dix mètres (incluant la semelle). Toutefois, une hauteur de 4,5 m est suffisante pour répondre à nos objectifs et ainsi évaluer les méthodes de renforcement proposées. Cette hauteur procure un bras de levier de 4,17 m entre le dessus de la semelle et le centre d'application des forces sur le pilier. Que ce soit à

l'échelle réelle ou réduite, plusieurs piliers de pont du Québec correspondent à ces dimensions. Elles représentent donc bien la réalité.

L'armature longitudinale du pilier est constituée de 26 barres 25M, soit douze barres sur chacun des longs côtés et trois barres sur chacun des petits côtés. Pour ce qui est de l'armature transversale, les étriers en «U» (10M) sont espacés à 300 mm, sauf pour les premiers étriers localisés à 150 mm au-dessus de la semelle. Ceci correspond à l'espacement recommandé dans le code S6-66. L'enrobage des étriers est de 30 mm dans chacune des directions. Le détail de l'armature des piliers est présenté aux figures 4.11 et 4.12.

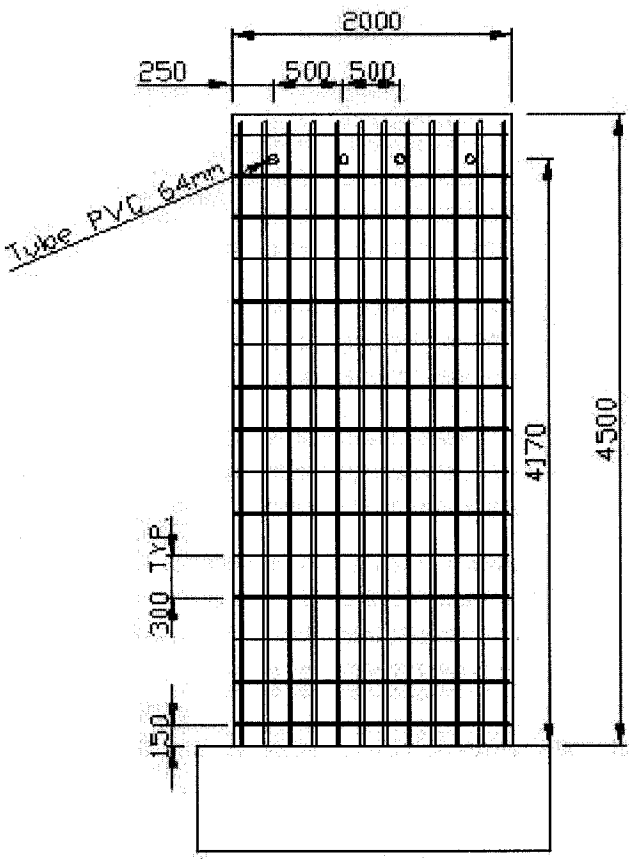


Figure 4.11 – Vue du pilier en élévation

Les barres d'armature du spécimen sont des barres de nuance 400W. L'espacement des barres longitudinales est de 170 mm sur les longs côtés tandis qu'il est de 200 mm sur

les petits côtés. Le ratio acier/béton de la section transversale est donc de 1.3%. Il est important de souligner que la quantité d'étriers de chaque rang est déterminée en s'assurant que la résistance en flexion de la pile soit plus critique que sa résistance en cisaillement tout en respectant l'espacement recommandé dans le code S6-66. En effet, il est important d'éviter une rupture en cisaillement puisque le phénomène étudié ici est la rupture par fendage due à la flexion. Cette vérification est faite à la section 4.6.

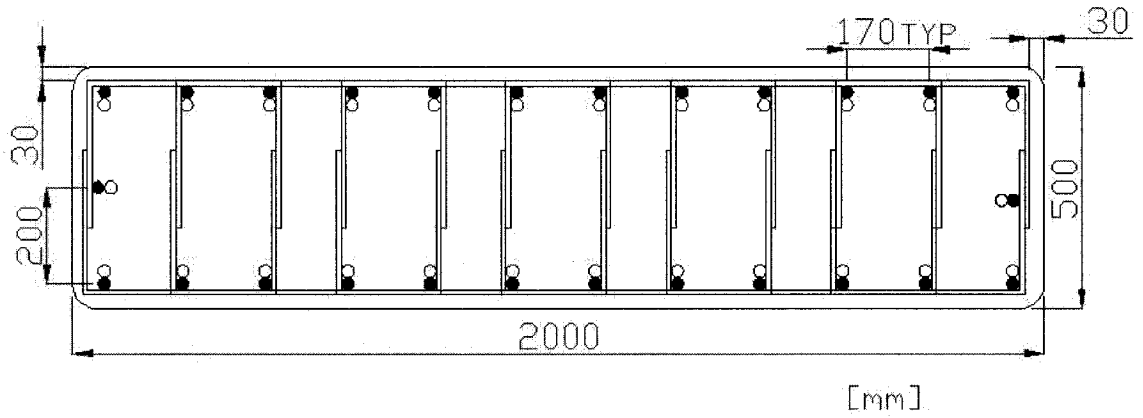


Figure 4.12 – Coupe transversale du pilier dans la zone de chevauchement

La longueur de chevauchement, entre les barres sortant de la semelle et les barres du pilier, est fixée à 24db, soit 600 mm pour des barres 25M. Le béton du pilier a une résistance nominale spécifiée de 30 MPa. Ceci représente bien les conditions de construction des ponts dans les années 60 à 70. Des tuyaux de PVC de 64 mm de diamètre intérieur ont été utilisés afin de passer les barres Diwidag. Au sommet du pilier de référence, ces tuyaux ont été disposés selon un axe vertical à raison de deux tuyaux par vérin. Cependant, pour les deux autres piliers, il a plutôt été choisi de les disposer selon un axe horizontal puisqu'il a été observé que la disposition verticale des barres Diwidag limite la course du vérin pour de grands déplacements.

La construction des piliers des spécimens 3 et 4 a commencé, comme il se doit, après l'arrivée des semelles au laboratoire. La construction de ces piliers a été réalisée par l'École Polytechnique avec l'aide de deux ouvriers de Béton Brunet. La première étape de la construction du pilier 3 a consisté au montage de sa cage d'armature. Une fois

construite, elle a été fixée aux barres en L sortant de la semelle. La figure 4.13 illustre cette opération.



Figure 4.13 – Installation de la cage d'armature du pilier 3 sur la semelle

Les coffrages de Béton Brunet ont été utilisés pour la construction des piliers. Ces coffrages d'aluminium préfabriqués ont comme avantages d'être légers et facilement assemblables. Les panneaux du bas ont tout d'abord été installés pour ensuite y fixer les panneaux du haut à l'aide de la nacelle et d'échafauds. L'installation ultérieure des matériaux composites requiert que les coins du pilier ne soient pas pointus afin d'éviter l'endommagement du tissu servant de renforcement. C'est pourquoi, des arrondis en bois sont fabriqués et fixés dans chacun des coins du bas du coffrage sur une hauteur d'un mètre. Il est à noter qu'en chantier, les coins du pilier auraient dus être arrondis à l'aide d'une rectifieuse. Ces arrondis ont un rayon de 35 mm, ce qui correspond aux recommandations de Sika. Avant de refermer les panneaux du haut du pilier, les câbles de levage et les tuyaux de PVC ont été installés. Les câbles de levage utilisés ont été commandés à la compagnie Chaines et Élingues St-Pierre. Ils ont été fixés à l'armature du pilier afin d'empêcher leur glissement dans le béton.



Figure 4.14 – Câble de levage

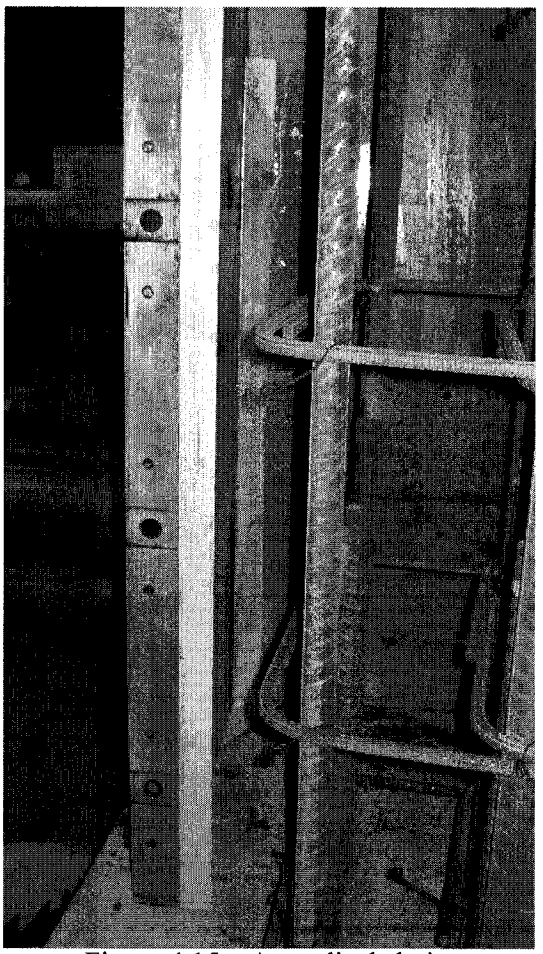
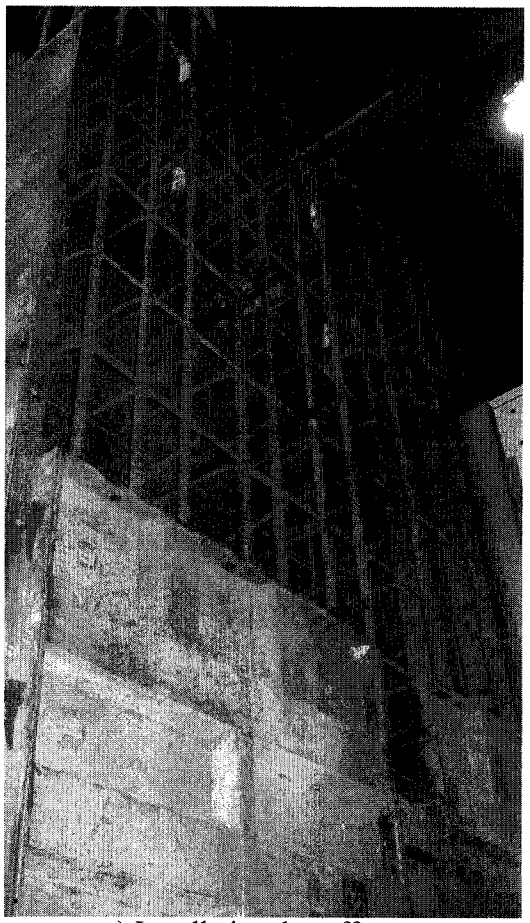
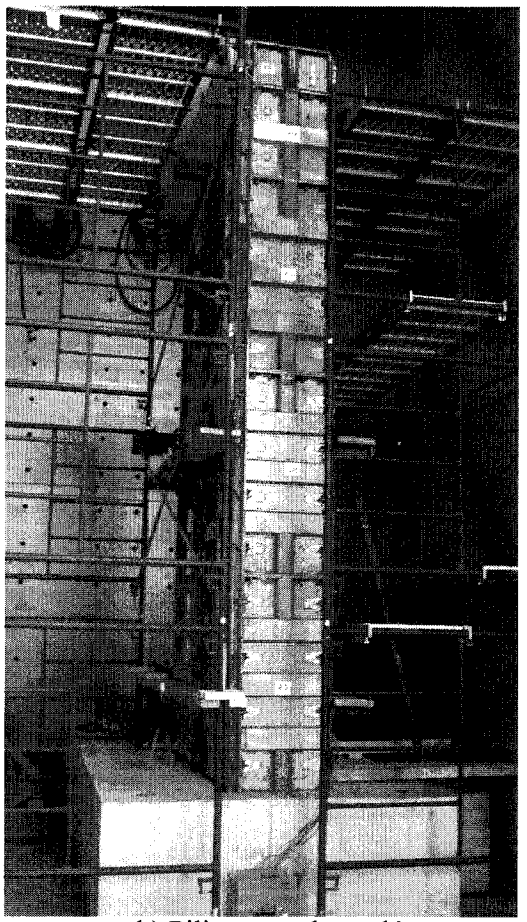


Figure 4.15 – Arrondis de bois

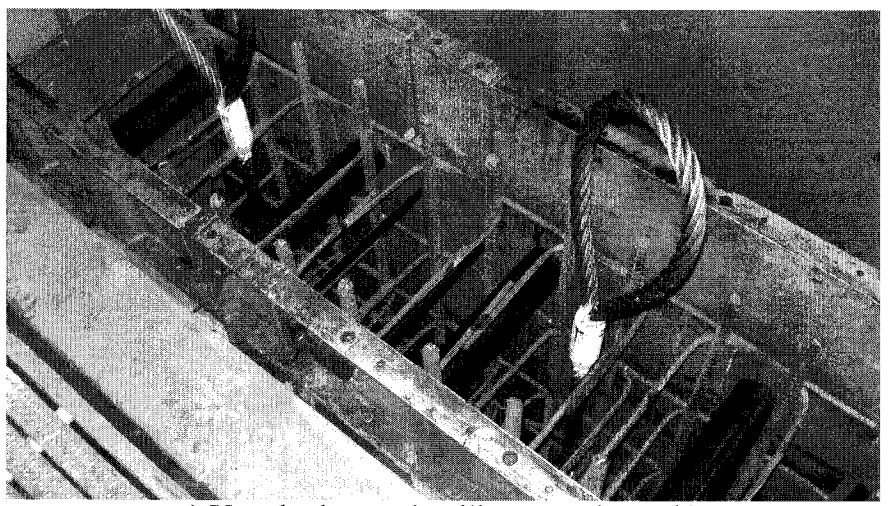
Le béton du pilier a été commandé chez l'entreprise Demix. Une pompe à béton munie d'un boyau de trois pouces de diamètre a été utilisée afin de le mettre en place. Ce boyau a tout d'abord été descendu dans le fond du coffrage pour ensuite être graduellement remonté à l'aide du pont roulant. Le béton a été vibré à l'aide d'une aiguille vibrante également descendue jusque dans le fond du coffrage. Un échafaud a été installé de chaque côté du pilier avant sa coulée. Cette mesure visant à travailler de façon sécuritaire et efficace. Suite à la coulée, le béton du pilier 3 a subi une cure humide de six jours puisque la construction du pilier 4 devait débuter le plus rapidement possible. Cette cure humide a consisté à laisser le coffrage du pilier en place tout en installant du jute humide sur le dessus et recouvrir le tout d'un polythène. Une fois le pilier décoffré, les arrondis de bois ont été retirés du béton.



a) Installation du coffrage



b) Pilier avant la coulée



c) Vue du dessus du pilier avant la coulée

Figure 4.16 – Photos des étapes de la construction du pilier 3

Après avoir enlevé les coffrages du pilier 3, le montage du pilier 4 a pu débuter. Les mêmes étapes ont alors été suivies. La coulée a cependant été réalisée à l'aide d'une plate-forme fixée au coffrage plutôt que d'un échafaud. Cette approche est favorisée puisque l'installation de la plate-forme est plus rapide que celle de l'échafaud. Voici quelques photos de la construction du pilier du spécimen 4.

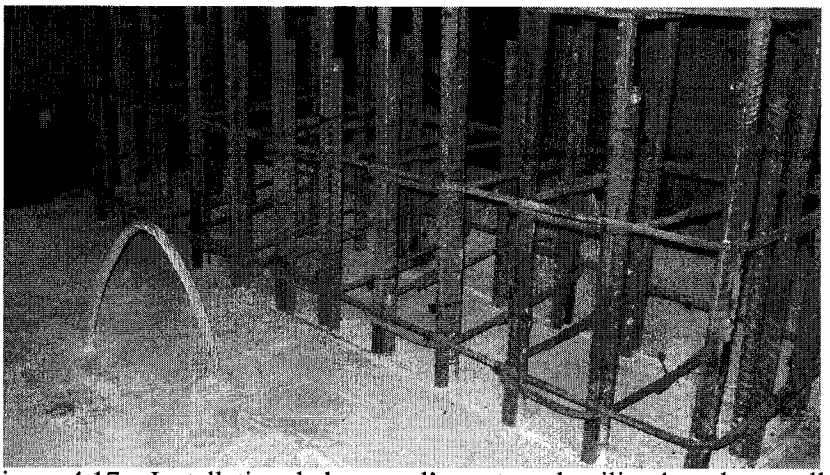


Figure 4.17 – Installation de la cage d'armature du pilier 4 sur la semelle

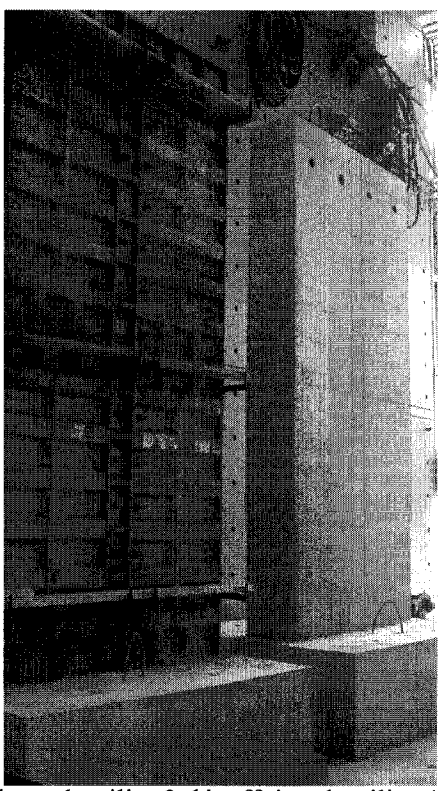


Figure 4.18 – Photo du pilier 3 décoffré et du pilier 4 avant sa coulée

4.4 Réparation du spécimen 3

Tel que mentionné précédemment, le premier spécimen a été renforcé à l'aide d'un tissu de matériaux composites de fibres de carbone (PRFC). L'installation du gainage en matériaux composites a été réalisée mardi, le 15 juillet, soit 33 jours après la coulée de ce pilier. Préalablement à cette installation, la surface du pilier a été lissée afin d'éviter le poinçonnement du tissu. Une simple tige filetée a été utilisée afin de réaliser cette opération. De plus, il a été remarqué que les grandes faces du pilier ne sont pas parfaitement planes. En effet, il y a un creux sur chacune d'elle. Ceci est dû à l'utilisation d'un différent panneau de coffrage au centre du pilier. Il nous a donc fallu réparer ces défauts. Pour ce faire, nous avons utilisé la résine Sikadur 330. Ce matériel doit être mélangé dans les proportions spécifiées par la compagnie Sika, soit dans un rapport 4 : 1 (composant A: composant B). Ces réparations ont été réalisées la semaine avant l'installation des matériaux composites afin de bien laisser le temps au matériau de sécher.



Figure 4.19 – Photo du creux de la face ouest du pilier 3

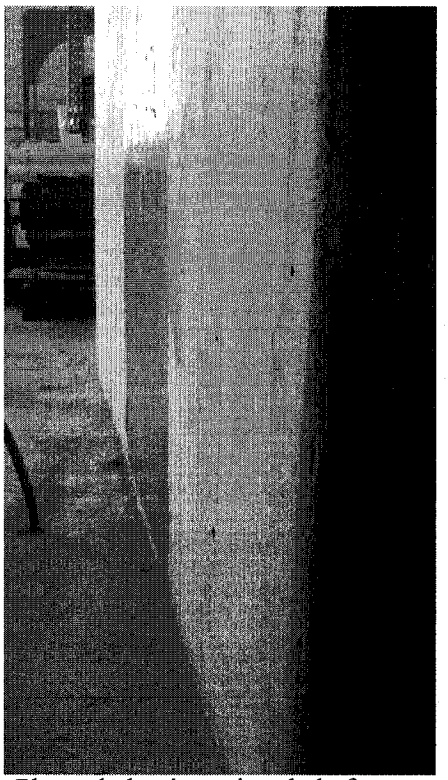


Figure 4.20 – Photo de la réparation de la face ouest du pilier 3

Suite aux études de Chagnon (2004) et de Bousias (2004), il est décidé d'utiliser deux couches de matériaux composites à la base du pilier. Ces deux couches ont été installées en deux étapes pour des raisons techniques. Deux bandes de 5,5 mètres de long ont donc été utilisées, laissant ainsi un chevauchement de 0,5 mètre pour chacune des couches. Le chevauchement a été réalisé sur le centre des longues faces du pilier (1 chevauchement par côté) puisque, tel que mentionné au chapitre 2, l'utilisation de cette technique de renforcement est surtout bénéfique pour les coins du pilier. La largeur du tissu de composite utilisée était de 635 mm. Un espace de 50 mm a été laissé entre le dessus de la semelle et le bas du renforcement à base de fibres de carbone. Cette mesure vise à éviter l'endommagement du matériau de renforcement lors des cycles de chargement. Le renforcement couvre donc 85 mm de plus que la longueur de chevauchement des armatures, soit 685 mm à partir du dessus de la semelle.

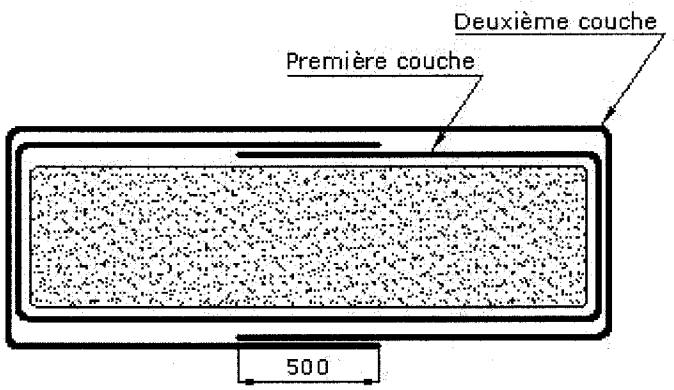


Figure 4.21 – Schéma du renforcement appliqué au pilier 3

Le tissu utilisé pour l'installation du renforcement est le tissu SikaWrap Hex 103C de Sika. Ce type de tissu possède une résistance de 717 MPa en traction et un module élastique de 65087 MPa lorsqu'il est mûri et imprégné avec la résine Sikadur Hex 300. Une longue table a été installée afin de réaliser cette opération. La première couche de matériaux composites a tout d'abord été étendue sur cette table. Le mélange Sikadur 300 (composante A : 4,652 kg et B : 1,604 kg) a alors été imprégné à l'aide de truelles en plastique sur chacun des côtés de cette couche. La même procédure a été suivie pour la deuxième bande de composite. La figure 4.22 montre la réalisation de cette étape.

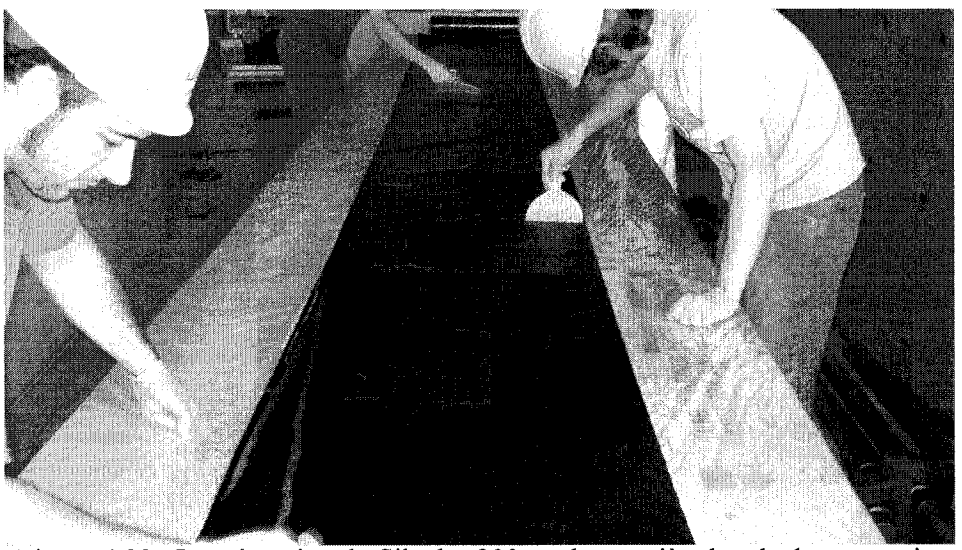
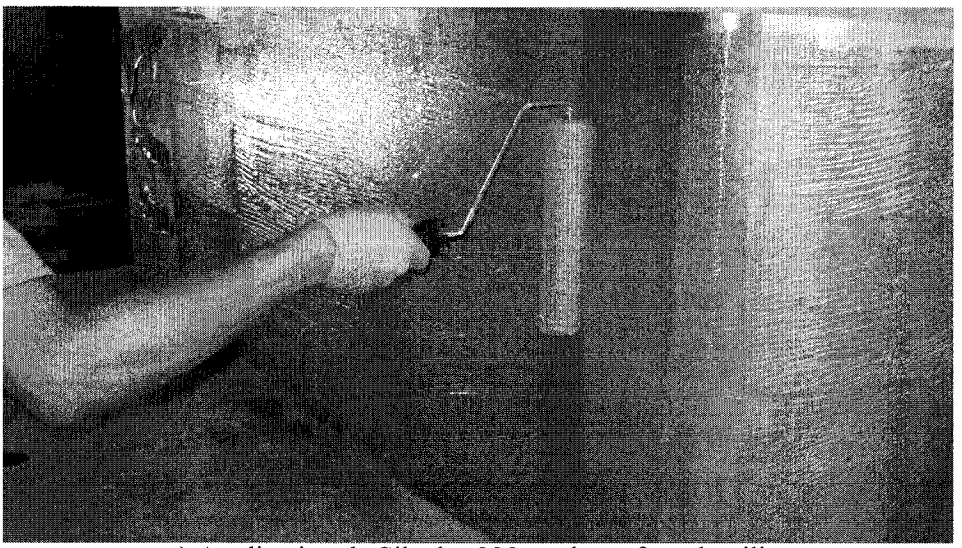


Figure 4.22– Imprégnation du Sikadur 300 sur la première bande de composite

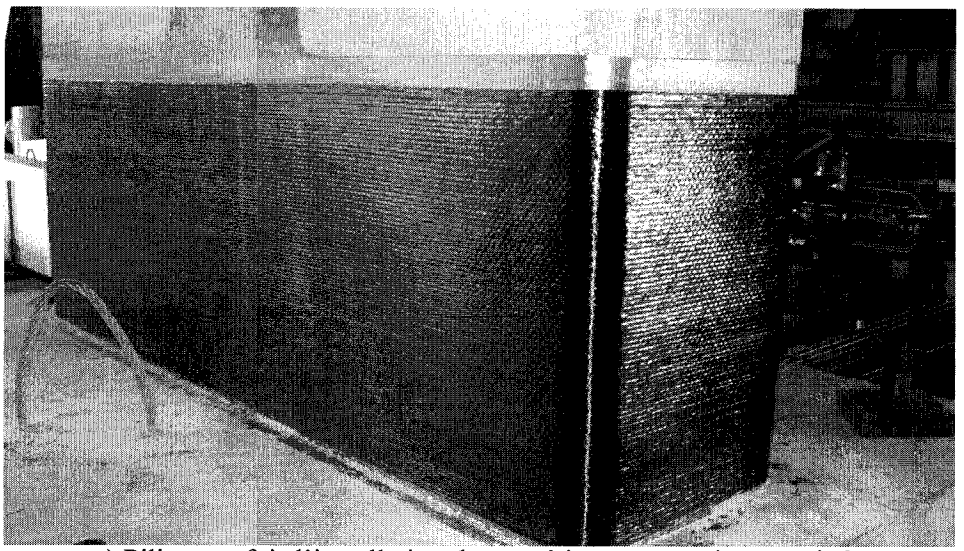
Une couche de Sikadur 330 a alors été appliquée sur le pilier à l'aide d'un rouleau à peinturer. La première bande de tissu a ensuite été enroulée autour du pilier en prenant soin d'aligner les fibres du tissu horizontalement. Une fois cette couche installée, un rouleau gorgé de Sikadur 300 a été passé sur les fibres afin de répartir le liquide uniformément. Ensuite, la deuxième couche a été installée de la même façon en s'assurant que le deuxième chevauchement soit sur la face opposée au premier. La figure 4.23 montre les étapes menant à l'installation du renforcement sur le pilier 3. Cette procédure a été réalisée en moins de deux heures sous la supervision de Sika.



a) Application de Sikadur 330 sur la surface du pilier



b) Installation de la première couche de tissu de composite



c) Pilier une fois l'installation des matériaux composites terminée

Figure 4.23 – Photos des étapes de l'installation du renforcement du pilier 3

4.5 Protocole et montage expérimental

Le protocole et le montage expérimental, de l'essai sur le spécimen 3, sont présentés dans cette section. Il est à noter que cette description est également valide pour l'essai sur le pilier 4. L'essai sur le spécimen de référence présente cependant quelques différences avec la description réalisée dans cette section. Le montage et le protocole expérimental relatif à cet essai sont présentés dans le mémoire de Guillaume Boucher-Proulx (2008) et ne sont pas repris ici. Dans cette section, le chargement auquel sont soumis les spécimens est tout d'abord présenté. Ensuite, le montage expérimental est décrit et illustré par des figures. La description de l'instrumentation utilisée pour les piliers 3 et 4 est alors effectuée. Une discussion du traitement des données ainsi que la présentation des propriétés des spécimens 3 et 4 est finalement réalisée. Il est à noter que l'instrumentation ainsi que les propriétés des matériaux du pilier de référence sont également présentées dans le mémoire de Guillaume Boucher-Proulx et ne sont pas reprises ici.

4.5.1 Protocole expérimental

Le chargement utilisé pour le spécimen de référence ainsi que pour les spécimens 3 et 4 est le même. Il s'agit d'un chargement statique-cyclique. Ce type d'essai nous permet de simuler un séisme à l'aide d'une sollicitation statique-cyclique, ayant une amplitude de déplacement fixe pour chacun des cycles. Même si ce type d'essai ne permet pas de représenter un séisme réel, étant donné la faible vitesse de chargement utilisée, il permet de caractériser le comportement non-linéaire du pilier. De plus, il nous permet d'arrêter l'essai lorsqu'on le désire sans en affecter les résultats. Ce type d'essai peut donc durer plusieurs heures, comparativement à un séisme réel qui ne dure que quelques secondes. Les propriétés dynamiques des matériaux à l'étude sont donc négligées, lors de tels essais. Le béton armé n'est cependant que peu influencé par ce phénomène. Le but de ce chargement est donc d'amener graduellement les piliers dans le domaine inélastique jusqu'à la fin du protocole de chargement.

Le protocole de chargement utilisé doit bien représenter les séismes de l'est du Canada. Pour ce faire, Robert Tremblay (2008) recommande de réaliser plusieurs cycles de faibles déplacements, caractéristiques des séismes de l'est de l'Amérique du Nord. Le chargement cyclique utilisé, basé sur la ductilité en déplacement (μ), est présenté à la figure 4.24.

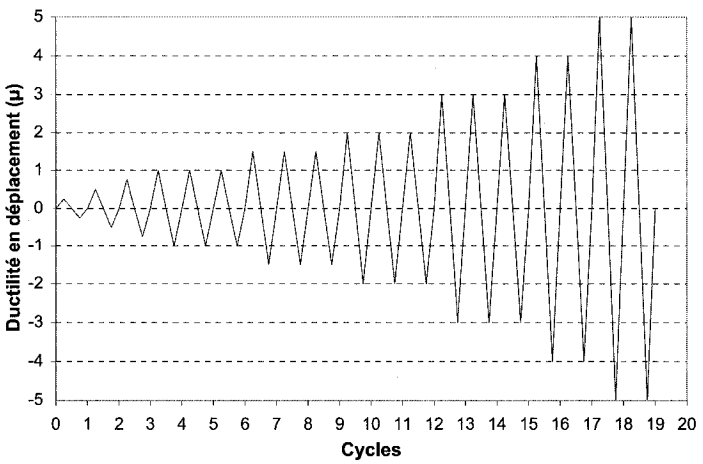


Figure 4.24 – Protocole de chargement utilisé pour les essais

Le chargement auquel sont soumis les piliers est divisé en quatre étapes. Tout d'abord, la première étape consiste en une vitesse de chargement de 0,1 mm/s et ce, jusqu'à la fin du premier cycle de ductilité 1. Cette vitesse de chargement est choisie afin de bien déterminer le déplacement correspondant à μ=1 pour le spécimen de référence, soit le déplacement pour lequel on obtient la plastification d'une des barres de ce pilier. Cette vitesse a été conservée pour les essais sur les spécimens 3 et 4. Ensuite, la deuxième étape consiste à augmenter la vitesse de chargement à 0,5 mm/s jusqu'à la fin du dernier cycle à μ=1,5. Finalement, les deux dernières étapes consistent à augmenter la vitesse à 1 mm/s pour les cycles de ductilité 2 et 3 et à 2 mm/s pour les derniers cycles. Cette augmentation graduelle de vitesse a pour but de diminuer la durée des essais. Il faut toutefois noter que le chargement utilisé pour les spécimens 3 et 4 est exactement le même que celui utilisé pour le spécimen de référence.

Le protocole de chargement présenté ci-dessus permet l'arrêt de l'essai lorsque les déplacements maximaux sont atteints pour chacun des cycles. Ceci nous permet d'observer l'évolution des dommages des piliers. On en profite également pour marquer les fissures à l'aide d'un crayon feutre et pour prendre des photos de la face du pilier en traction.

4.5.2 Montage expérimental

Deux vérins MTS de 500 kN ont été utilisés afin de soumettre le pilier au chargement présenté à la section précédente. Chacun de ces vérins possède une course de 762 mm. Il a été décidé d'utiliser deux vérins afin d'éviter les problèmes de torsion dans le pilier. Le centre d'action de chacun de ces vérins est donc localisé à 500 mm de chacun des côtés des longues faces des piliers. Ces vérins sont contrôlés à partir de la moyenne de leurs déplacements. L'hydraulique les alimentant est fixée en hauteur à l'aide d'une plate-forme d'acier fabriquée à cet effet. Ceci nous permet d'encombrer le moins d'espace possible sur la dalle du laboratoire.

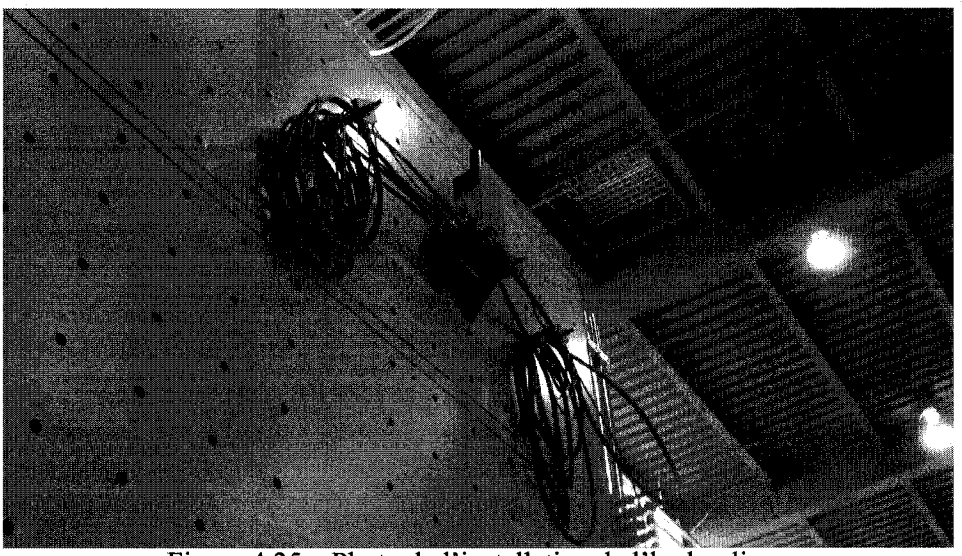


Figure 4.25 – Photo de l'installation de l'hydraulique

Afin de bénéficier de la plus grande course possible, des cales, servant à espacer les vérins du mur de réaction, ont été fabriquées. Chacune de ces cales, d'une longueur totale de 844 mm, est composée de deux profilés tubulaires (HSS) soudés à deux plaques. Ces cales nous ont permis de débuter l'essai à la mi-course des vérins. Les HSS choisis afin de fabriquer ces cales doivent être en mesure de reprendre la précontrainte imposée aux barres Diwidag servant à fixer les vérins au mur de réaction. En effet, deux barres Diwidag de 36 mm de diamètre nominal, par vérin, sont tendues à 400 kN afin d'éviter que les vérins ne décollent du mur de réaction lors de l'essai. Cette force est donc supérieure à la force appliquée au pilier pendant l'essai. De plus, deux dispositifs ont été fabriqués afin de supporter les vérins lors de leur installation. Les chaînes de ce système ont été relâchées avant l'essai pour éviter que ce dispositif ne restreigne le déplacement des vérins. Finalement, dix barres Diwidag tendues à 400 kN chacune sont utilisées afin d'empêcher la semelle de se soulever de la dalle. Il est à noter que, pour le spécimen 4, seulement huit barres Diwidag ont été utilisées puisque le tuyau central d'un des côtés n'était pas parfaitement vertical, rendant donc l'installation de la barre Diwidag impossible à cet endroit. Ce tuyau a probablement bougé lors de la coulée de cette semelle. Toutefois, huit barres se sont avérées suffisantes pour empêcher la semelle de se soulever lors de l'essai.

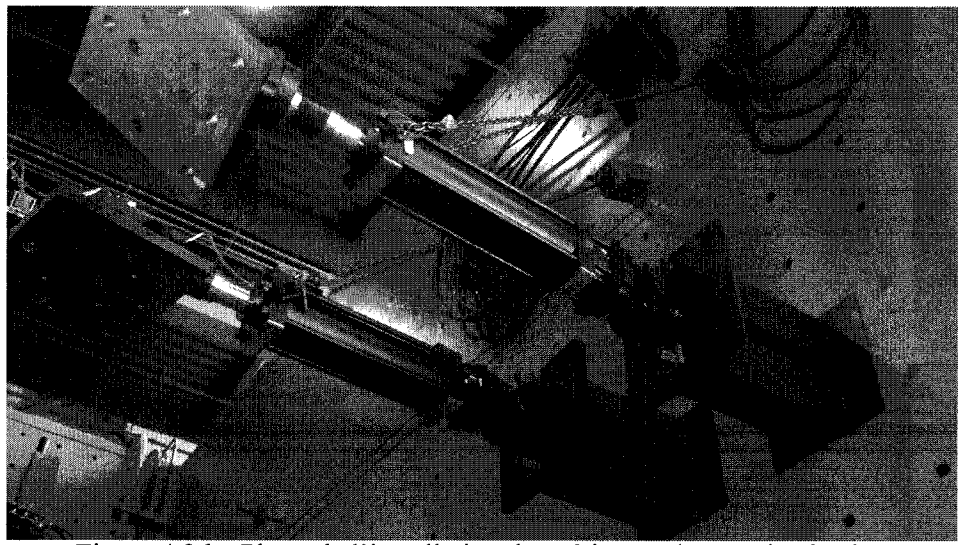


Figure 4.26 – Photo de l'installation des vérins sur le mur de réaction

Une fois ces étapes réalisées, les vérins ont été fixés au pilier. Pour ce faire, deux barres Diwidag par vérin ont également été utilisées. Ces barres passent par les tuyaux de PVC installés dans le pilier à cet effet. La force dans ces barres est la même que la force servant à ancrer le vérin au mur de réaction. La figure 4.27 montre le résultat de cette opération.

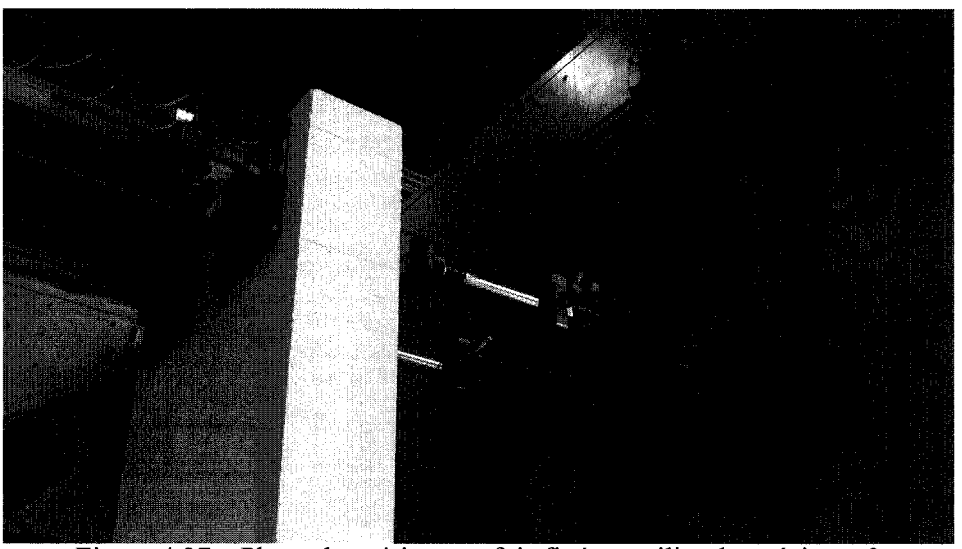


Figure 4.27 – Photo des vérins une fois fixés au pilier du spécimen 3

4.5.3 Instrumentation

Tel que mentionné précédemment, six barres d'ancrage de chacune des semelles sont instrumentées à l'aide de jauges électriques. Ces jauges, servant à mesurer la déformation des barres d'armatures, sont collées sur celles-ci selon une procédure standardisée. On s'assure ainsi que l'adhérence entre la jauge et la barre d'armature permet de capter la déformation de la barre d'armature. Deux jauges ont été collées sur chacune des barres instrumentées de la semelle. Les barres ont tout d'abord été limées puis les jauges ont été collées de manière à ce qu'elles se retrouvent diamétralement opposées sur chacune d'elles. La figure 4.28 présente la numérotation des barres instrumentées des semelles des spécimens 3 et 4.

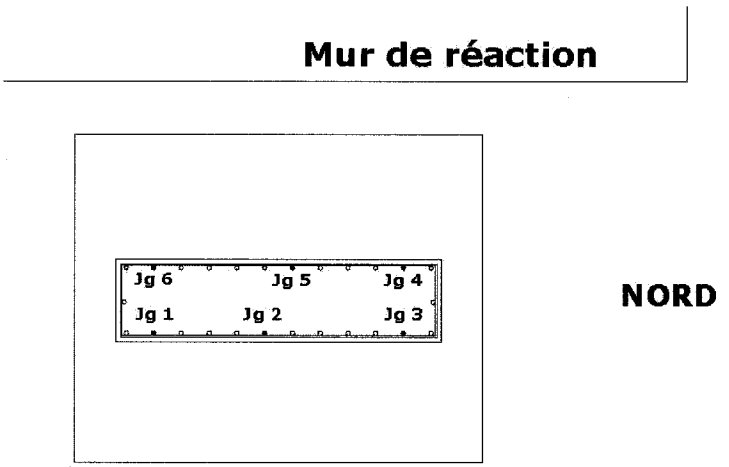


Figure 4.28 – Schéma de l'emplacement des jauges sur les barres d'ancrage de la semelle des spécimens 3 et 4

En plus des jauges électriques installées sur les barres d'ancrage de la semelle, dix autres jauges ont été installées horizontalement sur l'extérieur des matériaux composites du pilier. La procédure d'installation de ces jauges est sensiblement la même que sur l'acier, mis à part certaines étapes de préparation et de nettoyage de la surface. Ces jauges servent à mesurer la déformation des matériaux composites à quelques endroits. Ceci permet de déterminer quelles zones des matériaux composites sont les plus et les moins sollicitées lors de l'essai. Elles sont disposées selon deux rangées, la première rangée étant localisée à 100 mm à partir du dessus de la semelle et la deuxième, localisée

150 mm plus haut, soit à 250 mm du dessus de la semelle. Deux jauges ont été collées au centre de la face ouest tandis que toutes les autres ont été positionnées sur les coins de la face nord tel que l'illustre la figure 4.29.

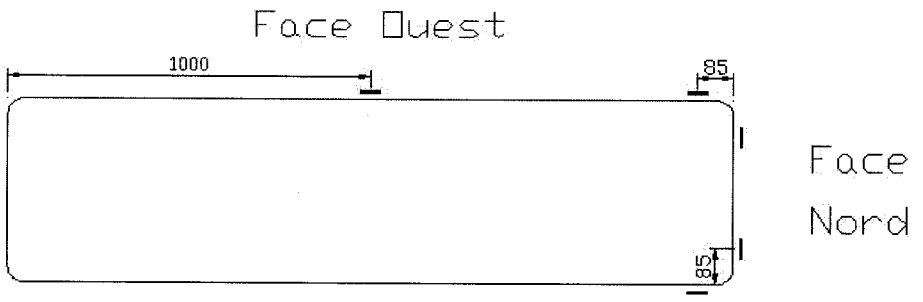


Figure 4.29 – Schéma de l'emplacement des jauges sur le renforcement en composite des spécimens 3 et 4

Les jauges électriques ne sont pas les seuls instruments de mesure utilisés. Un potentiomètre à corde a été installé pour mesurer le déplacement au centre du pilier à la hauteur d'application de la charge. Une des extrémités de l'instrument est fixée au pilier tandis que l'autre extrémité est fixée au mur de réaction. Ceci nous permet donc de comparer le déplacement obtenu à partir du potentiomètre à corde à la moyenne de celui obtenu à partir des vérins. Il est à noter que ces résultats peuvent être légèrement différents puisque le potentiomètre, étant fixé au mur de réaction, prend en compte les tassements mécaniques des cales d'acier installées entre le vérin et le mur de réaction contrairement aux lectures obtenues des vérins.

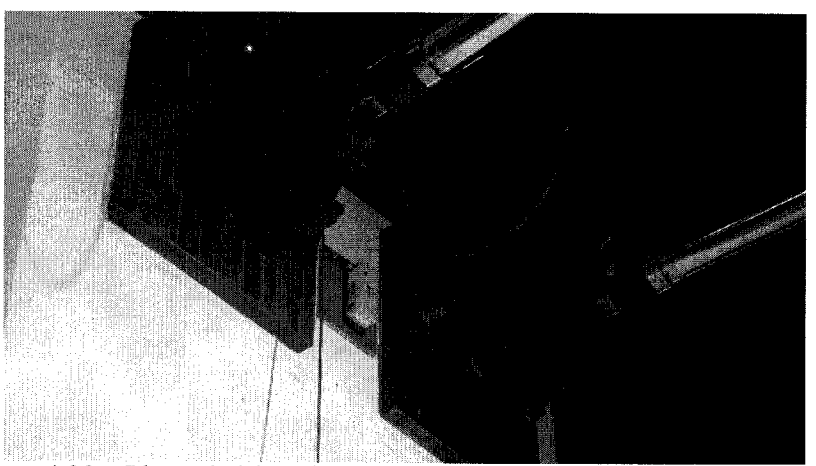


Figure 4.30 – Photo de l'installation du potentiomètre à corde sur le pilier 3

En plus du potentiomètre à corde et des jauges électriques, cinq LVDT ont été utilisés pour l'instrumentation du spécimen. Un LVDT de 15 mm a été installé verticalement sur la face est et ouest, à 100 mm du dessus de la semelle, afin de mesurer l'ouverture du joint entre le pilier et la semelle. De plus, un LVDT de 15 mm a été utilisé sur chacune de ces faces afin d'y mesurer la courbure. Ce LVDT est positionné à 750 mm à partir du dessus de la semelle. Un autre LVDT a été utilisé afin de mesurer le glissement de la semelle par rapport à la dalle du laboratoire. Puisqu'un faible déplacement est attendu à cet endroit, l'utilisation d'un LVDT de 5 mm s'est avérée suffisante. Ce LVDT a été localisé sur la face est de la semelle et est appuyé sur cette dernière à l'aide d'un support mécanique tel qu'illustré à la figure 4.32. Le reste de l'instrumentation est présentée à la figure 4.31.

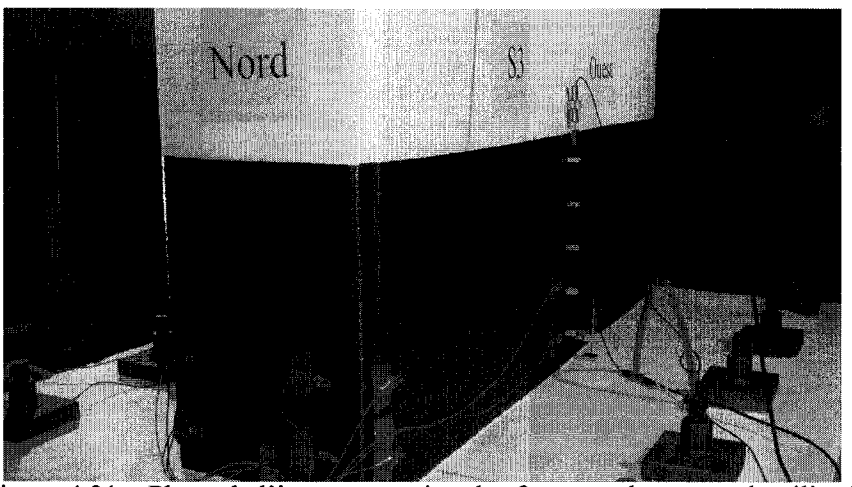


Figure 4.31 – Photo de l'instrumentation des faces nord et ouest du pilier 3

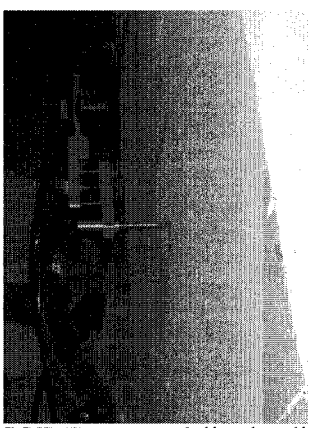


Figure 4.32 – Photo du LVDT servant à lire le glissement de la semelle 3

Le tableau suivant récapitule l'instrumentation utilisée sur les spécimens 3 et 4. Les abréviations utilisées lors de l'analyse et de la présentation des résultats des essais sont également données dans ce tableau.

Tableau 4.1 – Instrumentation des spécimens 3 et 4

Mesures	**Instrumentations**	**Noms**
Flèches	Potentiomètre à corde de 1270 mm	Flèche
	LVDT 5 mm	Mouvement semelle
Mouvements verticaux	LVDT 15 mm	ZO - Zéro Ouest
		ZE - Zéro Est
Courbures	LVDT 15 mm	CO - Courbure Ouest
		CE - Courbure Est
Déformations	Jauges	DCenOH - Déformation centre de la face ouest haut
		DCenOB - Déformation centre de la face ouest bas
		DCoOH - Déformation coin de la face ouest haut
		DCoOB - Déformation coin de la face ouest bas
		DCoNOH - Déformation coin de la face nord, côté ouest, haut
		DCoNOB - Déformation coin de la face nord, côté ouest, bas
		DCoNEH - Déformation coin de la face nord, côté est, haut
		DCoNEB - Déformation coin de la face nord, côté est, bas
		DCoEH - Déformation coin de la face est haut
		DCoEB - Déformation coin de la face est bas

4.5.4 Traitement des données

Le principal résultat recherché lors des essais est l'hystérèse de la force en fonction du déplacement. Cette courbe nous permet de comparer rapidement les performances sismiques d'un pilier par rapport à un autre. La force utilisée dans ce graphique est la somme des forces des deux vérins. Quant au déplacement, il est choisi de prendre la moyenne de la lecture des déplacements de chaque vérin puisque c'est la valeur qui contrôle l'essai. Ces courbes seront présentées pour chacun des essais lors des étapes importantes du chargement. Des illustrations de l'état du pilier à ces instants accompagneront ces graphiques.

Les analyses des autres résultats seront fait ultérieurement à la section 4.11. Dans cette partie, les lectures des jauges installées sur les barres d'armature et sur les matériaux composites seront notamment présentées.

4.5.5 Propriétés des matériaux

Les propriétés des matériaux utilisés lors de la construction des spécimens 3 et 4 sont présentées au tableau 4.2. Il est à noter que les barres d'ancrages de la semelle utilisées pour la construction du pilier de référence et pour le pilier 3 proviennent du même lot. Les barres d'ancrages du pilier 4 proviennent toutefois d'un lot d'acier différent. Les caractéristiques de cet acier sont cependant très semblables aux caractéristiques de l'acier des piliers 1 et 3. La limite élastique de l'acier (f_y) correspond à la valeur du plateau de plastification du graphique de la figure 4.33. Le module élastique du matériau (E) est trouvé en calculant la pente de la droite avant l'atteinte de ce plateau.

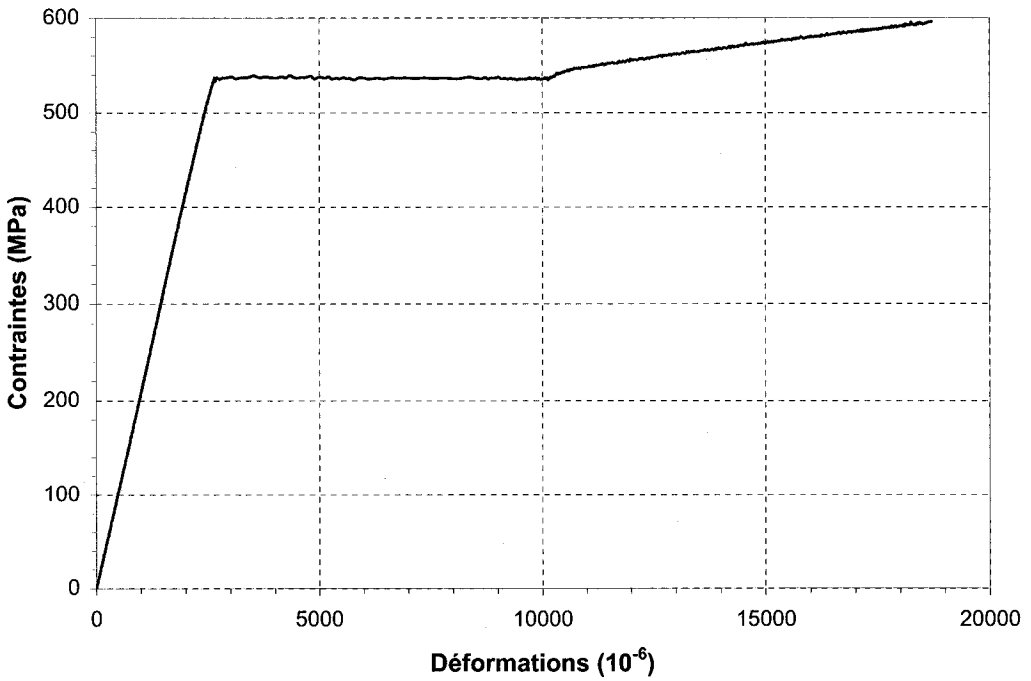


Figure 4.33 – Graphique de l'essai de traction d'une barre d'ancrage des semelles 1 et 3

Le béton des semelles a une résistance spécifiée de 40 MPa à 28 jours. Les moyennes des résultats obtenus des trois cylindres testés pour chacune des semelles, présentées à 28 jours, montrent que cette spécification a été sensiblement respectée. Le béton des piliers doit représenter le béton actuellement présent sur les ponts du Québec. C'est pourquoi, un béton de 30 MPa, à 28 jours, est utilisé. Pour des raisons hors de notre contrôle, la résistance du béton du pilier 4 est légèrement plus faible que celle du pilier 3 à 28 jours. Pourtant, le mélange commandé pour ces deux coulées était le même. Ces deux bétons répondent cependant au critère de ne pas être trop résistant. Le module élastique (E) obtenu expérimentalement pour chacun des mélanges est également présenté.

Tableau 4.2 – Propriétés des matériaux des spécimens 3 et 4

Matériaux	Propriétés	Spécimen 3	Spécimen 4	Nombre de jours après la coulée
Béton du pilier	f'_c (MPa)	32.0	29.4	28
	E (MPa)	29095	26756	
Béton de la semelle	f'_c (MPa)	40.4	39.2	28
	E (MPa)	26857	29617	
Armatures d'ancrage de la semelle	F_y(MPa)	535	528	-
	E (MPa)	207756	206209	-
Matériaux composites	F_u (MPa)	717	717	-
	E (MPa)	65087	65087	-

4.6 Calculs théoriques de résistance

Cette section présente les calculs théoriques de résistance pour le pilier 3. Ces calculs servent à estimer la charge et le déplacement correspondant à la plastification des barres longitudinales de la semelle. De plus, ils permettent de déterminer quel mode de rupture causera la rupture des spécimens. Tout d'abord, la résistance ultime du pilier en flexion est calculée. À partir de cette résistance, il est possible de déterminer si la quantité d'étriers du pilier est suffisante pour éviter une rupture du pilier en cisaillement. Une vérification de ces calculs est ensuite effectuée à l'aide du logiciel Response 2000.

4.6.1 Résistance en flexion

La résistance en flexion du pilier de référence est calculée en considérant son extrémité encastrée. Le rang d'armature intermédiaire (A_s'') ainsi que le rang d'armature de la face comprimée (A_s') sont considérés dans le calcul de la résistance à la flexion. Dans un premier calcul, on suppose que A_s' et A_s'' sont tendus et élastiques à l'ultime. La figure 4.34 illustre cette situation. Il faut cependant noter que la résistance est calculée en considérant les armatures de la semelle.

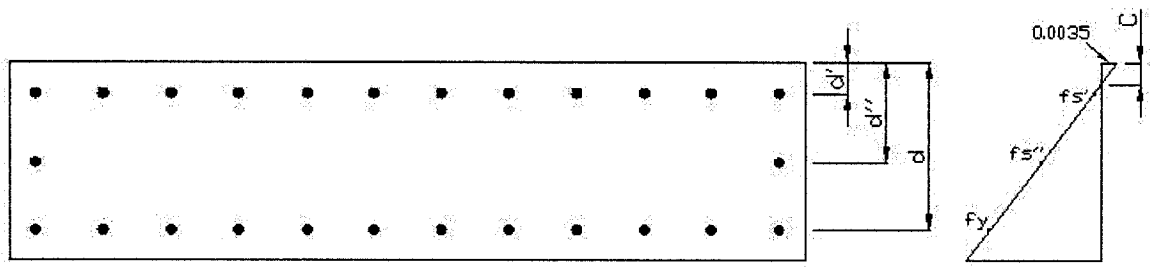


Figure 4.34 – Schéma de l'équilibre des forces en supposant l'armature secondaire élastique et tendue (armatures des semelles montrées)

On a alors l'équation suivante :

$$T_s + F_s^{''} + F_s^{'} = C_c \tag{5-1}$$

où

$$C_c = \alpha_1 f_c^{'} ab = \alpha_1 f_c^{'} \beta_1 cb \tag{5-2}$$

$$T_s = A_s f_y \tag{5-3}$$

$$F_s^{''} = A_s^{''} f_s^{''} = A_s^{''} E_s \varepsilon_s^{''} = A_s^{''} E_s 0.0035 \left(\frac{d^{''} - c}{c} \right) \tag{5-4}$$

$$F_s^{'} = A_s^{'} f_s^{'} = A_s^{'} E_s \varepsilon_s^{'} = A_s^{'} E_s 0.0035 \left(\frac{d^{'} - c}{c} \right) \tag{5-5}$$

Pour le pilier 3, on a :

$A_s = A_s^{'} = 12 \times 500 = 6000$	: Aire de l'acier des faces tendues et comprimées (mm^2)
$A_s^{"} = 2 \times 500 = 1000$	: Aire de l'acier du rang intermédiaire (mm^2)
$d = 422.5$	: Distance entre A_s et la face comprimée (mm)
$d^{'} = 77.5$	: Profondeur du rang d'acier de la face comprimée (mm)
$d^{"} = 250$	: Profondeur de l'acier intermédiaire (mm)
$f_y = 535$	: Limite élastique des barres d'armatures (MPa)
$f_c^{'} = 35$	: Limite élastique du béton en compression (MPa)
$b = 2000$	: Largeur du pilier (mm)
$\alpha_1 = 0.80$	: Paramètre du bloc de contraintes équivalent
$\beta_1 = 0.88$	: Paramètre du bloc de contraintes équivalent

En substituant les formules 5-2 à 5-5 dans 5-1, on peut résoudre le polynôme de deuxième degré pour trouver la valeur de c. En entrant cette valeur dans la formule 5-4, on constate que $f_s'' > f_y$. Ceci signifie que l'armature intermédiaire est inélastique : elle plastifie en traction. La valeur de c obtenue n'est donc pas bonne. Il faut reprendre le calcul précédent en considérant l'armature intermédiaire inélastique :

$$F_s^{"} = A_s^{"} f_y \tag{5-6}$$

On obtient alors c=76,79 mm et chacun des rangs d'armature est tendu. Le seul rang qui n'est pas plastifié est le rang de la face comprimée (A_s'). On peut donc calculer le moment résistant du pilier à l'aide de l'équation suivante :

$$M_{ult} = A_s f_y \left(d - a/2\right) + A_s^{"} f_y \left(d^{"} - a/2\right) + A_s^{'} f_s^{'} \left(d^{'} - a/2\right) \tag{5-7}$$

$$M_{ult} = 1365 kN \times m$$

4.6.2 Résistance en cisaillement

À partir du moment ultime calculé précédemment, il est possible de déterminer si la conception des étriers, présentée aux figures 4.11 et 4.12, permet au pilier d'atteindre sa résistance en flexion avant d'obtenir une rupture en cisaillement. Il faut rappeler que l'espacement des étriers a été choisi suite à la consultation de plans et devis afin de bien représenter la situation actuelle des ponts existants du Québec. Cet espacement, de 300 mm, correspond également à la recommandation de la norme S6-66. En pondérant le moment ultime obtenu à la section précédente par un facteur de sécurité de 1.3 afin d'obtenir le moment probable et en le divisant par le bras de levier entre l'application de la charge et le dessus de la semelle, on obtient la valeur de cisaillement de conception suivante :

$$V_f = \frac{1.3M_{ult}}{4.17} \tag{5-8}$$

$$V_f = 426kN$$

En négligeant la résistance du béton en cisaillement puisque celui-ci fissure rapidement lors d'un chargement cyclique et en utilisant la méthode générale, on a :

$$V_R = V_s = \frac{\phi_s A_v f_y d_v}{s \tan\theta}; \tag{5-9}$$

$$\theta = 29 + 7000\varepsilon_x; \tag{5-10}$$

$$\varepsilon_x = \frac{M_f / d_v + V_f}{2E_s A_s} \leq 3\times10^{-3} \tag{5-11}$$

Où :

$\phi_s = 0.9$	: Facteur de pondération de l'acier
$A_v = 12 \times 100 = 1200$	: Aire des étriers (mm^2)
$f_y = 400$	: Limite élastique des étriers (MPa)
$d_v = 0.9d = 380$	: Profondeur efficace des étriers (mm)
$s = 300$	: Espacement des étriers (mm)
$M_f = 1365 \times 1.3 = 1775$	: Moment de flexion probable dans le pilier (kN*m)
$V_f = 426$	: Effort de cisaillement dans le pilier (kN)
$E_s = 200000$	: Module d'Young de l'acier (MPa)
$A_s = 12 \times 500 = 6000$	: Aire de l'acier longitudinal de la face tendue (mm^2)

On obtient donc :

$$\varepsilon_x = 2124 \times 10^{-6}$$
$$\theta = 43.9°$$
$$V_R = 569kN$$

On constate alors que $V_r > V_f$. La résistance en cisaillement est donc suffisamment élevée afin d'obtenir la rupture du pilier en flexion.

4.6.3 Vérification à l'aide du logiciel Response 2000

Le logiciel Response 2000, développé à l'Université de Toronto, permet de modéliser un pilier à l'aide d'une analyse «pushover». Les propriétés des matériaux du pilier 3 sont tout d'abord entrées dans le logiciel. La courbe de la charge en fonction du déplacement de ce pilier est alors obtenue. Cette courbe est présentée à la figure 4.35.

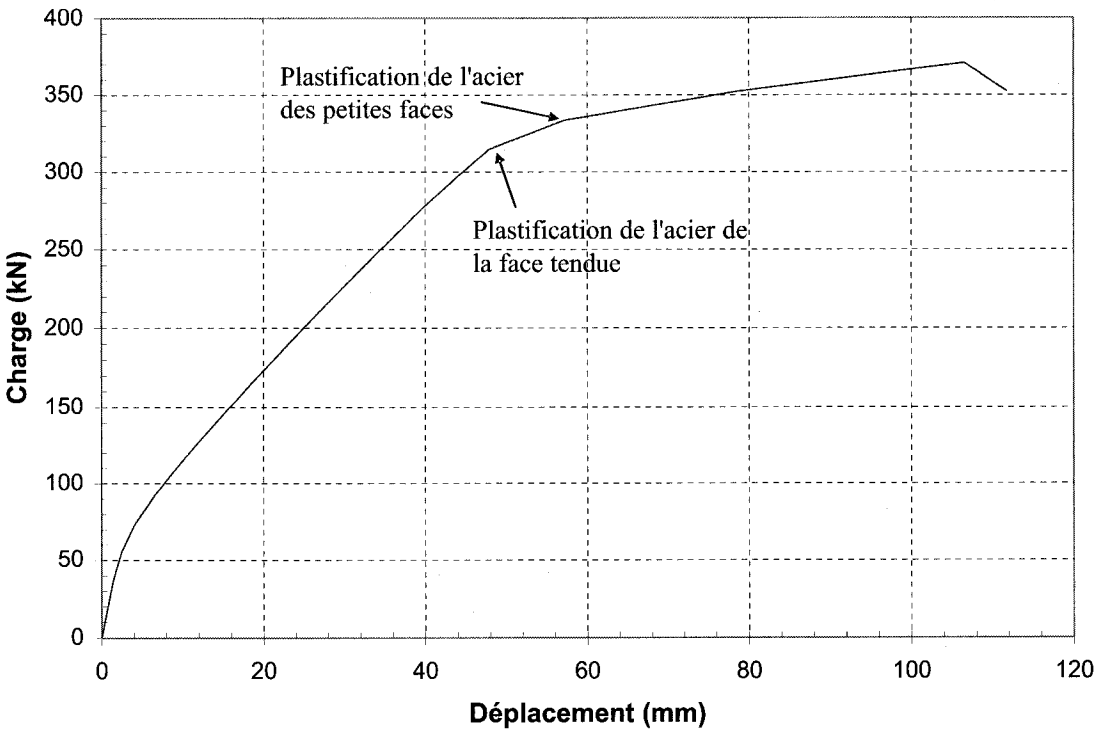


Figure 4.35 – Graphique charge-déplacement obtenu à l'aide de Response 2000 pour le pilier 3

À l'aide du graphique précédent, il est possible d'approximer la charge de fissuration du béton et la charge correspondant à la plastification des barres d'armatures. Il est toutefois difficile de donner une bonne approximation de cette dernière puisque deux cassures distinctes surviennent avant la phase inélastique du chargement. C'est pourquoi, deux droites de prolongement sont tracées sur le graphique de la figure 4.36.

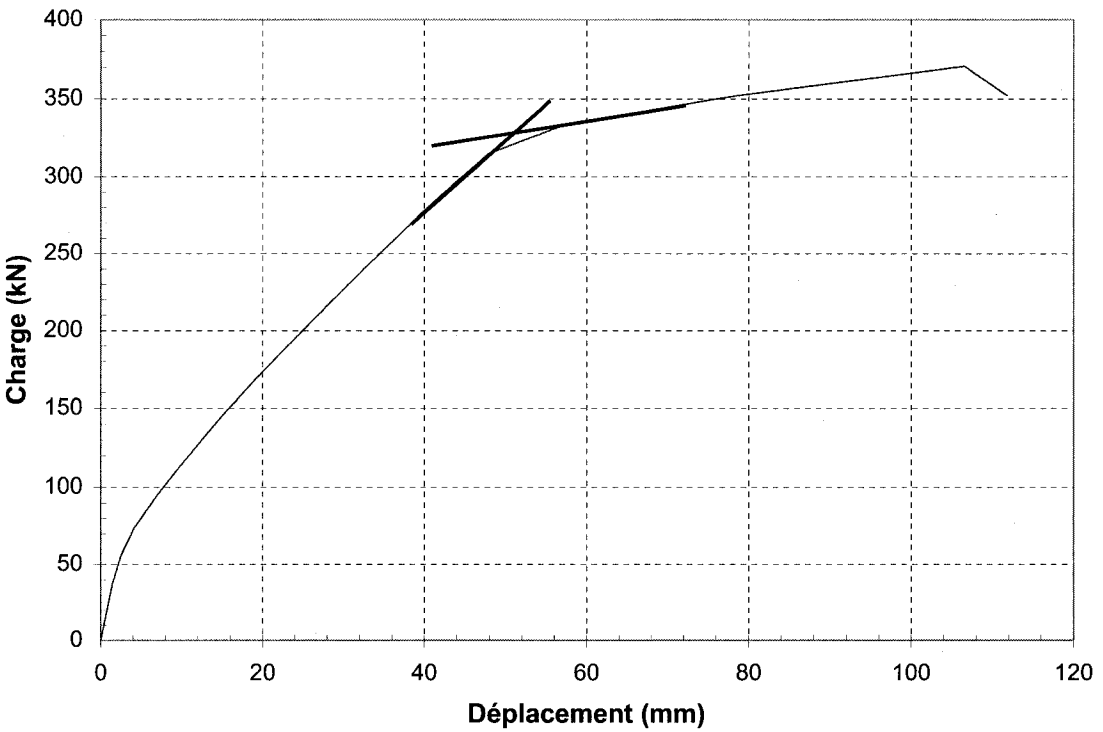


Figure 4.36 – Détermination de la charge de plastification des barres d'ancrage

On obtient une valeur plus précise de la charge pour laquelle les barres d'armatures longitudinales plastifient en se basant sur ces deux droites. Cette charge est d'environ 328 kN, ce qui correspond à un moment de 1368 kN×m. Ceci confirme le calcul théorique de la section 4.6.1 selon lequel la résistance du pilier en flexion est de 1365 kN×m. De plus, le déplacement correspondant à cette charge est d'environ 51 mm, ce qui équivaut au déplacement pour lequel on obtient la plastification d'une première barre lors du chargement.

4.7 Résultats de l'essai sur le pilier de référence

Cette section présente un résumé des résultats obtenus lors de l'essai du pilier de référence. Cet essai a été réalisé conjointement avec Guillaume Boucher-Proulx tel que mentionné précédemment. Les détails supplémentaires relatifs à cet essai sont présentés

dans son mémoire. Les grandes lignes des résultats obtenus sont cependant reprises afin de mieux les comparer avec les résultats des essais des spécimens 3 et 4.

Tout d'abord, le résultat le plus important de l'essai du premier pilier est l'hystérèse de la force en fonction du déplacement du spécimen. Ce graphique, présenté à la figure 4.37, montre que la première perte de charge notable est celle subite lors du deuxième cycle à μ=1,5. Cette perte de charge, d'environ 15 %, montre que la rigidité du pilier est déjà affectée à ce stade. La charge totale, à la fin du dernier cycle à cette ductilité, ne dépasse même pas les 300 kN. Par la suite, la perte de charge à μ=2 est encore plus importante. La charge du premier cycle à cette ductilité atteint environ 80% de la charge maximale du cycle de ductilité précédente. Finalement, lors des cycles de plus grands déplacements, le béton s'endommage davantage, la rigidité du pilier étant grandement diminuée. La charge au dernier cycle du chargement est inférieure à 50 kN.

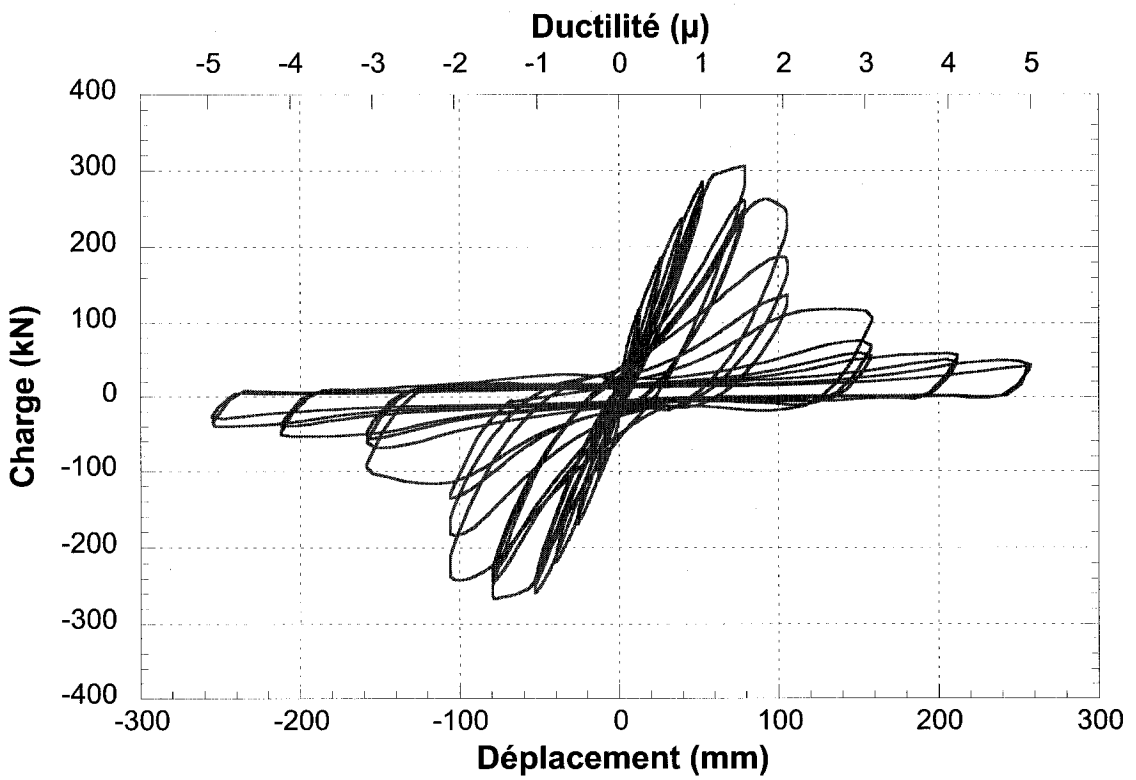


Figure 4.37 – Graphique charge-déplacement de S1 à la fin de l'essai

Visuellement, plusieurs fissures verticales de fendage se sont formées lorsque le pilier est entré dans la phase inélastique du chargement. L'état des coins du pilier s'est dégradé sérieusement tout au long de l'essai. Si bien qu'à la fin du chargement, les barres des coins du pilier ont été mises à nues, le béton de recouvrement s'étant décollé de ces dernières. Les figures 4.38 et 4.39 présentent respectivement l'état des faces nord et sud du pilier à la fin de l'essai. L'état des faces est et ouest sont, quant à elles, présentées à la figure 4.40.

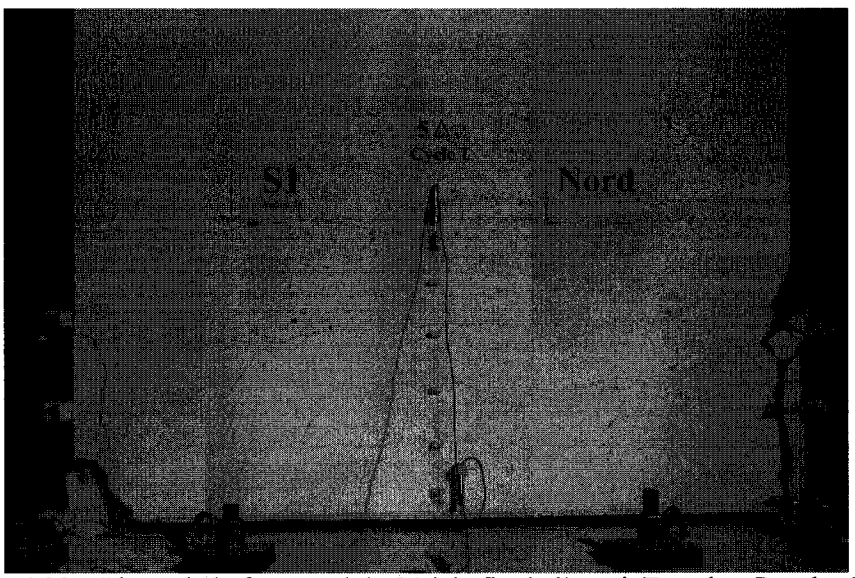


Figure 4.38 – Photo de la face nord de S1 à la fin de l'essai (Boucher-Proulx, 2008)

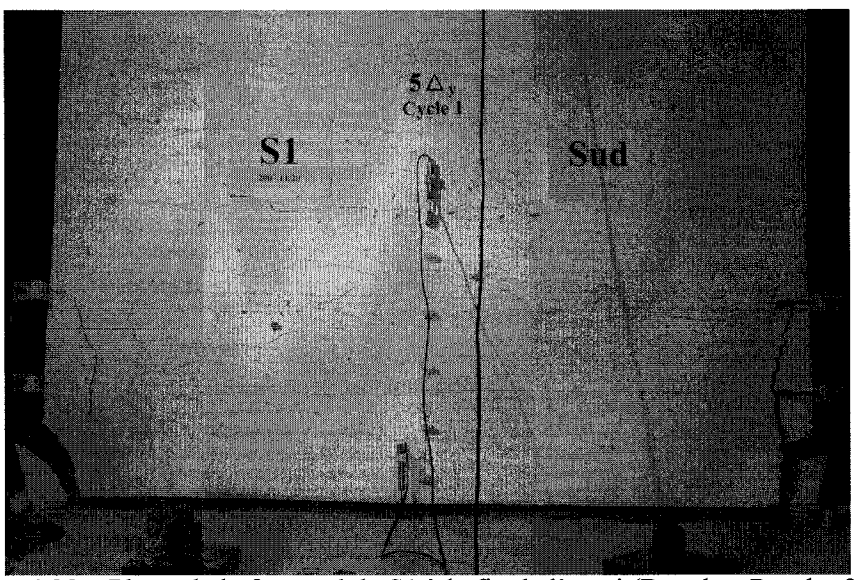


Figure 4.39 – Photo de la face sud de S1 à la fin de l'essai (Boucher-Proulx, 2008)

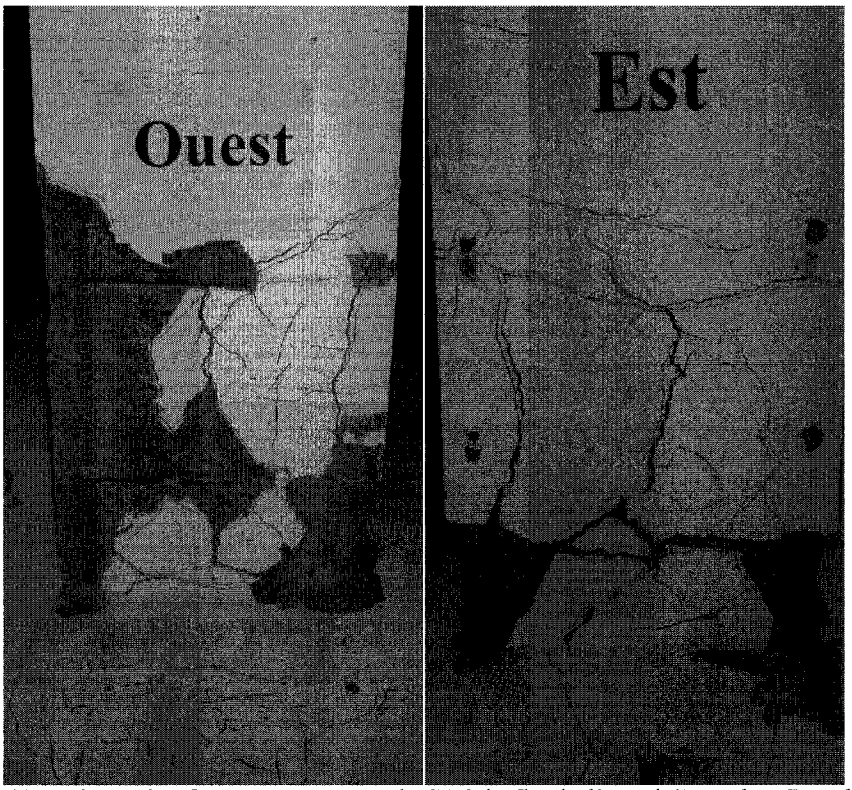


Figure 4.40 – Photo des faces est et ouest de S1 à la fin de l'essai (Boucher-Proulx, 2008)

4.8 Réalisation de l'essai de S3

Une fois le deuxième spécimen renforcé et mis en place, le chargement a pu débuter. Bien entendu, le but recherché était d'améliorer le comportement obtenu pour le pilier de référence. De plus, le spécimen réhabilité doit pouvoir résister à un séisme de l'est de l'Amérique du Nord.

L'essai a débuté lentement avec les premiers cycles de faibles déplacements. Puisque les propriétés des barres d'ancrage du spécimen à l'essai sont les mêmes que celles du pilier de référence, le déplacement correspondant à la plastification de la première barre est le même, soit de 53 mm. Le pilier est donc soumis aux cycles successifs de μ=0,25, μ=0,5 et μ=0,75. Après le premier cycle, plusieurs fissures horizontales de flexion sont déjà apparentes. Ces fissures atteignent presque la moitié de la hauteur du pilier et sont

espacées à environ 300 mm. Ensuite, lors des cycles suivants, les fissures de flexion présentes sur la face tendue du pilier s'ouvrent davantage tout en se refermant sur la face comprimée. À la fin du cycle à μ=0,75, ces fissures sont apparentes sur toute la hauteur du pilier. De plus, pendant ce cycle, de nouvelles fissures horizontales sont apparues sur les faces est et ouest entre les fissures de flexion à la base du pilier, juste au-dessus des matériaux composites. Quelques fissures verticales sont également apparues lors de ce cycle dans les coins des faces ouest et est du pilier. Ces ouvertures sont cependant très fines et relativement courtes. Après ces cycles de faibles déplacements, le chargement s'est poursuivit jusqu'à la plastification de la première barre d'ancrage de la semelle, soit jusqu'au cycle correspondant à μ=1. Trois cycles complets ont été réalisés pour ce déplacement; la charge maximale atteinte étant de 294 kN. La figure 4.41 présente le graphique de la force totale en fonction du déplacement au sommet du pilier jusqu'à la fin du troisième cycle de ductilité μ=1. La figure 4.42 présente l'état de la face ouest du pilier au même moment.

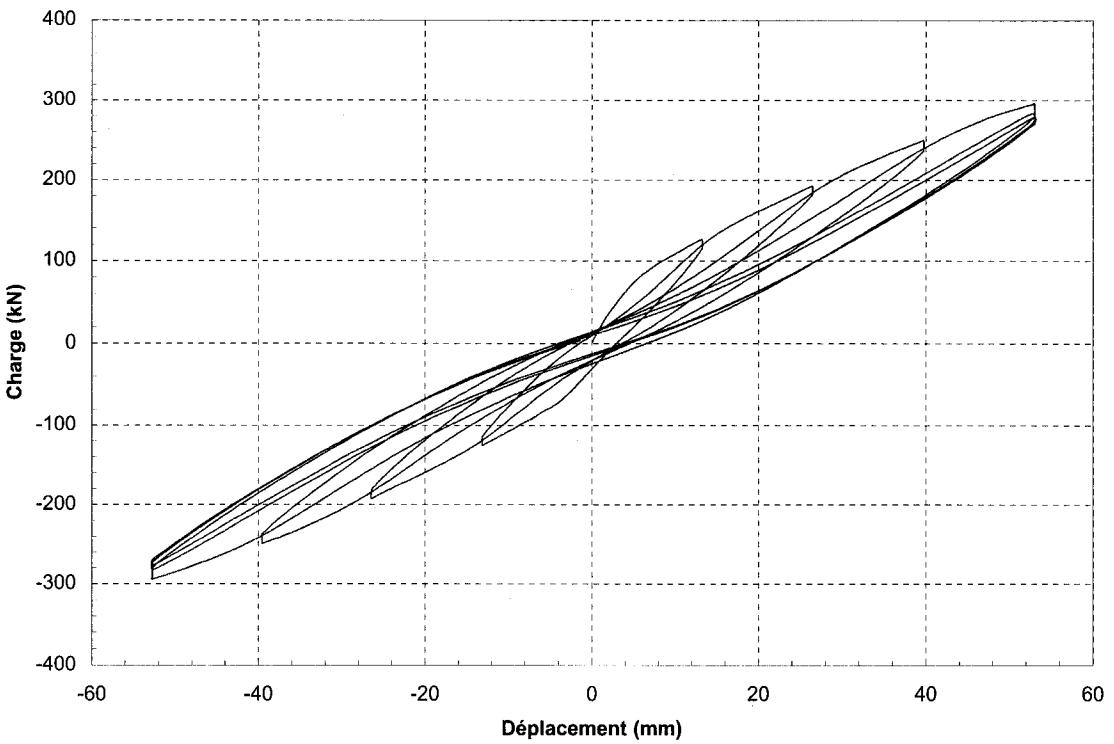


Figure 4.41 – Graphique charge-déplacement de S3 après les cycles à μ=1

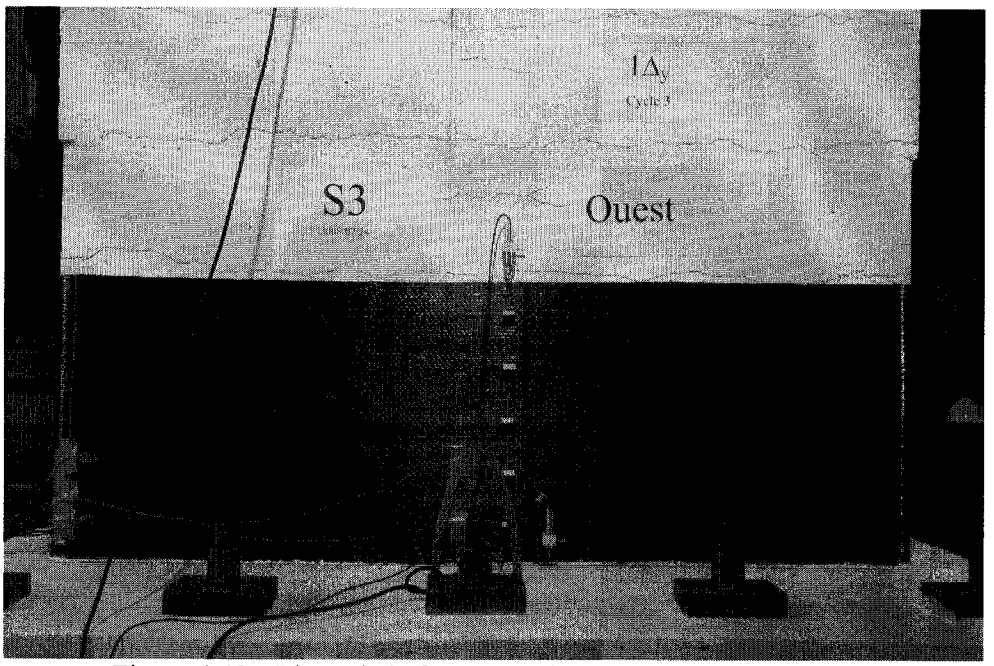


Figure 4.42 – Photo de la face ouest de S3 après les cycles à μ=1

Après le dernier cycle à μ=1, la phase inélastique du chargement a été entamée. Cette phase est marquée par la plastification des autres barres d'ancrage de la semelle. De plus, aucune nouvelle fissure n'apparaît sur le béton à partir de ce moment. Cependant, des lignes blanches horizontales sont visibles sur les matériaux composites. La plus apparente de ces lignes est localisée à 620 mm au-dessus de la semelle de la face ouest du pilier. Lors du premier cycle à ce déplacement, la charge maximale atteinte est de 334 kN. Cette augmentation de charge une fois passé la plastification des barres d'ancrages est due à la présence de barres intermédiaires dans le pilier ainsi qu'à l'écrouissage de l'acier. Le deuxième cycle à μ=1,5 est marqué par une légère perte de charge. En effet, la charge maximale atteint 304 kN lors du deuxième cycle à ce déplacement. Il est également intéressant de remarquer que la pente du graphique de la charge en fonction du déplacement diminue considérablement une fois passé le déplacement de plastification de 53 mm. Ceci est caractéristique du passage au domaine inélastique. La figure 4.43 présente l'hystérèse de la force totale en fonction du déplacement au sommet du pilier à la fin du dernier cycle à μ=1.5. La figure 4.44 présente l'état de la face ouest du pilier à cet instant. La flèche de cette figure sert à

identifier l'endroit où la ligne blanche apparaît sur le matériau composite puisqu'elle n'est pas visible sur la photo.

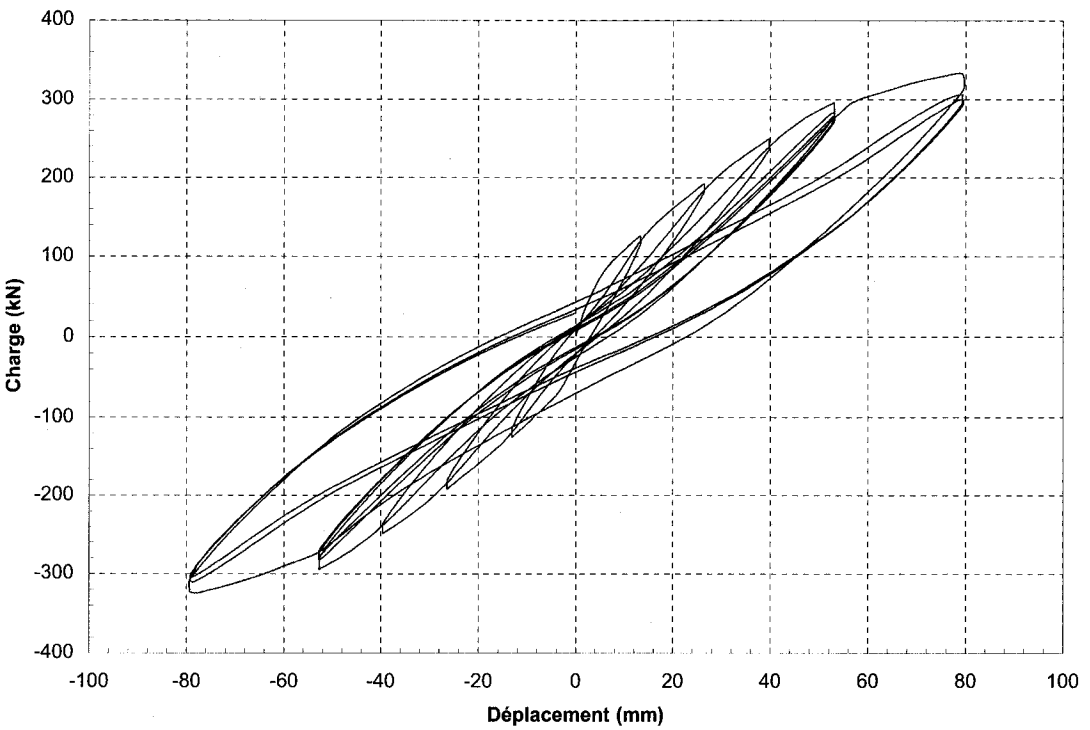


Figure 4.43 – Graphique charge-déplacement de S3 après les cycles à μ=1.5

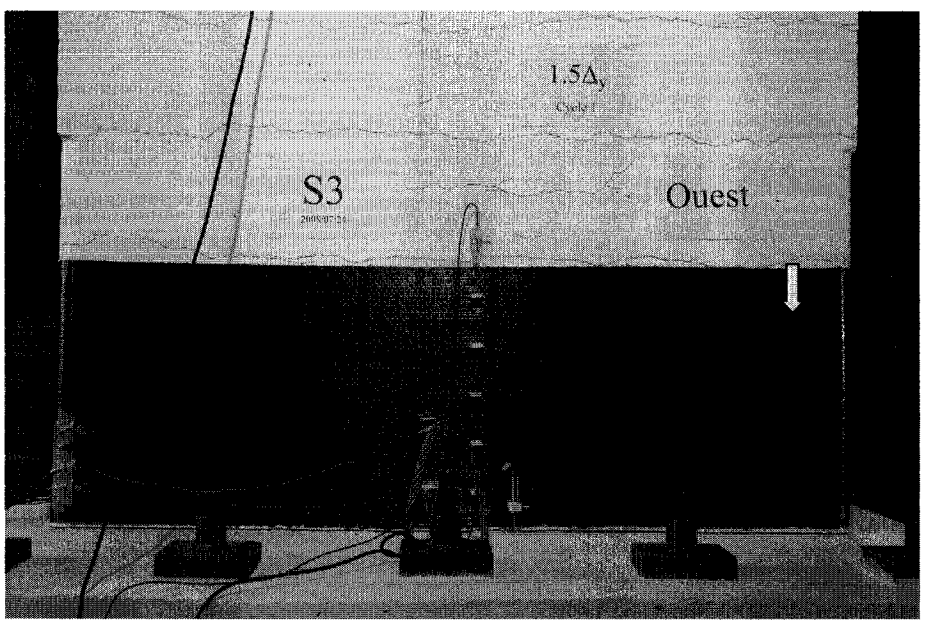


Figure 4.44 – Photo de la face ouest de S3 après les cycles à μ=1.5

Suivent ensuite les trois cycles à μ=2. Lors de ces étapes, rien de nouveau n'est apparu visuellement. En observant le graphique de la charge en fonction du déplacement, on constate qu'une nouvelle charge maximale est atteinte, soit une charge de 346 kN. Une faible perte de charge est ensuite enregistrée lors du deuxième cycle au déplacement de 106 mm. On note toutefois que la charge demeure relativement stable lors de ces cycles; cette dernière reste au-dessus de 300 kN. Ceci correspond donc à une augmentation de ductilité par rapport au pilier de référence. Rappelons que, pour ce pilier, la charge avait diminué d'environ 40% entre le premier et le troisième cycle à ce déplacement, atteignant 138 kN à la fin du dernier cycle.

Après avoir présenté un comportement très satisfaisant jusqu'à μ=2, le pilier a été soumis à trois cycles successifs de déplacement à μ=3, soit des déplacements de ±159 mm. Avant d'atteindre ce stade, soit à environ 130 mm, une perte de charge importante est survenue. Suite à cette perte de charge, la force requise pour imposer un premier déplacement de 159 mm au pilier descend à 268 kN. Cette charge chute à 97 kN lors du dernier cycle, ce qui représente une perte d'un peu plus de 60%. Il faut toutefois souligner que, du côté négatif, soit lorsqu'on tire sur le pilier, le comportement est moins critique. En effet, une charge de -352 kN est atteinte lors du premier cycle négatif comparativement à -176 kN lors du dernier cycle. Ceci correspond à une perte de charge de 50%. Cette différence de comportement peut être explicable par le fait qu'il est impossible de construire un pilier parfaitement symétrique. Il est donc probable que certains détails de construction aient été légèrement différents entre la face ouest et la face est. Par exemple, l'enrobage de béton peut être légèrement différent d'une face à l'autre. Or, tel que mentionné précédemment, cet enrobage influence le comportement sismique du pilier. Quoi qu'il en soit, peu importe le sens du déplacement, il est clair que le pilier a été fortement endommagé lors de ces cycles et que sa rigidité a considérablement diminuée. Tout en considérant cette importante perte de charge, il faut tout de même souligner que la charge de 97 kN atteinte lors du dernier chargement demeure considérablement plus grande que la charge de 50 kN à la fin de ce même cycle

pour le pilier de référence. Le graphique de la charge en fonction du déplacement après les cycles à μ=3 est présenté à la figure 4.45. En plus de la perte de charge importante, il a été remarqué que le tissu de composite a commencé à ouvrir horizontalement dans le bas du coin sud-ouest du pilier. Les lignes blanches horizontales sont également de plus en plus apparentes sur les matériaux composites. De plus, une fissure importante est apparue sur le dessus de la semelle vis à vis le coin nord-ouest du pilier. On peut donc croire que les barres d'ancrages présentes dans ce coin reprennent une grande partie des efforts de la face ouest. Les figures 4.46 et 4.47 présentent l'état de dégradation du pilier après les cycles à μ=3. Sur ces figures, la ligne blanche la plus visible est identifiée par une flèche tandis que l'endroit où le matériau composite ouvre est identifié par une flèche plus foncée.

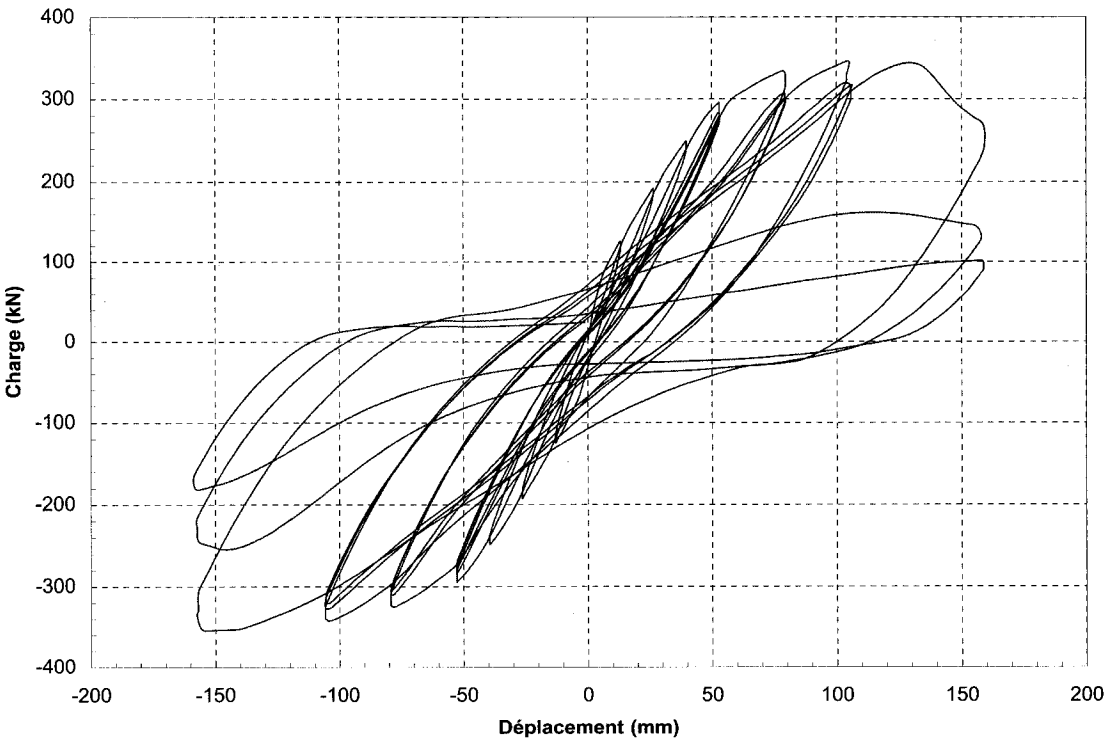


Figure 4.45 – Graphique charge-déplacement de S3 après les cycles à μ=3

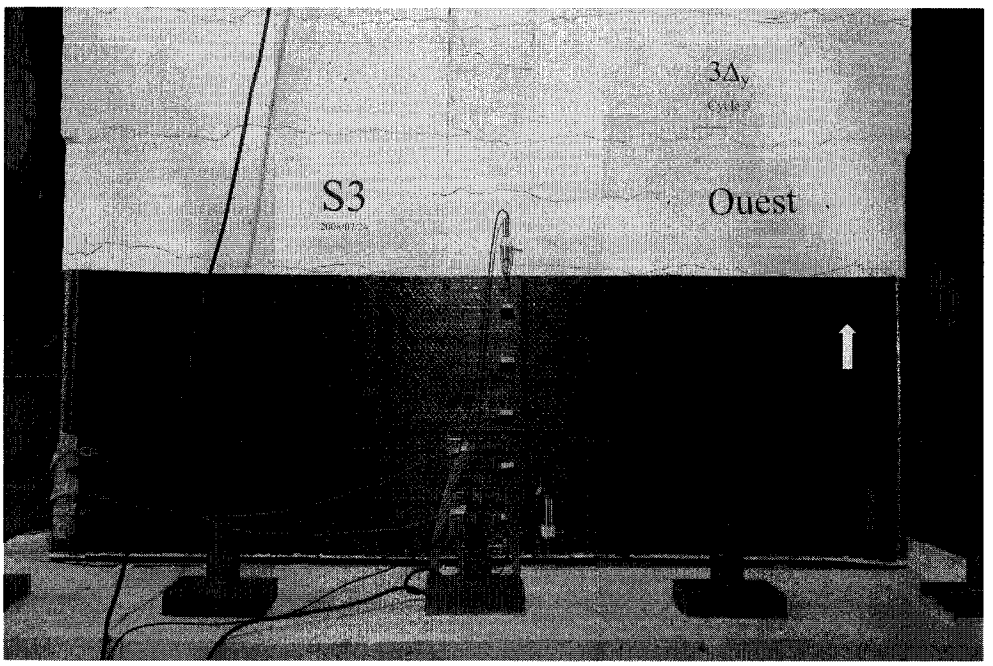


Figure 4.46 – Photo de la face ouest de S3 après les cycles à μ=3

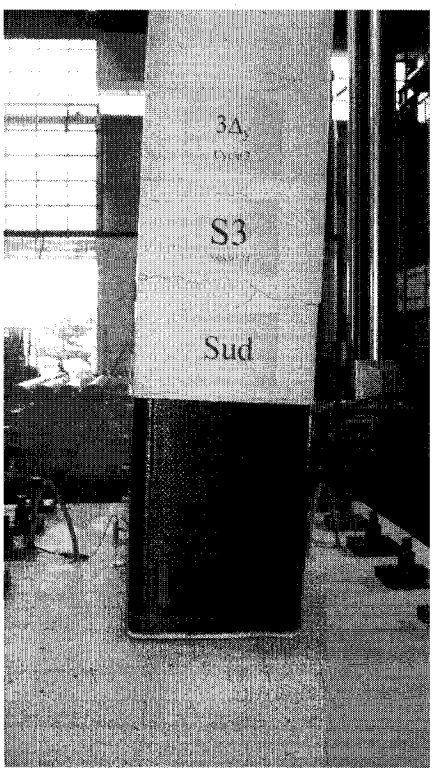


Figure 4.47 – Photo de la face sud de S3 après les cycles à μ=3

Le chargement a ensuite été poursuivi avec les cycles de ductilité supérieurs, soit les cycles de ductilité 4 et 5. Lors de ces étapes, la charge de 100 kN à la fin du dernier cycle à μ=3 s'est finalement stabilisée à environ 50 kN. La pente du graphique de la charge en fonction du déplacement est très faible pour ces ductilités. Ceci signifie qu'une faible charge est requise pour imposer un grand déplacement au pilier. La rigidité du spécimen est donc très faible à ce stade. Visuellement, on constate que les matériaux composites s'ouvrent davantage dans les coins du pilier. De plus, le béton est fortement endommagé à la base du pilier sous les matériaux composites des faces nord et sud. La figure 4.48 présente l'hystérèse de la charge en fonction du déplacement à la fin de l'essai. L'état du pilier à ce moment est, quant à lui, présenté à la figure 4.49.

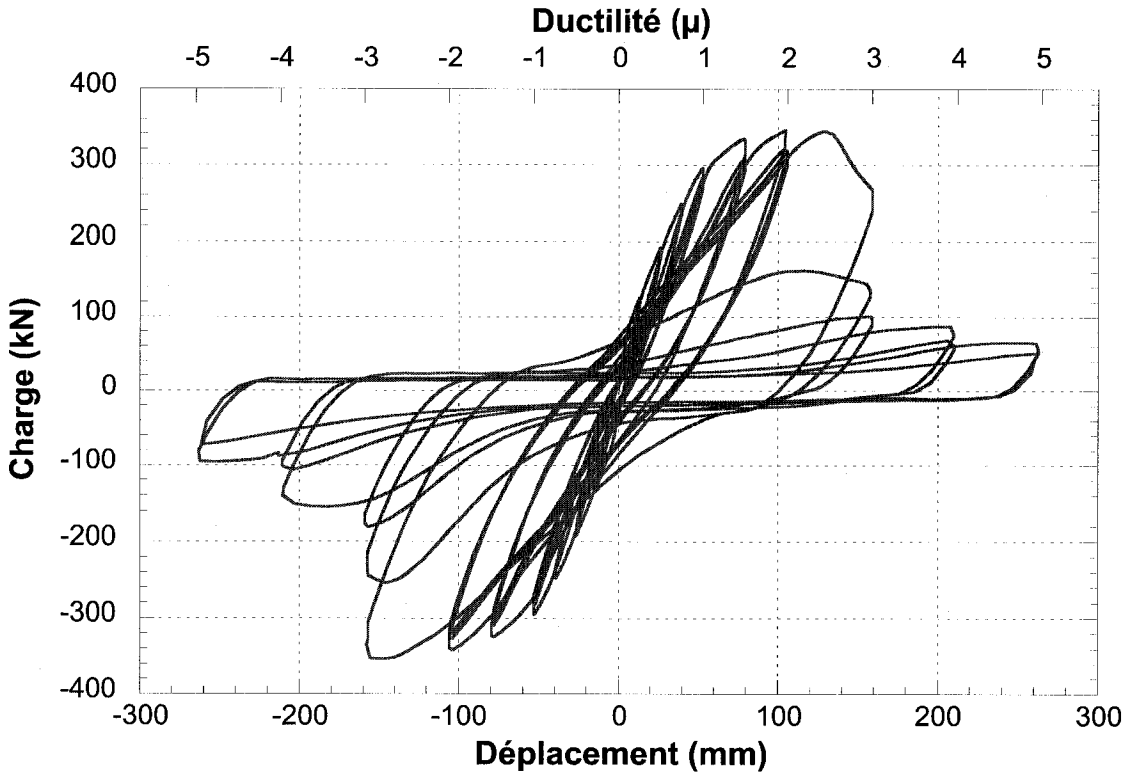


Figure 4.48 – Graphique charge-déplacement de S3 à la fin de l'essai

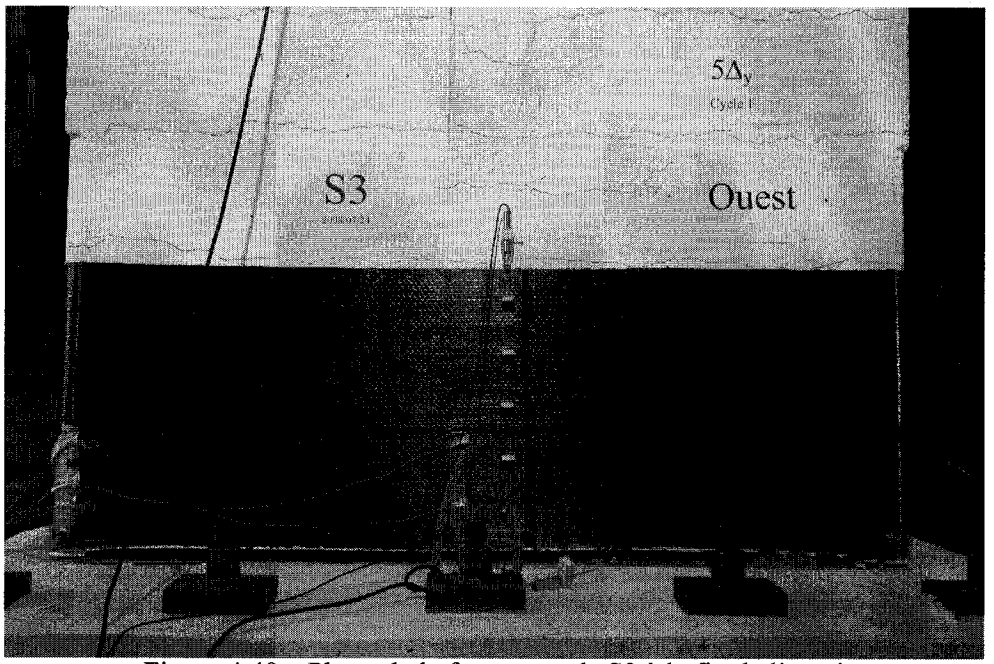


Figure 4.49 – Photo de la face ouest de S3 à la fin de l'essai

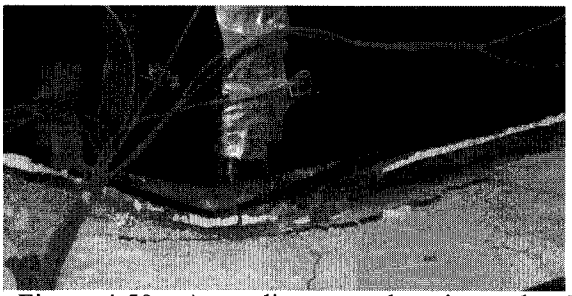


Figure 4.50 – Agrandissement du coin nord-ouest de S3 à la fin de l'essai

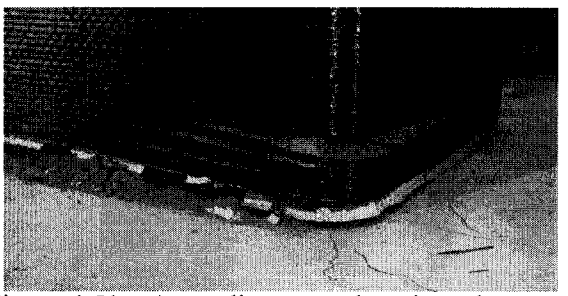


Figure 4.51 – Agrandissement du coin sud-ouest de S3 à la fin de l'essai

Le tissu de composite du pilier 3 a été enlevé suite à l'essai. Cette opération vise à comparer l'état du pilier avec celui du spécimen de référence. De plus, les informations ainsi obtenues nous permettent de mieux cibler les défauts de ce spécimen et ainsi développer une nouvelle méthode de renforcement. Après avoir enlevé le tissu de fibres de carbone, il est constaté que, contrairement au spécimen de référence, aucune fissure majeure de fendage n'est présente sur ce pilier. Le patron de fissuration obtenu est composé de plusieurs microfissures orientées dans différentes directions. Le renforcement est donc efficace pour empêcher les fissures de fendage de se développer

perpendiculairement aux faces du pilier. La figure 4.52 montre le pilier 3 une fois son renforcement arraché. Il est à noter que le béton au bas du pilier a été retiré manuellement après avoir enlevé le composite.

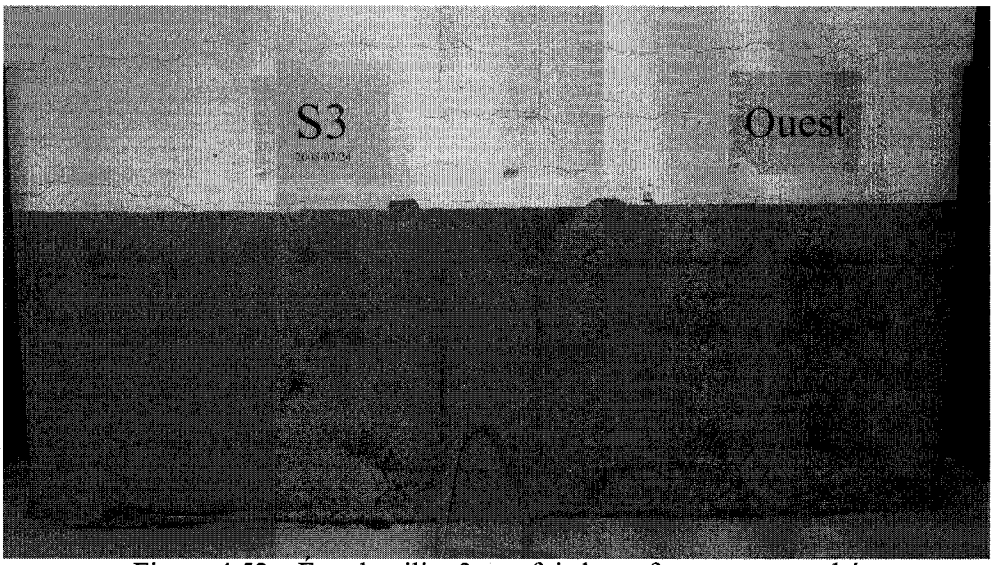


Figure 4.52 – État du pilier 3 une fois le renforcement arraché

Bien qu'il est évident que le renforcement de S3 a limité la propagation des fissures de fendage perpendiculaires aux faces du pilier, tout porte à croire que les plans de fissuration parallèles aux faces du pilier observés pour S1 sont également présents sur ce pilier. Cette constatation a été faite après avoir cogné sur le béton de la zone de chevauchement et avoir constaté le son creux que ceci produisait. Afin de confirmer cette hypothèse, des carottages sont réalisés sur le pilier 3. Ces carottages confirment que des plans de fissuration parallèles aux faces du pilier se forment sur S3. Ces carottages seront présentés subséquemment à la section 4.11.

Pour conclure, cette première méthode de renforcement s'est avérée efficace afin d'améliorer le comportement sismique du pilier de référence. En effet, pour une ductilité en déplacement de 2, le pilier renforcé présente un comportement stable ce qui n'est pas le cas pour le pilier de référence. La perte de charge enregistrée lors de ces cycles est seulement de 8% comparativement à 40% pour le pilier de référence. Cependant, bien que le comportement du pilier soit significativement amélioré à l'aide

de cette méthode, il serait préférable que le pilier présente un comportement stable pour les cycles de ductilité 3. Ces cycles peuvent possiblement survenir si un séisme de grande magnitude frappe l'est de l'Amérique du Nord. Il faut donc développer une autre méthode nous permettant d'améliorer davantage le comportement sismique du pilier.

4.9 Réparation du spécimen 4

Il a été démontré, à la section précédente, que la réparation par matériaux composites aide à contrer les fissures de fendage perpendiculaires aux faces du pilier. Ceci nous permet d'améliorer le comportement sismique du pilier de référence. Cependant, le carottage du pilier 3 a également démontré que le plan de fissuration parallèle à ces faces est toujours présent. Afin d'augmenter la ductilité et d'améliorer davantage le comportement sismique du pilier, il faut donc développer une nouvelle solution de renforcement.

Une des solutions envisageable est celle d'installer des tiges d'acier à travers le plan de fissuration problématique un peu comme l'ont fait Aboutaha (1999) et Wu (2008) dans leurs études. Le but de cette méthode est d'empêcher l'ouverture des fissures parallèles aux faces du pilier. Pour ce faire, les ancrages doivent posséder une rigidité suffisante. Une des difficultés de cette méthode est de bien ancrer ces tiges de chaque côté de la fissure afin de développer une force de tension maximale dans ces dernières. Une solution d'ancrage doit donc être trouvée pour une certaine longueur disponible. En effet, il est possible de percer un trou jusqu'à une profondeur maximale de 250 mm de chaque côté du pilier afin d'éviter que les tiges ne se rejoignent. Cependant, bien qu'une longueur de 250 mm soit disponible, le plan de fissuration en question se forme à 65 mm de profondeur. C'est donc dire que 185 mm servent à ancrer les tiges vers l'intérieur du pilier contrairement à seulement 65 mm vers l'extérieur de ce dernier. De plus, comme pour le pilier 3, un renforcement en matériaux composites doit être installé après avoir fixé ces tiges. Cette méthode sert à limiter le mode de rupture par fendage

perpendiculaire aux faces du pilier. Il faut donc s'assurer qu'aucune tige ne sorte du pilier pour éviter le poinçonnement du tissu de composite.

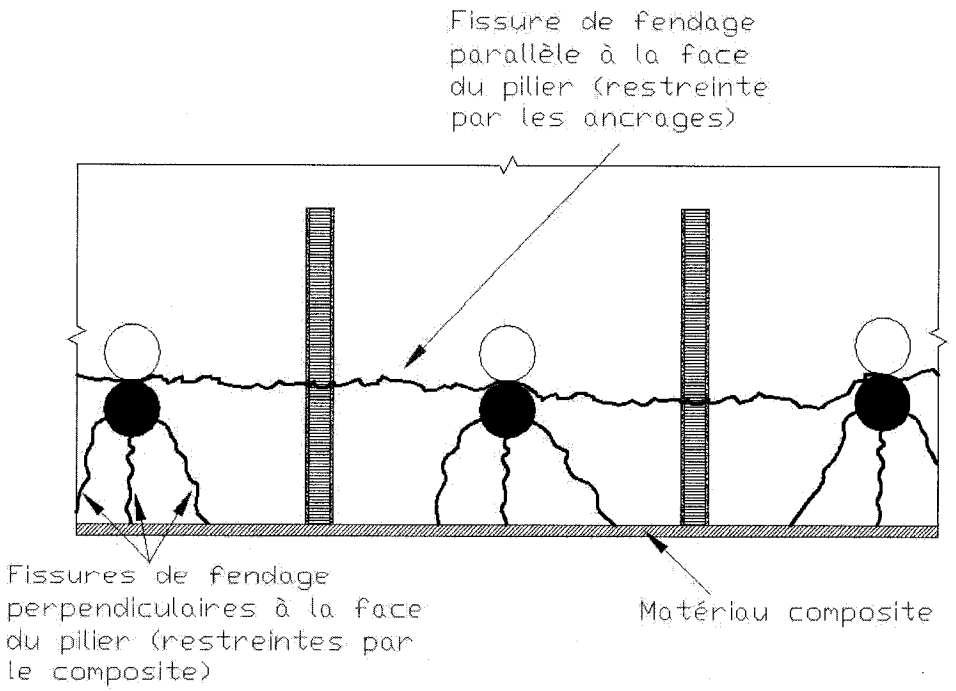


Figure 4.53 – Renforcement d'un pilier à l'aide d'ancrages et de matériau composite

4.9.1 Réalisation des essais d'arrachement sur les tiges filetées

Afin de déterminer si les longueurs d'ancrage disponibles sont suffisantes et quelle force chacun des ancrages peut reprendre, il a été décidé de réaliser une expérimentation en ce sens. Cette expérimentation consiste à exécuter des tests d'ancrages sur des tiges filetées d'acier à haute résistance. Ces tiges, mieux connues sous le nom de «tige B7», ont un diamètre de 9,53 mm (3/8''), une limite élastique de F_y=685 MPa et une limite plastique de F_u=883 MPa Elles sont choisies afin d'éviter de percer de trop gros trous dans le pilier en plus d'offrir la possibilité de visser un écrou à leur extrémité. Deux types d'ancrage sont évalués lors de ces essais afin de déterminer lequel est le plus efficace. Le premier type d'ancrage utilisé est un ancrage chimique à base d'époxy tandis que le deuxième correspond à un ancrage cimentaire. Un tableau de la force de

traction ultime en fonction de la profondeur d'encastrement est fourni pour chacun de ces produits (tableau 4.3). La première remarque qu'il est possible de faire suite à l'observation de ce tableau est que la profondeur d'ancrage minimale donnée est de 86 mm. L'utilisation d'une longueur d'encastrement inférieure à cette dernière n'étant pas recommandée par les fournisseurs. Or, tel que mentionné précédemment, la profondeur d'ancrage disponible du côté de la face du pilier est de 65 mm, ce qui est inférieur aux longueurs minimales recommandées pour chacun des produits. Une solution envisageable à ce problème est d'installer des rondelles et des écrous à l'extrémité des tiges. Il faut cependant forer un trou de plus grand diamètre en surface afin de permettre l'installation de ce dispositif. Pour ce qui est de l'intérieur du pilier, la longueur d'ancrage disponible ne semble pas être un problème. En effet, le tableau 4.3 montre qu'il est possible de développer des forces relativement grandes à 150 mm de profondeur (59 kN pour l'ancrage cimentaire comparativement à 51 kN pour l'ancrage chimique).

Tableau 4.3 – Charges d'arrachement pour des tiges filetées de 12,7 mm de diamètre

Type d'ancrage	Profondeur d'ancrage (mm)	Charge d'arrachement ultime (kN)
Cimentaire	100	37
	150	59
Époxy	86	37
	143	51

Suite à la consultation du tableau précédent et afin de représenter le pilier qui doit être renforcé, il a été décidé de procéder à des essais sur deux longueurs d'ancrage différentes. La première série correspond à des essais réalisés sur une profondeur d'ancrage de 150 mm. Ceci sert à modéliser la partie de la tige qui est ancrée dans le cœur du pilier. La deuxième série d'essai sert à modéliser l'ancrage extérieur de la tige. Pour cette série, deux types d'essais sont réalisés : un essai sur des tiges ayant une profondeur d'encastrement de 60 mm, ancrées conventionnellement, et un autre type d'essai sur des tiges ancrées sur la même longueur mais pour lesquelles un écrou et une

rondelle sont fixés à l'extrémité de la tige filetée. Cette mesure vise à évaluer le gain de résistance obtenu suite à l'ajout d'une rondelle et d'un écrou. Chacune de ces séries d'essais est réalisée à trois reprises sur les deux types d'ancrages. Il est à noter que, pour ces essais, l'installation de chacune des tiges est réalisée plus de 48 heures avant le début du chargement.

Pour ce qui est du montage expérimental, il doit représenter le plus fidèlement possible la réalité. C'est pourquoi, il a été décidé d'appliquer la force de traction dans les tiges au moyen de deux points d'appuis sur le béton ayant un espacement de 170 mm, tout comme les barres chevauchées du pilier. Un vérin manuel sert à appliquer la force de traction dans la tige filetée. Cette force est transmise au béton par le moyen d'une plaque de transfert. Les figures 4.54 et 4.55 présentent le montage expérimental utilisé.

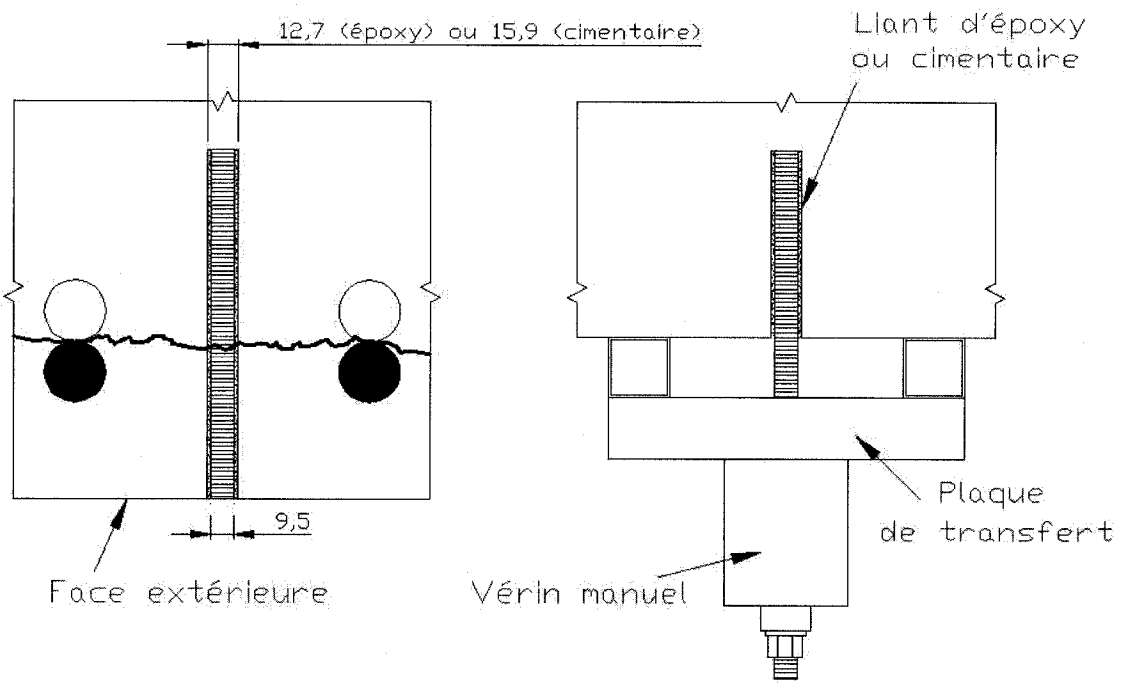


Figure 4.54 – Schéma du montage expérimental utilisé pour les tests d'ancrage

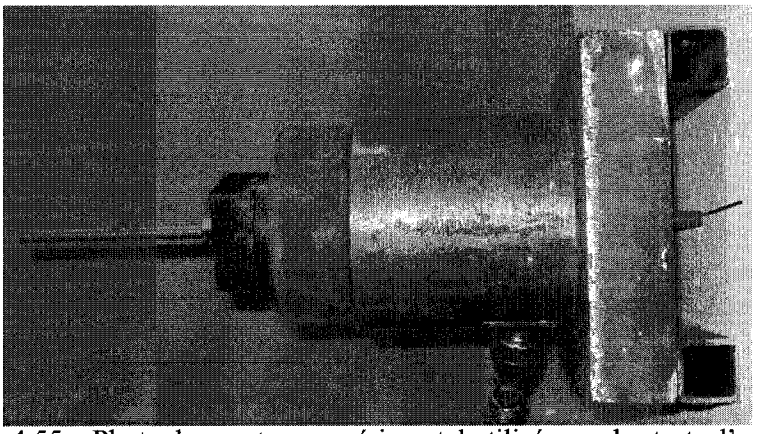
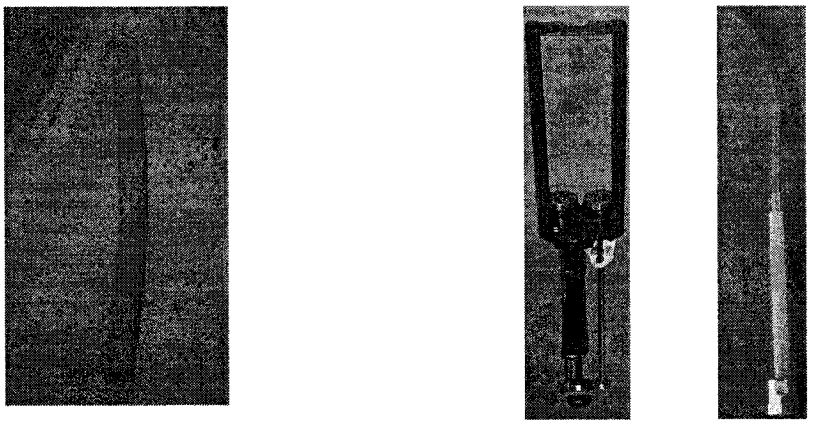


Figure 4.55 – Photo du montage expérimental utilisé pour les tests d'ancrage

Afin d'installer une tige, un trou doit tout d'abord être foré dans le béton. Le diamètre recommandé pour ancrer les tiges B7 est de 15,9 mm (5/8'') pour les ancrages cimentaires comparativement à 12,7 mm (1/2'') pour le produit d'époxy. Une fois le trou nettoyé à l'aide d'un jet d'air et d'une brosse, il est important de suivre la procédure d'installation pour chaque type d'ancrage puisqu'elle varie selon la méthode employée. Les ancrages cimentaires sont de petites cartouches de ciment enrobées dans un tissu. Il faut tout d'abord mettre la cartouche dans une chaudière d'eau pendant quelques secondes, couper son bout pour finalement l'insérer dans le trou percé précédemment. Il ne reste plus qu'à frapper sur la tige à l'aide d'un marteau afin de l'insérer. Il faut ensuite éviter d'accrocher la tige jusqu'à ce que la prise du ciment soit entamée.

Pour ce qui est de l'ancrage d'époxy, le produit vient dans deux tubes distincts. Ces tubes doivent être installés sur un fusil à calfeutrer conçu à cet effet. Au bout de ce fusil, un mélangeur statique est installé. Ce mélangeur a pour fonction de mélanger automatiquement deux liquides différents y entrant. Ensuite, il faut placer le mélangeur statique dans le fond du trou pour y insérer le produit tout en le retirant tranquillement. Il ne reste plus alors qu'à insérer la tige filetée dans ce produit. Contrairement à l'ancrage cimentaire, le fournisseur de ce produit suggère d'insérer la tige en la tournant dans le liquide afin d'éviter la formation de bulles d'air entre la tige et le liant. Encore

une fois, il faut prendre soin de ne pas déplacer les ancrages avant le durcissement de ceux-ci.



a) Cartouche cimentaire b) Fusil à calfeutrer et mélangeur statique

Figure 4.56 – Photo du matériel utilisé lors de l'installation d'une tige

Pour la première série d'essais, correspondant aux tiges ancrées sur une profondeur de 150 mm, la semelle du spécimen 3 est utilisée. Trois tiges B7 ont été installées à cette profondeur pour chaque type d'ancrage. Les résultats des ces essais sont satisfaisants. Pour chacun d'eux, la tige filetée a cassée avant qu'elle ne commence à glisser. En calibrant le vérin, on trouve que cette charge de rupture est de 49 kN. Ceci correspond au calcul théorique ci-dessous :

$$T_u = A_n f_u = 47kN \tag{5-12}$$

où

$f_u = 883$: Limite plastique des tiges B7 (MPa)

$A_n = 0{,}75 \times A_b = 0{,}75 \times 71 = 53$: Aire nette de la section transversale des tiges B7 (mm^2)

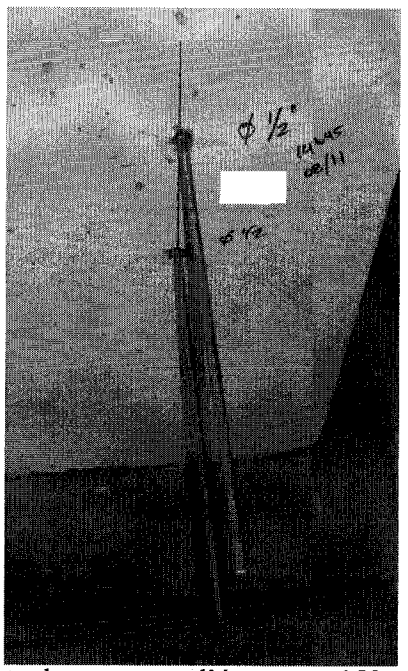


Figure 4.57 – Photo des ancrages d'époxy sur 150 mm de profondeur

Lors des essais sur une profondeur de 150 mm, il est donc impossible de favoriser un type d'ancrage par rapport à l'autre puisque les deux nous permettent de plastifier les tiges B7. La deuxième étape de ces essais consiste à tester les mêmes ancrages sur une profondeur moindre, soit une profondeur de 60 mm. Tout d'abord, six autres tiges ont été installées de façon conventionnelle (sans rondelles ni écrous) dans le béton de la semelle du pilier 3. Après quoi, les tests d'arrachement sur ces tiges ont débutés. Tel qu'attendu, les charges ultimes atteintes sont beaucoup plus faibles que lors des essais précédents. Le tableau 4.4 présente les résultats obtenus pour les deux types d'ancrage.

Tableau 4.4 – Résultats des tests d'ancrage d'une profondeur de 60 mm sans rondelles ni écrous

Type d'ancrage	Charge d'arrachement (kN)	Charge moyenne d'arrachement (kN)	Fraction de T_u (%)	Écart type (kN)
Cimentaire	24	25	53	6
	31			
	19			
Époxy	30	31	66	1
	31			
	32			

Deux principales différences entre les résultats des essais à 150 mm de ceux à 60 mm peuvent être soulevées. Tout d'abord, les charges atteintes sont beaucoup plus faibles pour cette petite longueur d'ancrage. En effet, elles montent en moyenne jusqu'à 25 kN pour les ancrages cimentaires et jusqu'à 31 kN pour les ancrages chimiques. Ceci est de l'ordre de 50% plus petit que lorsque ces mêmes tiges sont ancrées sur une plus grande profondeur. De plus, le mode de rupture obtenu n'est pas le même pour ces deux essais. Rappelons-nous qu'à 150 mm, toutes les tiges ont plastifiées tandis qu'à 60 mm, toutes les tiges se sont mises à glisser dans le béton après avoir atteint la charge ultime. Ces derniers essais nous permettent également de constater que les ancrages à base d'époxy sont légèrement plus résistants que les ancrages cimentaire pour de faibles longueurs d'encastrement. L'écart entre les résultats obtenus pour les ancrages à base d'époxy est également plus faible que celui obtenu pour les ancrages cimentaires. De plus, le cône de béton arraché est visiblement plus grand pour les ancrages chimiques que pour les ancrages cimentaires.



Figure 4.58 – Photo des tiges des tests d'ancrage de la deuxième série d'essais

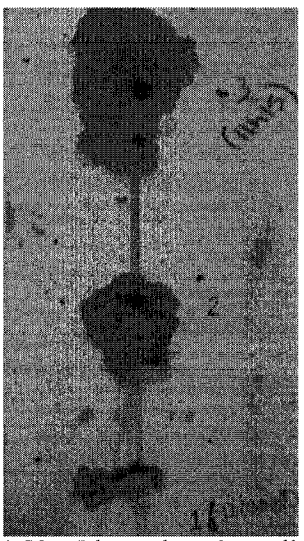


Figure 4.59 – Photo des cônes d'arrachement des ancrages cimentaires de 60 mm de profondeur

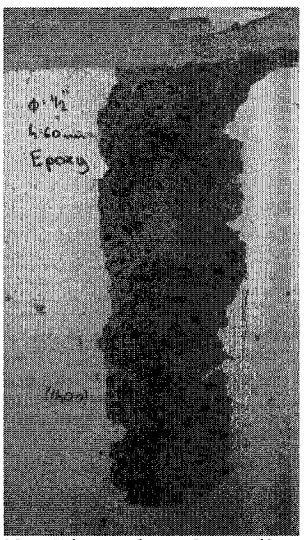


Figure 4.60 – Photo des cônes d'arrachement des ancrages d'époxy de 60 mm de profondeur

La dernière série d'essai consiste à voir si l'ajout d'une rondelle et d'un écrou améliore la résistance d'une tige ancrée sur 60 mm. Contrairement aux tests précédents, ces essais ne peuvent être réalisés sur la semelle du pilier 3 car il doit être possible d'installer la rondelle et l'écrou à une extrémité de la tige et d'appliquer la charge de l'autre côté. C'est pourquoi, un bloc de béton de faible épaisseur a été utilisé. Un trou de diamètre supérieur à la rondelle a été foré en surface afin que la profondeur d'ancrage soit de 60 mm (incluant l'écrou et la rondelle). Les tiges ont ensuite été installées selon la procédure décrite précédemment. Une fois les tiges en place, les rondelles et les écrous ont été vissés derrière le bloc de béton utilisé pour l'essai. Une rondelle de 20,7 mm de diamètre extérieur et de 1,7 mm d'épaisseur a été utilisée pour chacune des tiges testées.

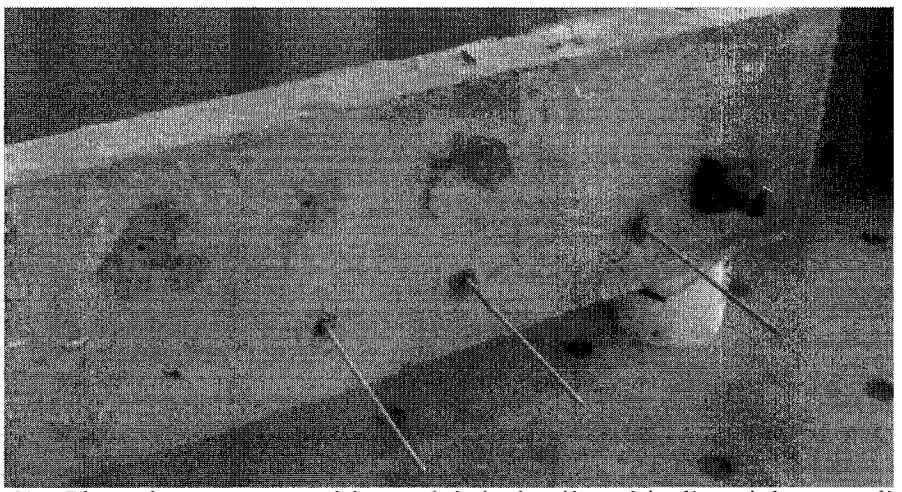


Figure 4.61 – Photo du montage expérimental de la dernière série d'essai des tests d'ancrages

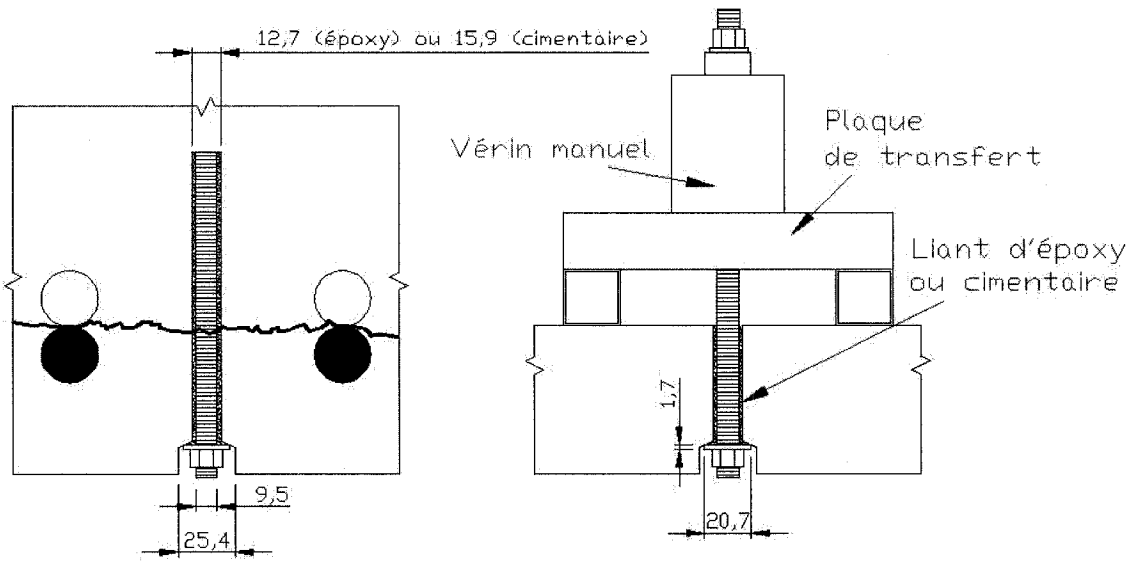


Figure 4.62 – Schéma du montage expérimental de la dernière série d'essai des tests d'ancrages

Les résultats obtenus nous poussent à croire que l'ajout d'une rondelle et d'un écrou à une extrémité de la tige augmente considérablement sa résistance lorsque cette dernière est ancrée sur 60 mm. Cette résistance augmente d'environ 25% par rapport aux résultats précédents, la charge moyenne atteinte pour les ancrages cimentaires étant de 37 kN et de 42 kN pour les ancrages chimique (voir le tableau 4.5). Le mode de rupture lors de ces essais est, encore une fois, le glissement des barres ancrées sauf pour une des tiges noyée dans l'époxy. Cependant, ce glissement a été causé, dans la majorité des

cas, par la rupture de la rondelle sous l'écrou. Il faut toutefois remarquer que, lors de l'installation, l'écrou a été installé sur la tige une fois celle-ci insérée dans le liant. Il était difficile de s'assurer que la tige reste immobile lors du serrage de l'écrou. Or, les fournisseurs suggèrent de ne pas toucher aux ancrages jusqu'à ce qu'ils aient durcis. Une fois ce problème technique réglé, il est logique de croire que les résistances atteintes devraient être plus élevées que celles rapportées au tableau 4.5. Quoi qu'il en soit, les ancrages chimiques présentent des résultats légèrement supérieurs aux ancrages cimentaires pour des profondeurs de 60 mm. De plus, la facilité d'installation de ces deux produits est comparable. Il faut cependant noter que, lors de l'installation des ancrages cimentaires, beaucoup de liquide sort du trou lorsque la tige y est insérée si bien que certaines des tiges ainsi installées ont une longueur, proche de la surface, sur laquelle la tige filetée n'est pas enrobée de coulis cimentaire. Ceci a peu d'effet pour un ancrage de bonne profondeur mais dans le cas d'une faible longueur d'encastrement, cela peut considérablement influencer les résultats. Ce phénomène est illustré à la figure 4.63 pour l'essai sur 150 mm. Ce type d'ancrage est sans doute plus efficace lorsqu'il est utilisé verticalement vers le bas. La gravité assure ainsi que le liquide demeure dans le trou.

Tableau 4.5 – Résultats des tests d'ancrage d'une profondeur de 60 mm avec rondelles et écrous

Type d'ancrage	Charge d'arrachement (kN)	Charge moyenne d'arrachement (kN)	Fraction de T_u (%)	Écart type (kN)
Cimentaire	41	37	78	8
	41			
	28			
Époxy	38	42	89	5
	41			
	47			

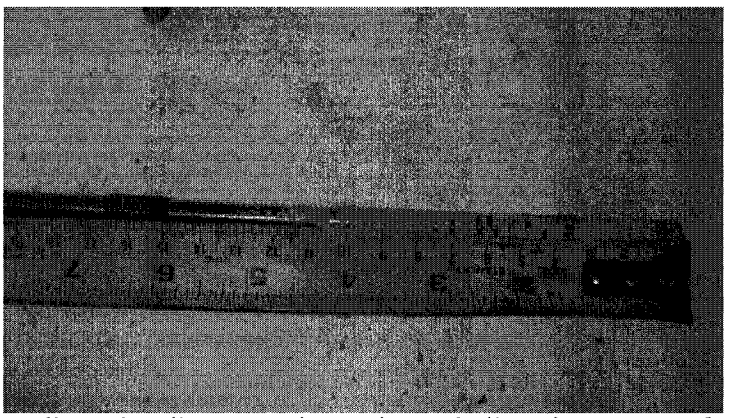


Figure 4.63 – Photo d'une tige d'ancrage cimentaire après l'essai sur une profondeur de 150 mm

Il a donc été démontré, dans cette section, que la longueur d'ancrage a une grande importance pour déterminer la résistance de l'ancrage. Ainsi, pour une profondeur de 150 mm, chacune des tiges a plastifié indépendamment du type de liant utilisé. Cependant, en diminuant la profondeur à 60 mm, la résistance chute fortement, la barre glissant dans le béton. En ajoutant une rondelle et un écrou à la tige noyée dans l'Époxy, cette résistance augmente presque jusqu'à celle obtenue pour un ancrage de 150 mm de profondeur. La rupture de la rondelle se produit dans la majorité de ces cas, permettant, par le fait même, à la barre de glisser dans le béton.

4.9.2 Conception et installation du renforcement du spécimen 4

Suite aux conclusions tirées à la section précédente, il est évident que la méthode d'installation des tiges d'ancrage peut être réalisable sur le pilier à l'étude. Il ne reste plus qu'à déterminer les détails de conception à utiliser. Il faut notamment choisir le type d'ancrage ainsi que la méthode de fixation de l'extrémité de la tige (avec ou sans écrou). Il faut également déterminer combien de tiges seront utilisées, où seront-elles placées et à quelle profondeur.

Tout d'abord, le choix du produit à base d'époxy semble être judicieux. Non seulement la résistance de ce type d'ancrage est plus élevée, mais, de plus, les tiges B7 semblent

être mieux enrobées en surface lorsque cette technique est utilisée. Les résultats obtenus précédemment ont également démontré que l'utilisation de rondelles et d'écrous augmente considérablement la résistance de l'ancrage. C'est pourquoi, des rondelles et des écrous seront fixés sur chacune des tiges préalablement à leur installation. Puisque c'est la rupture de la rondelle qui a entraîné le glissement des tiges dans le béton lors des tests d'arrachement, il est choisi d'utiliser deux rondelles pour chacune des tiges. De plus, les rondelles et les écrous utilisés pour S4 sont fabriqués à partir d'acier à haute résistance comparativement à ceux utilisés pour les essais d'arrachement. Les rondelles choisies pour S4 sont également plus épaisses (2,3 mm) et ont le même diamètre extérieur (20,7 mm) que les rondelles utilisées pour les essais d'arrachement.

Une fois ces détails clarifiés, il est possible de déterminer le nombre de tiges à utiliser pour le renforcement du pilier 4. Ceci n'est pas aisé puisqu'il n'y a pas de théorie permettant de déterminer la force à laquelle le béton fissure lorsque deux barres se mettent à glisser l'une sur l'autre. Une approximation de cette valeur peut être faite en se servant de la force de la résistance à la traction du béton qui correspond à environ $0.33\sqrt{f_c'}$, soit 2,0 MPa pour un béton de 30 MPa. À partir de cette valeur, supposons une section carrée de 100 mm de côté. On a donc :

$$F_{cr} = A_c f_t \tag{5-13}$$

où

$f_t = 2{,}0$: Résistance à la traction du béton (MPa)

$A_c = 10000$: Aire de la section de béton considérée (mm^2)

Le calcul précédent montre que la tige utilisée doit être en mesure de reprendre 20 kN pour un bloc de 0,01 m^2. Puisqu'une tige B7 ancrée sur 60 mm au moyen d'un ancrage chimique et ayant un écrou à son extrémité peut reprendre une force moyenne de 42 kN, l'utilisation d'une tige sur une surface de 0,02 m^2 semble être suffisante. Suite à cette constatation, il est choisi de disposer les ancrages en deux rangées. La rangée inférieure est située entre le premier et le deuxième étrier tandis que la rangée supérieure est

localisée entre le deuxième et le troisième étrier du pilier, à raison de quatre ancrages par barres chevauchées. La disposition des ancrages en deux rangées s'explique par le fait que le plan de fissuration est présent à chacun de ces endroits. En utilisant une telle disposition, un ancrage est localisé à 40 mm de chaque côté des barres chevauchées, ce qui représente une tige pour environ 0,02 m^2 de béton tel que déterminé précédemment.

Il est à noter qu'il aurait été souhaitable d'installer une autre rangée d'ancrage dans le bas du pilier, entre la semelle et le premier étrier, puisque le patron de fissuration est également présent à cet endroit. Cependant, le perçage de ces trous aurait été plutôt ardu considérant l'espace disponible pour cette opération. De plus, cet espacement de 150 mm est plus faible que l'espacement typique des étriers de 300 mm. Puisque les étriers contribuent à limiter la propagation de ces fissures, les éléments aidant à limiter la fissuration (étriers et ancrages) sont donc également espacés à 150 mm sur toute la longueur de chevauchement des barres d'armature. Il est à noter qu'aucun ancrage ne sera cependant installé pour les barres de coin du pilier puisqu'il n'est pas souhaitable de forer si près des extrémités du pilier. De plus, le confinement appliqué par les matériaux composites est très efficace dans ces zones. Quant à la profondeur sur laquelle est fixée les tiges B7, elle est de 225 mm pour les ancrages des faces est et ouest comparativement à 200 mm pour les faces nord et sud afin d'éviter la rencontre des trous d'ancrage à l'intérieur du pilier. Une profondeur de 225 mm implique que la longueur d'ancrage de chaque côté de la fissure est de 65 mm en surface et de 160 mm à l'intérieur. Les figures 4.64 et 4.65 présentent la disposition des ancrages utilisés pour le renforcement du pilier 4.

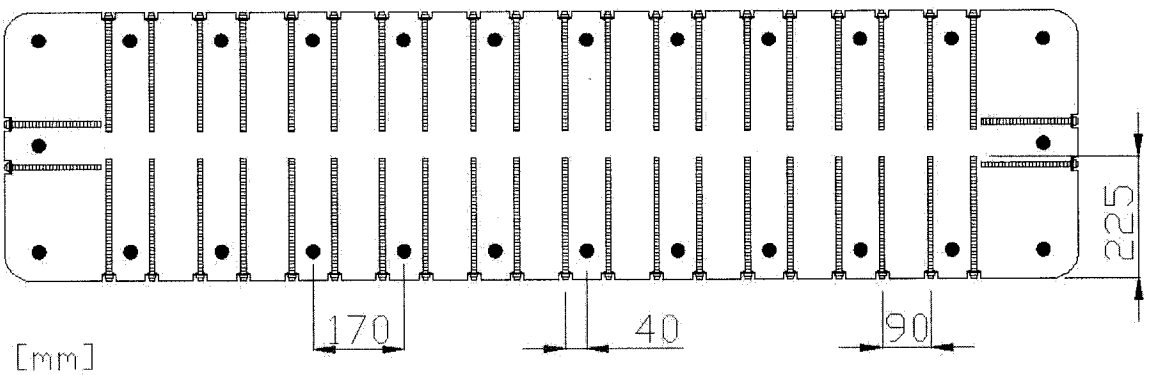


Figure 4.64 – Coupe transversale du renforcement utilisé pour S4

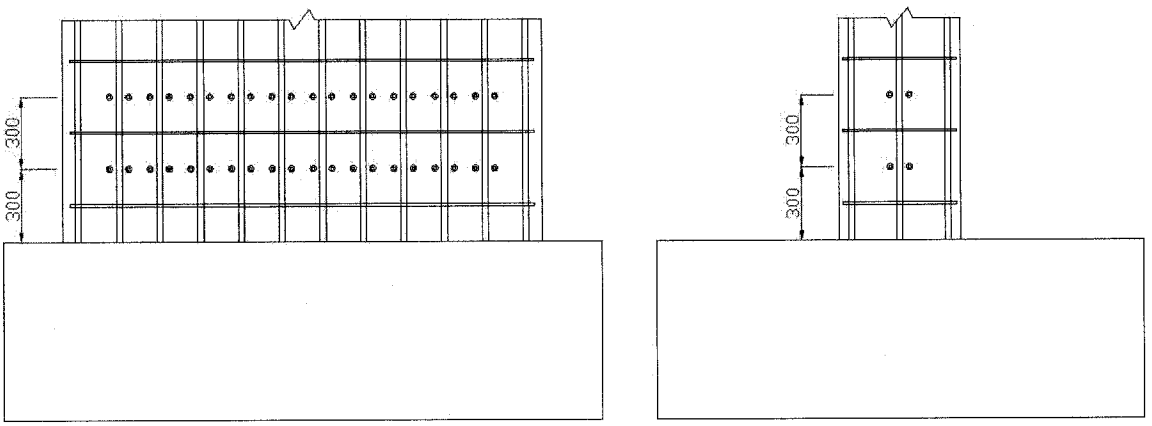


Figure 4.65 – Vue en élévation du renforcement utilisé pour S4

Après avoir choisi le patron de renforcement du pilier 4, son installation peut débuter. Cependant, avant de procéder à cette opération, il fallait connaître l'emplacement exact des barres d'armature du pilier puisque les trous qui y seront percés passent très près de ces dernières. On évite ainsi d'accrocher l'armature du pilier lors du forage des trous d'ancrage. Pour ce faire, il a été décidé d'utiliser l'appareil PS 200 Ferroscan fournit par la compagnie Hilti. Cet appareil permet de localiser l'emplacement des barres d'armatures dans le pilier et la profondeur de recouvrement de celles-ci. La figure 4.67 présente une partie de l'auscultation réalisée.

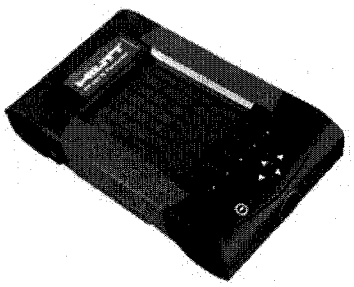


Figure 4.66 – Photo de l'appareil PS 200 Ferroscan utilisé pour l'auscultation du pilier 4

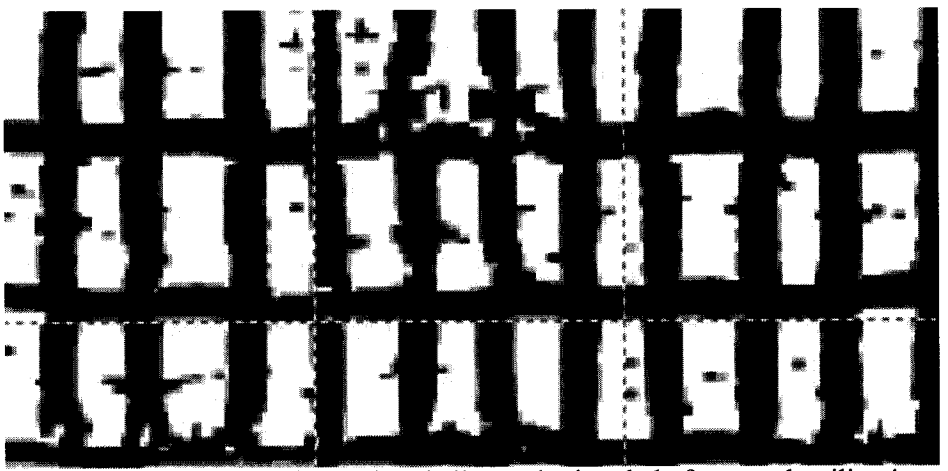


Figure 4.67 – Photo du résultat de l'auscultation de la face est du pilier 4

L'appareil d'auscultation permet de localiser l'emplacement exact des barres verticales et des trois premiers étriers à partir de la base du pilier. Il est à noter que l'emplacement des barres verticales d'extrémité n'est pas recherché puisque aucune tige de renforcement n'est installée à cet endroit. La position des trous d'ancrage a été mesurée à partir de la localisation de ces barres qui sont tracées sur le pilier. Il est alors possible de procéder au perçage des trous. Des trous de 25,4 mm (1 pouce) sont tout d'abord percés en surface. Ces trous sont requis pour l'installation des rondelles et des écrous. Par la suite, un foret de plus petit diamètre (12,7 mm) est utilisé pour aller jusqu'à une profondeur totale de 225 ou de 200 mm dépendamment de la face renforcée. Il est à noter qu'aucune barre d'armature n'a été rencontrée lors des forages. Ceci signifie que l'appareil Ferroscan offre une précision suffisante. Une fois chacun des trous nettoyés, l'installation des tiges de renforcement a débuté selon la procédure décrite à la section

4.9.1. Les tiges ont des longueurs de plus de 225 mm afin de faciliter la rotation de ces dernières dans le liquide d'époxy. Elles seront ensuite coupées, après la gélification du liant. Les figures de la page suivante illustrent les étapes de l'installation des tiges filetées. La figure 4.68 montre la face ouest du pilier une fois les trous percés. Les lignes de cette image correspondent à la position de l'armature détectée à l'aide de l'appareil Ferroscan. Le quadrillage tracé sur le pilier est nécessaire à l'utilisation de cet appareil. Les figures 4.69 et 4.70, quant à elles, montrent respectivement l'installation d'une tige de renforcement et une vue d'ensemble du pilier une fois chacune des tiges installées.

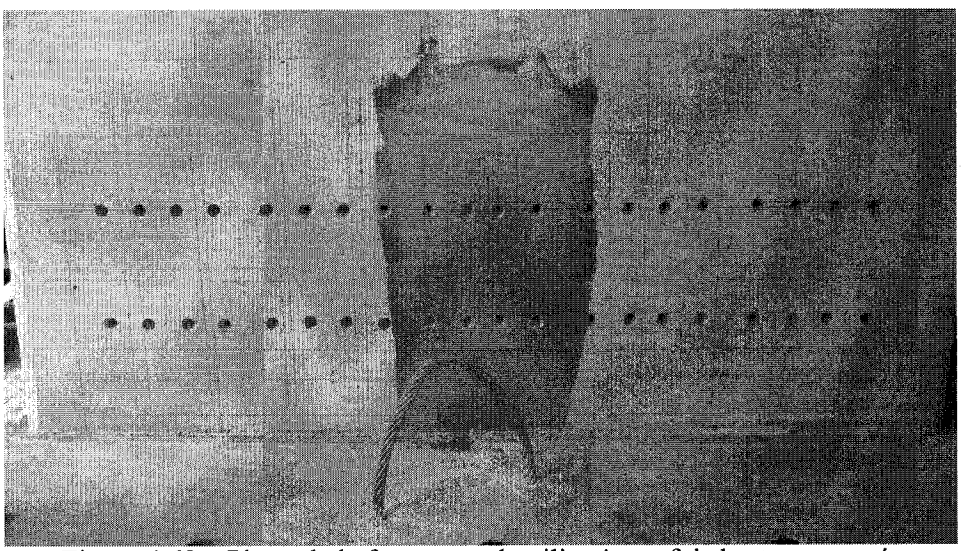


Figure 4.68 – Photo de la face ouest du pilier 4 une fois les trous percés

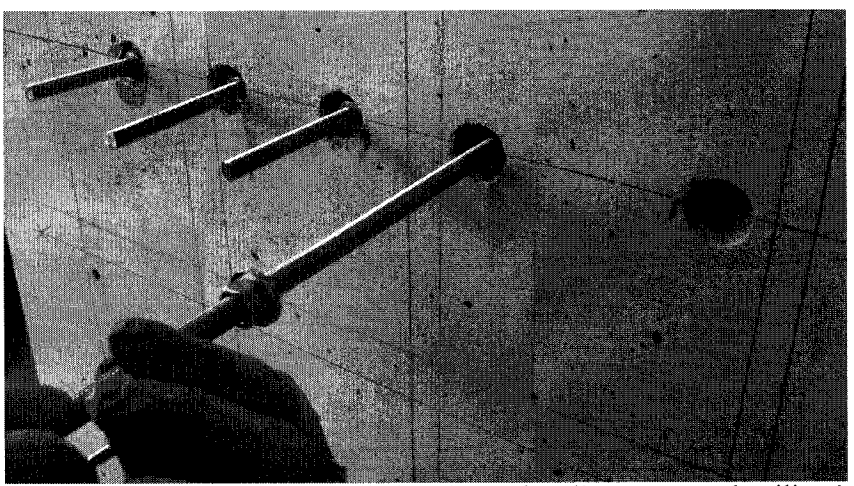


Figure 4.69 – Photo de l'installation d'une tige d'ancrage sur le pilier 4

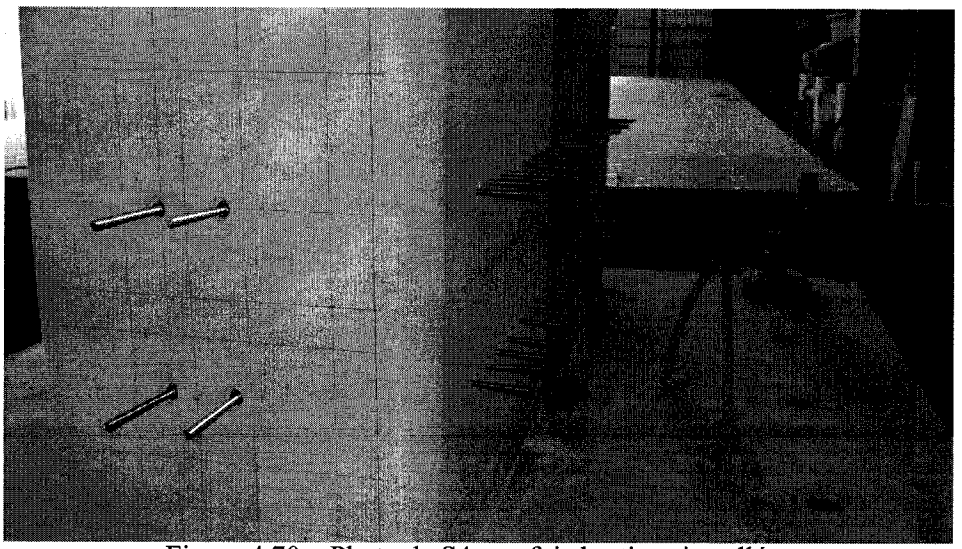


Figure 4.70 – Photo de S4 une fois les tiges installées

Une fois les tiges coupées, les trous ont été remplis en surface à l'aide du même produit ayant servi à les ancrer dans le pilier. Il ne reste plus qu'à installer le gainage en matériaux composites sur la longueur de chevauchement des barres longitudinales. La procédure suivie est la même que celle du spécimen 3. Il faut tout d'abord imbiber les deux couches de tissu de Sikadur 300. Ensuite, une bonne épaisseur de Sikadur 330 est étendue sur le béton. Le tissu de fibre de carbone peut ensuite être enroulé autour du pilier. Les figures 4.71 et 4.72 montrent respectivement l'état du spécimen avant et après l'installation du renforcement autour de la base du pilier.

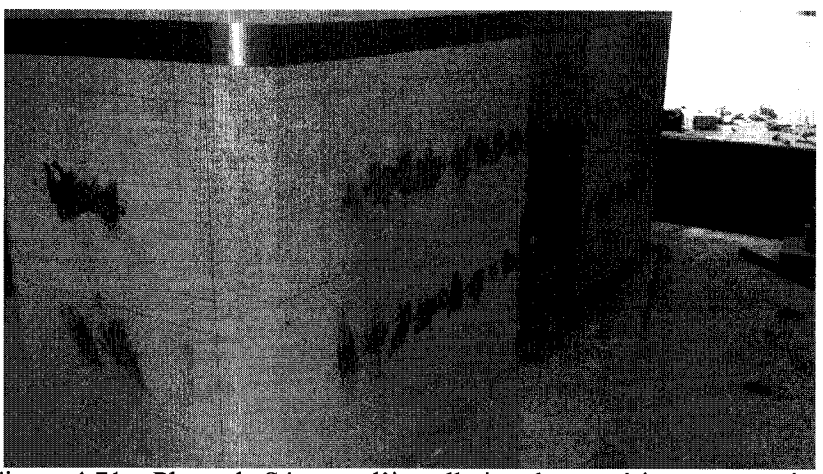


Figure 4.71 – Photo de S4 avant l'installation des matériaux composites

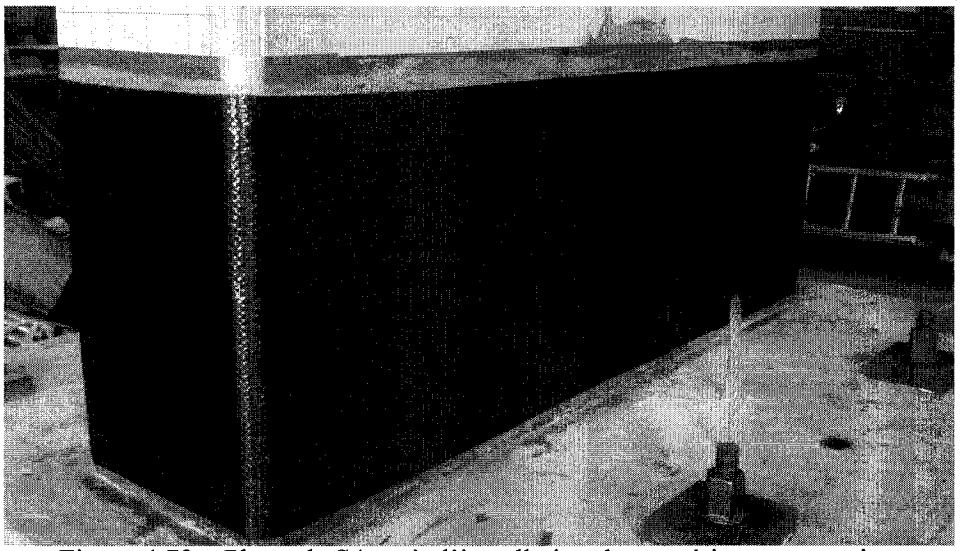


Figure 4.72 – Photo de S4 après l'installation des matériaux composites

4.10 Réalisation de l'essai de S4

Une fois le troisième spécimen renforcé, le dernier essai a débuté. Le but visé est, bien entendu, d'améliorer le comportement du premier spécimen renforcé (S3). Plus précisément, l'objectif à atteindre est d'obtenir un comportement stable du pilier (de faibles pertes de charge) pour les cycles du chargement allant jusqu'à une ductilité de μ=3. Rappelons que ces cycles de faibles déplacements sont caractéristiques des séismes de l'est de l'Amérique du Nord.

Tel que présenté à la section 4.5.5, la limite élastique des barres d'ancrage de la semelle du pilier 4 sont sensiblement les mêmes que celles des piliers 1 et 3. C'est pourquoi, le déplacement de 53 mm, correspondant à la première plastification d'une barre d'ancrage de la semelle, est conservé pour cet essai. Les déplacements des autres cycles sont donc également les mêmes.

L'essai débute avec les cycles de faibles déplacements, soit les cycles μ=0,25; 0,5; 0,75 à raison d'un cycle pour chacune de ces étapes. Comme on peut s'y attendre, les

fissures de flexion apparaissent dès le début du chargement. De plus, quelques fissures horizontales apparaissent également entre ces fissures de flexion. Par la suite, les trois cycles à μ=1 sont réalisés. La charge maximale atteinte lors de ces derniers est de 296 kN. Le graphique de la figure 4.73 présente la charge totale en fonction du déplacement pour le spécimen 4 à la fin des cycles à μ=1 tandis que la figure 4.74 présente l'état de la face ouest du pilier à cet instant.

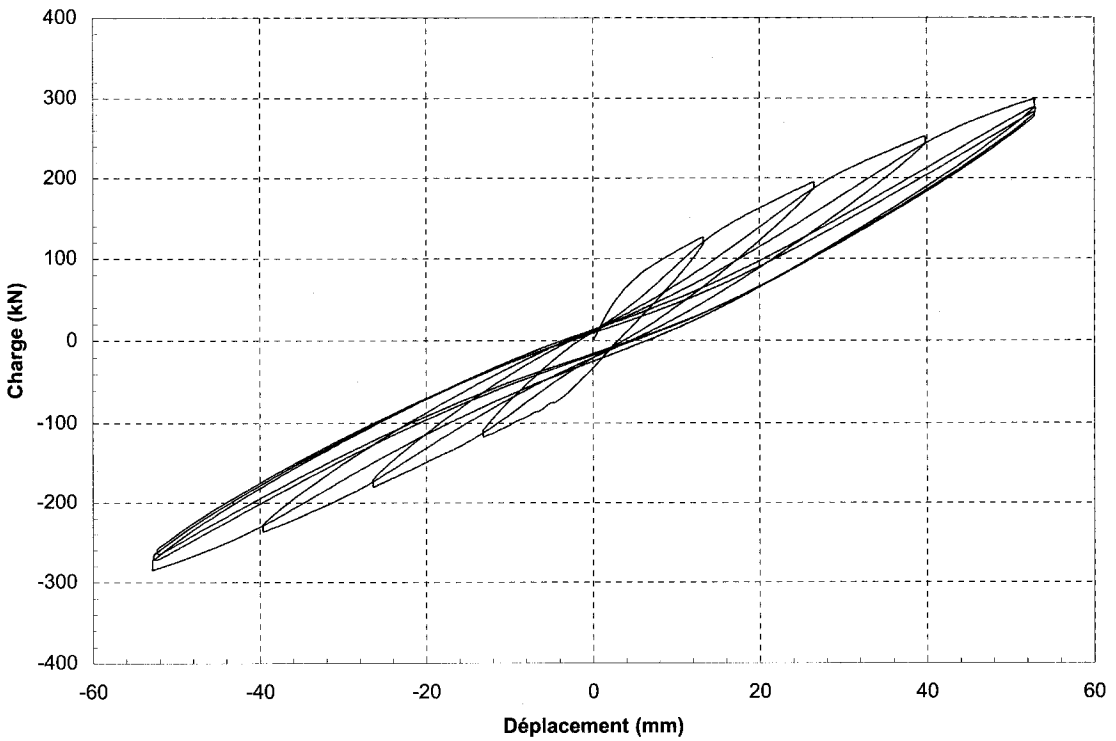


Figure 4.73 – Graphique charge-déplacement de S4 après les cycles à μ=1

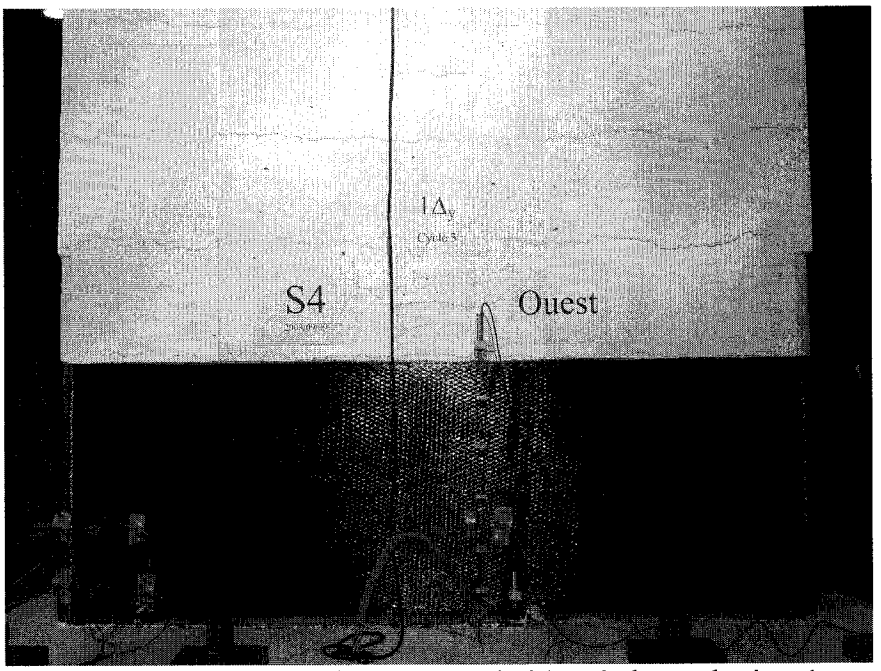


Figure 4.74 – Photo de la face ouest de S4 après les cycles à μ=1

Tout comme pour le spécimen 3, les cycles à μ=1,5 sont caractérisés par l'apparition de lignes blanches horizontales sur les matériaux composites à environ 600 mm au-dessus de la semelle. De plus, aucune nouvelle fissure n'apparaît sur le béton à partir de ce moment. La charge requise pour imposer un premier déplacement de 79,5 mm au pilier est de 330 kN, après quoi elle chute de moins de 10%. La charge maximale atteinte augmente ensuite à 333 kN pour le cycle à μ=2. Tout comme pour les cycles à μ=1,5, il y a une légère perte de charge pour les cycles suivants à cette ductilité. Ceci correspond, jusqu'à présent, au comportement du premier pilier renforcé. La prochaine étape est critique pour le pilier 4. C'est lors de celle-ci qu'il va être possible de déterminer si le comportement sismique de S4 est supérieur à celui de S3. Cette étape correspond, bien entendu, aux cycles à μ=3. Il faut rappeler qu'à ce moment, la charge avait chuté de plus de 60% pour S3, atteignant 97 kN à la fin du dernier cycle. Cependant, pour le pilier 4, il n'en est rien. Le premier cycle à cette ductilité est, au contraire, marqué par une augmentation de la charge. Elle atteint, à cet endroit, 357 kN. Bien que pour les autres cycles à cette ductilité, la charge chute légèrement, elle demeure supérieure à 300 kN pour chacun d'eux. Le comportement du pilier semble également être plus

symétrique que celui de S3. La figure 4.75 présente le graphique de la charge en fonction du déplacement à la fin du dernier cycle de ductilité 3. De plus, la figure 4.76 présente l'état de la face ouest du pilier à ce même instant.

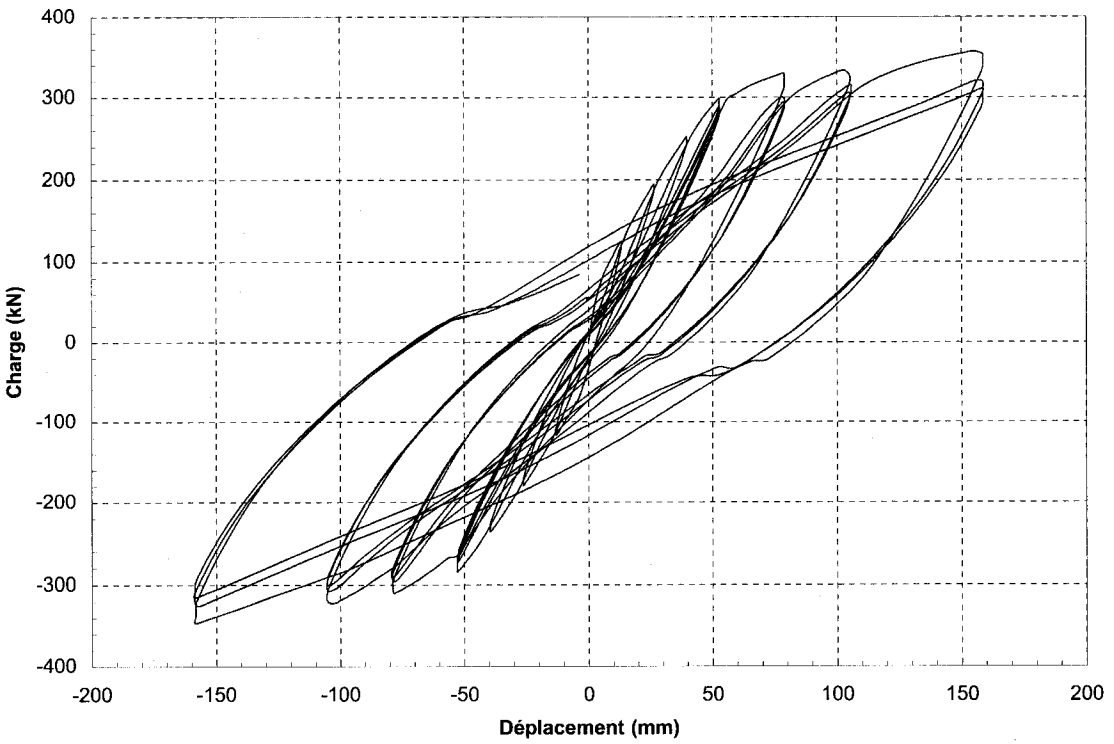


Figure 4.75 – Graphique charge-déplacement de S4 après les cycles à μ=3

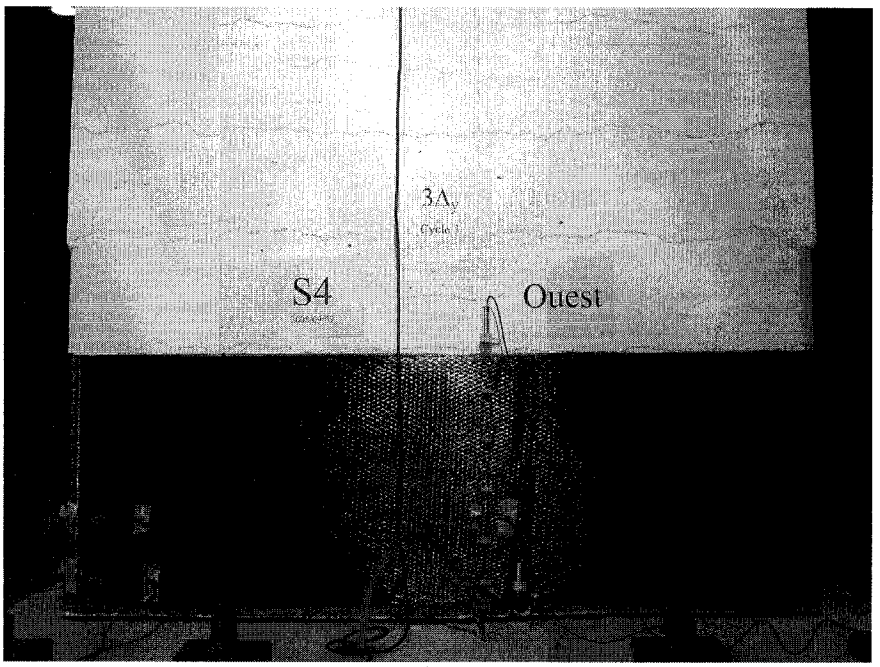


Figure 4.76 – Photo de la face ouest de S4 après les cycles à μ=3

Comme on peut le constater sur la figure précédente, le tissu de composite du pilier 4 semble être en excellent état à ce moment comparativement au composite du pilier 3 qui avait déjà commencé à ouvrir au même moment. De plus, les lignes blanches horizontales sont moins apparentes sur S4 qu'elles ne l'étaient sur S3.

Une fois cette étape importante passée, le pilier a été soumis aux cycles de ductilités supérieures. Lors du premier cycle de ductilité 4, la charge s'est stabilisée à plus de 300 kN. Elle a cependant chuté de plus de 30% lors du deuxième cycle. Par la suite, pour les deux derniers cycles du chargement, la valeur minimale atteinte est de 100 kN, la pente du graphique étant très faible. L'hystérèse charge-déplacement obtenue à la fin de l'essai de S4 est présentée à la figure 4.77.

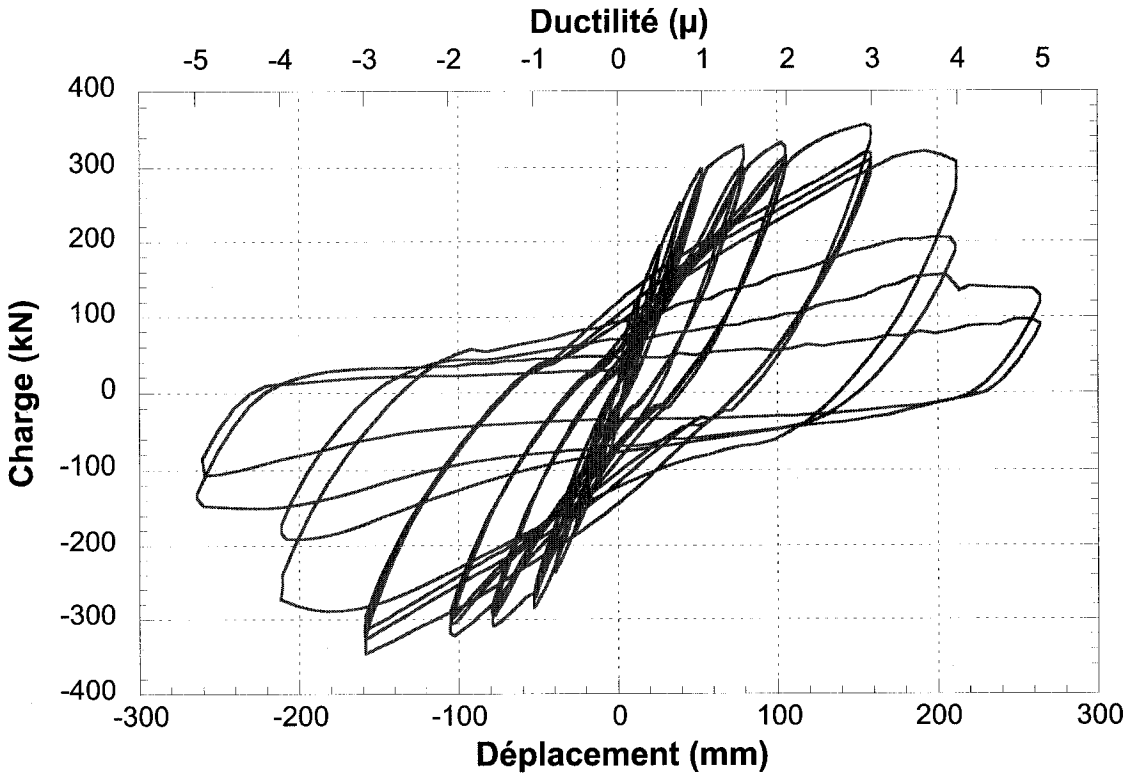


Figure 4.77 – Graphique charge-déplacement de S4 à la fin de l'essai

En comparant l'hystérèse de la figure 4.77 à celle de la figure 4.48, il semble indéniable que le comportement sismique de S4 est supérieur à celui de S3. La première justification en ce sens est que pour S4, la perte de charge est très faible pour les cycles de ductilité 3, si bien qu'elle demeure supérieure à 300 kN pour chacun de ces cycles. Pour fin de comparaison, le graphique de S3 montre que la charge atteint 97 kN à cet instant, ce qui représente une perte de charge de plus de 60% par rapport au premier cycle à ce déplacement. L'autre différence notable est que la charge atteinte, pour le premier cycle à un déplacement de 212 mm (μ=4), est beaucoup plus élevée pour S4 que celle obtenue pour S3 (307 kN comparativement à 88 kN). Finalement, même si la rigidité de S4 est très faible à la fin de l'essai, la charge est tout de même le double de celle de S3.

En plus de l'hystérèse de S4 qui représente un meilleur comportement sismique que celui de S3, le pilier 4 semble être dans un meilleur état à la fin de l'essai. En effet, le renforcement de ce spécimen est moins endommagé. Comparativement à S3, il n'a ouvert en aucun endroit. De plus, les lignes blanches horizontales sont peu apparentes pour le pilier 4. Ceci nous pousse à croire que les barres de coin du pilier sont moins sollicitées lorsque des ancrages sont utilisés. Les barres centrales des longues faces du pilier renforcé à l'aide de cette méthode semblent donc travailler davantage que celles de S3. Le béton des faces nord et sud à la base de ce pilier est tout de même fissuré. Le patron de fissuration du béton en dehors de la zone de chevauchement des armatures est également le même pour les deux spécimens. Les figures 4.78 à 4.80 présentent l'état du pilier S4 à la fin de l'essai.

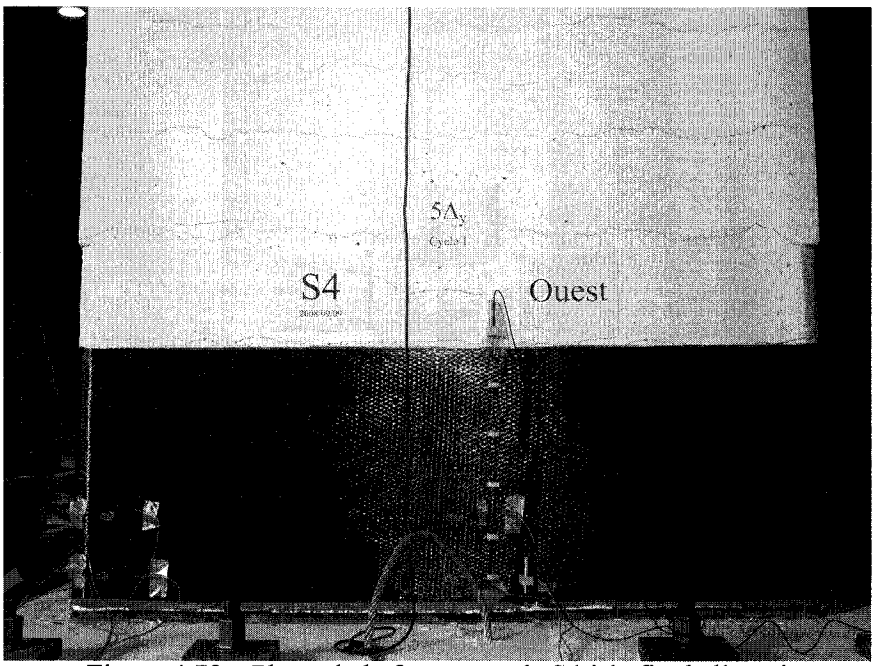


Figure 4.78 – Photo de la face ouest de S4 à la fin de l'essai

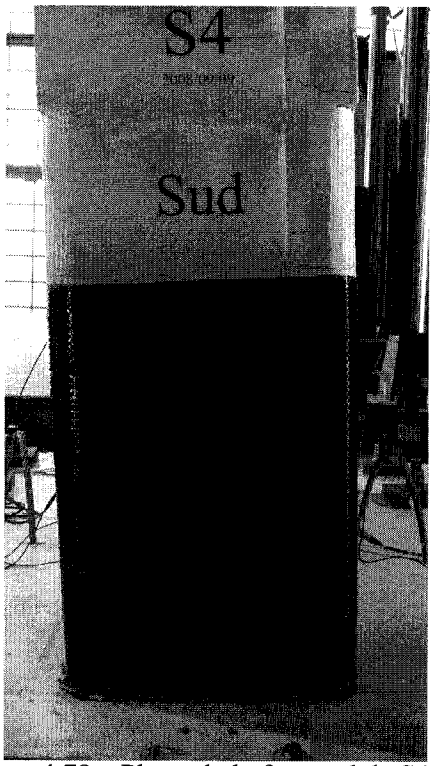


Figure 4.79 – Photo de la face sud de S4 à la fin de l'essai

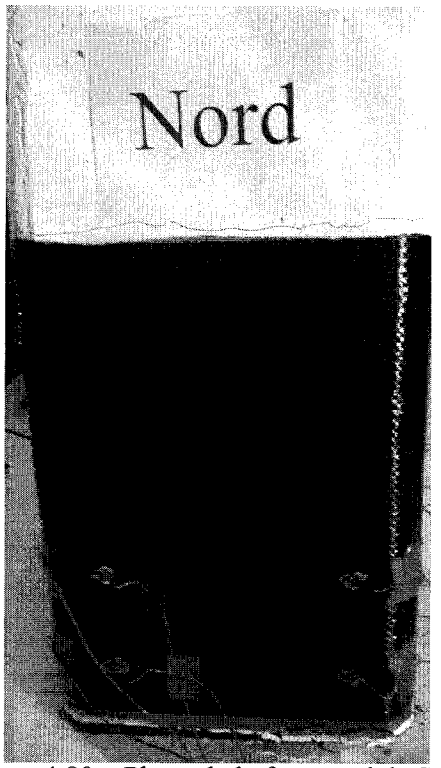


Figure 4.80 – Photo de la face nord de S4 à la fin de l'essai

4.11 Analyse des résultats

Bien que les hystérèses de la force en fonction du déplacement soient les principaux résultats recherchés lors des essais sur les grands piliers, l'instrumentation de ces derniers permet d'obtenir d'autres résultats qui fournissent des renseignements supplémentaires sur le comportement des spécimens. De plus, les observations visuelles procurent beaucoup d'informations lors de ces essais. C'est pourquoi, cette section débute par une analyse plus approfondie des hystérèses des piliers. Ensuite, une étude des carottages et de la fissuration des piliers est réalisée. Les résultats obtenus à l'aide des jauges électriques installées sur les barres d'ancrage et sur les matériaux composites sont ensuite présentés et analysés.

4.11.1 Comportement global

Cette section vise à analyser sous différents angles les hystérèses obtenues pour les spécimens 1, 3 et 4. Rappelons que ces courbes sont les principaux résultats recherchés lors des essais sur les piles de grande dimension. C'est principalement à l'aide de celles-ci qu'il est possible de déterminer si une méthode de renforcement améliore le comportement sismique du pilier ou non. Bien qu'elles soient présentées séparément aux sections précédentes, il est intéressant de regrouper deux hystérèses sur un même graphique. Ceci nous permet de comparer le comportement de deux piliers en un coup d'oeil. Commençons par tracer les courbes de S3 et de S1 sur le même graphique, présenté à la figure 4.81.

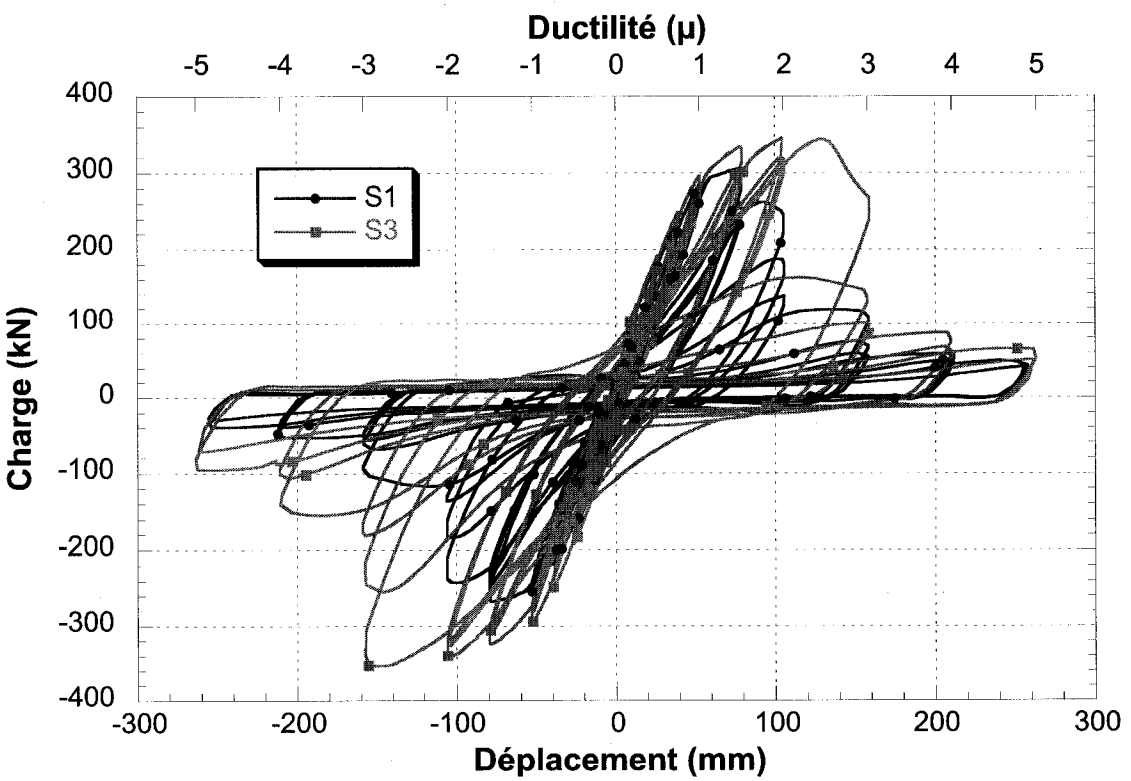


Figure 4.81 – Graphique comparatif de l'hystérèse de S3 et de S1

L'observation du graphique précédent nous permet de constater que le comportement des deux piliers est semblable jusqu'à la fin des cycles à μ=1.5. Cependant, pour les

cycles à μ=2, il est clair que le comportement de S3 est supérieur à celui de S1. La charge de S3 demeure sensiblement constante pour chacun des cycles à ce déplacement comparativement à S1, pour lequel elle diminue significativement. Si bien qu'à la fin des cycles à μ=2, la charge requise pour imposer un déplacement de 106 mm à S3 est le double de celle requise pour S1. Contrairement à S1, c'est plutôt lors des cycles à μ=3 que la première perte de charge significative est enregistrée pour S3. À partir de ce moment, plus l'essai progresse, plus le comportement du spécimen 3 s'apparente à celui du spécimen 1.

En traçant la courbe du spécimen 4 sur le même graphique que celle du spécimen de référence, on constate rapidement que c'est lors des cycles à μ=4 que la première perte de charge significative est enregistrée pour S4. De plus, même si la rigidité du pilier diminue par la suite, la charge atteinte à la fin de l'essai est plus du double de celle de S1. La figure 4.82 présente les courbes de S4 et de S1 superposées.

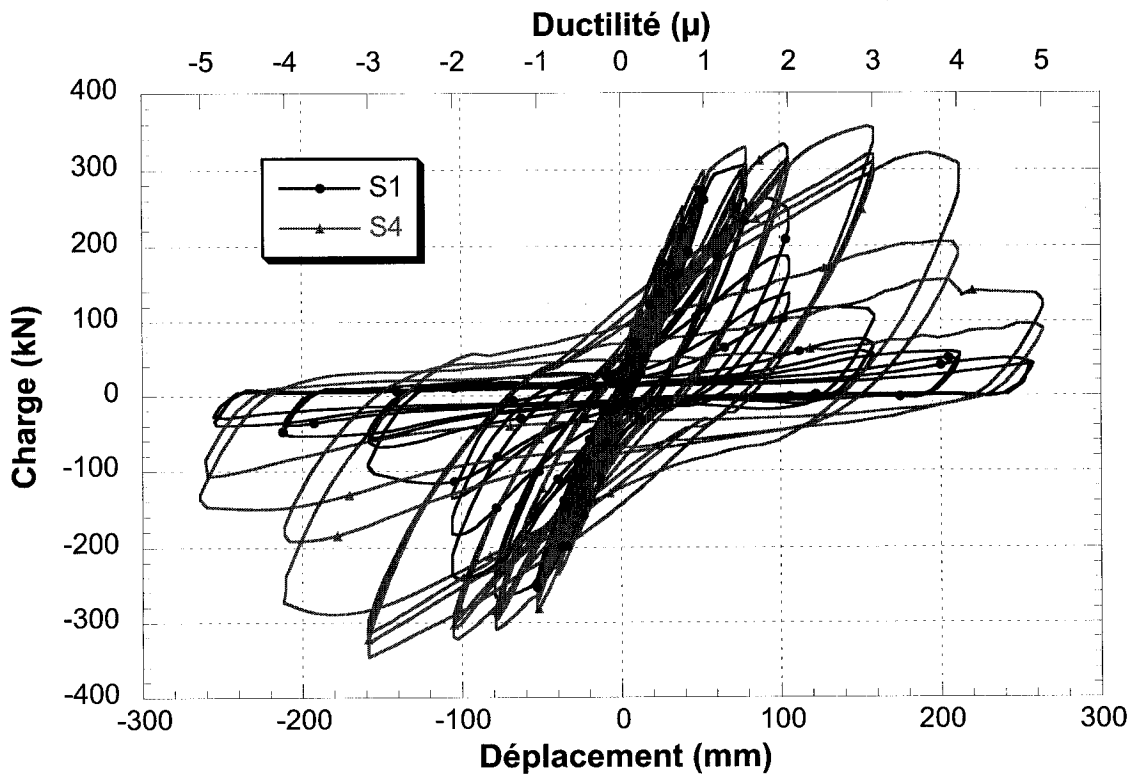


Figure 4.82 – Graphique comparatif de l'hystérèse de S4 et de S1

Il est également intéressant de comparer le comportement de S4 par rapport à S3. Pour ce faire, les courbes de ces spécimens sont tracées sur le graphique de la figure 4.83. Les constatations faites plus haut sont alors facilement vérifiables puisqu'à la fin des cycles à μ=3, la charge de S4 est clairement supérieure à celle de S3, atteignant plus du double de cette dernière. De plus, pour le premier cycle à un déplacement de 212 mm, la charge du pilier 4 atteint environ trois fois celle du pilier 3 à ce même moment. Il est donc encore plus évident que le comportement de S4 est supérieur à celui de S3 à partir des cycles de ductilité 3.

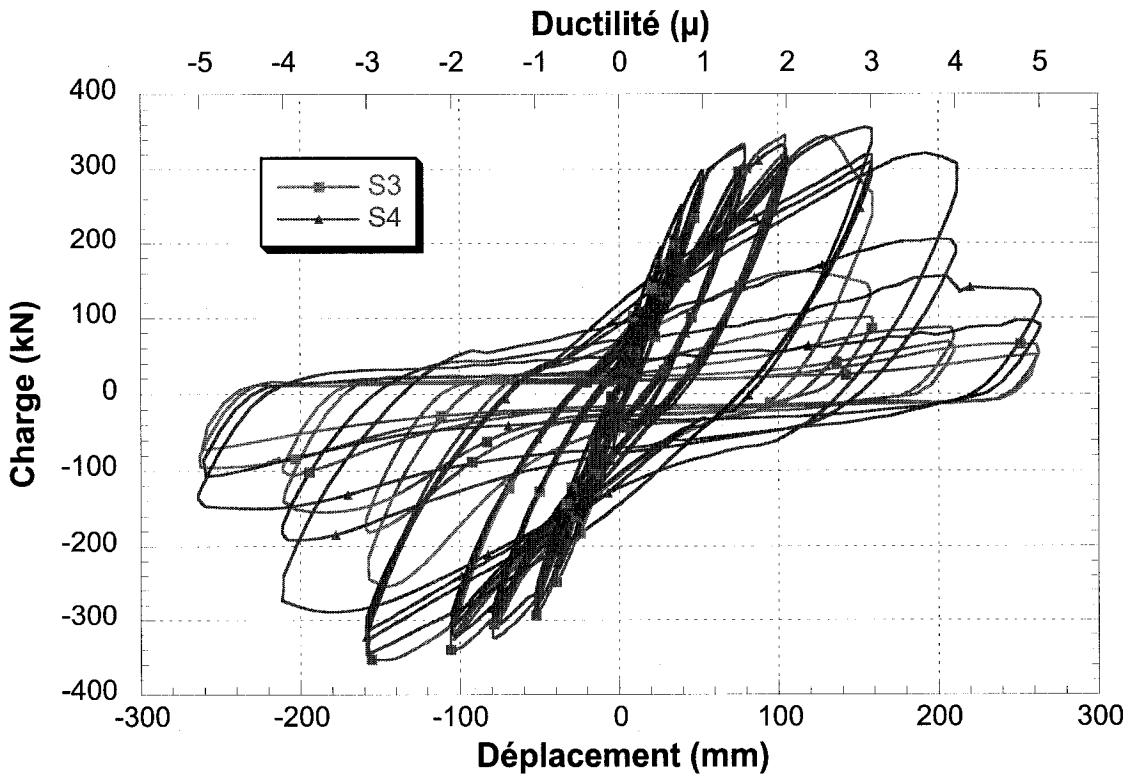


Figure 4.83 – Graphique comparatif de l'hystérèse de S4 et de S3

Les courbes précédentes peuvent être représentées de différentes façons. Il est notamment possible de tracer la courbe de l'enveloppe de la charge atteinte lors de l'imposition du premier et du dernier déplacement maximal pour chacune des ductilités. À titre d'exemple, la courbe 1-S1 présente la valeur de la charge au moment où un premier déplacement, à chaque ductilité, est imposé au pilier de référence. La courbe 2-

S1 représente la même valeur mais pour le dernier cycle à ces ductilités. Ces courbes enveloppes sont tracées sur un même graphique pour chacun des spécimens. Ce graphique est présenté à la figure 4.84. Il nous permet de comparer les charges maximales atteintes pour chacun des piliers tout au long des essais en plus de visualiser la perte de charge des spécimens entre leur premier et leur dernier cycle à une ductilité donnée. Ceci nous permet de confirmer les observations faites précédemment selon lesquelles les comportements de S3 et S4 sont semblables jusqu'à une ductilité de 2. Après quoi, la charge requise pour imposer un déplacement à S4 est beaucoup plus élevée que celle requise pour imposer le même déplacement à S3. De plus, à partir d'une ductilité en déplacement de 2, le comportement du spécimen 1 est bien en deçà de ceux de S3 et de S4. De plus, on note que la différence entre le comportement du pilier de référence et des piliers renforcés est déjà très marquée dès le dernier cycle à μ=1.5.

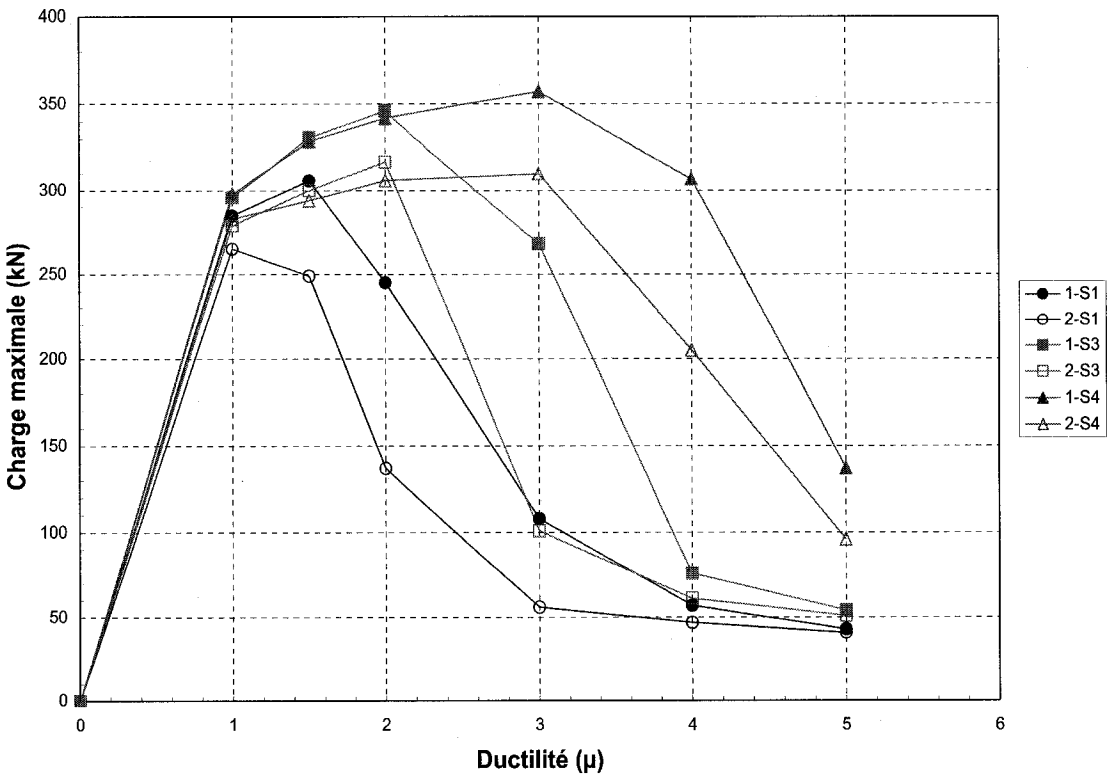


Figure 4.84 – Graphique de comparaison des charges maximales atteintes au premier et au dernier cycle de chaque ductilité pour S1, S3 et S4

Afin de déterminer à quelle ductilité la rigidité de chacun des piliers est la plus fortement affectée, il est intéressant de tracer un graphique de la perte de charge, entre le premier et le dernier cycle de chaque ductilité du chargement. Ce graphique est présenté à la figure 4.85. Il nous permet de vérifier, en un coup d'œil, l'affirmation précédente selon laquelle le pilier de référence est fortement endommagé à une ductilité de 2 car la perte de charge de ce spécimen est maximale à cette ductilité. De plus, la perte de charge maximale survient à μ=3 pour S3 et à μ=4 pour S4. Il faut également souligner le fait que la perte de charge pour S3 est moins bien distribuée pendant l'essai que celle des deux autres piliers; la grande majorité de celle-ci se produisant lors des cycles de ductilité 3.

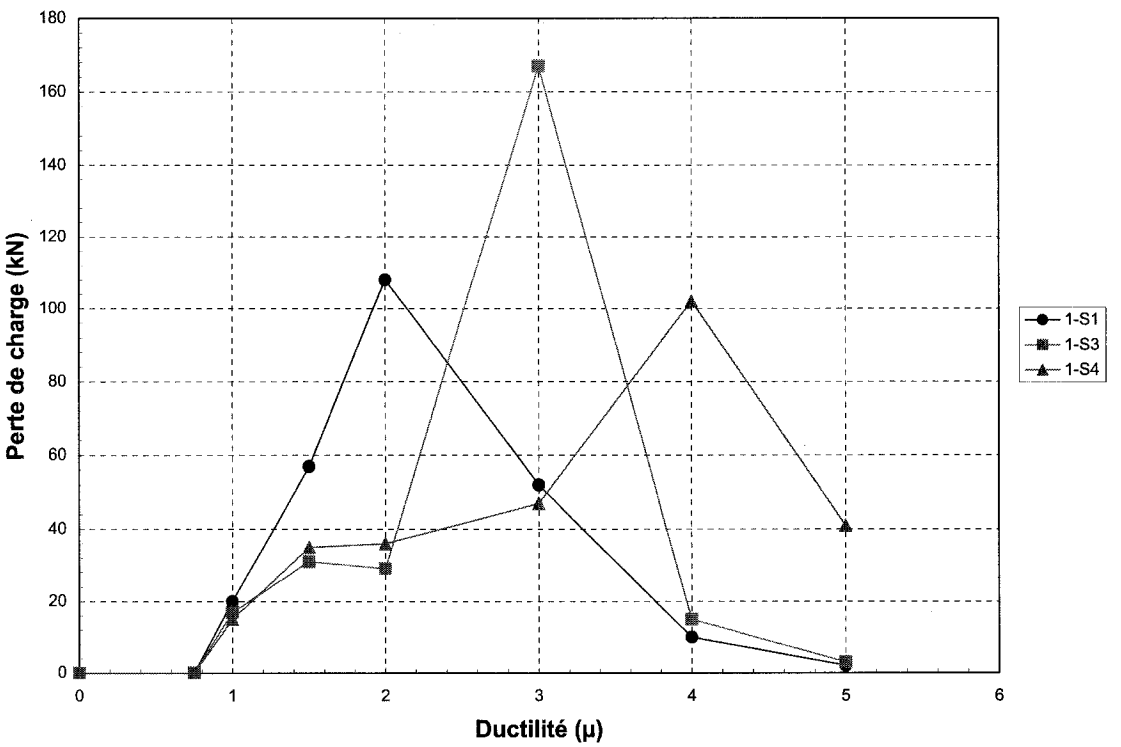


Figure 4.85 – Graphique de la perte de charge entre le premier et le dernier cycle à une ductilité donnée pour chacun des spécimens

Un autre élément intéressant à analyser est l'énergie de dissipation de chacun des spécimens tout au long des essais. Cette variante est importante lorsque vient le temps de caractériser le comportement sismique d'une structure. L'énergie de dissipation est

définie comme étant la somme de l'aire interne de chacune des boucles d'hystérèses des graphiques précédents (incluant les boucles correspondants à un déplacement négatif et celles correspondants à un déplacement positif). Son unité est le Joule, qui correspond au travail réalisé par une force de un Newton pour déplacer un objet sur un mètre. Le graphique de la figure 4.86 présente l'énergie dissipée cumulative à la fin des cycles de chaque ductilité pour S1, S3 et S4.

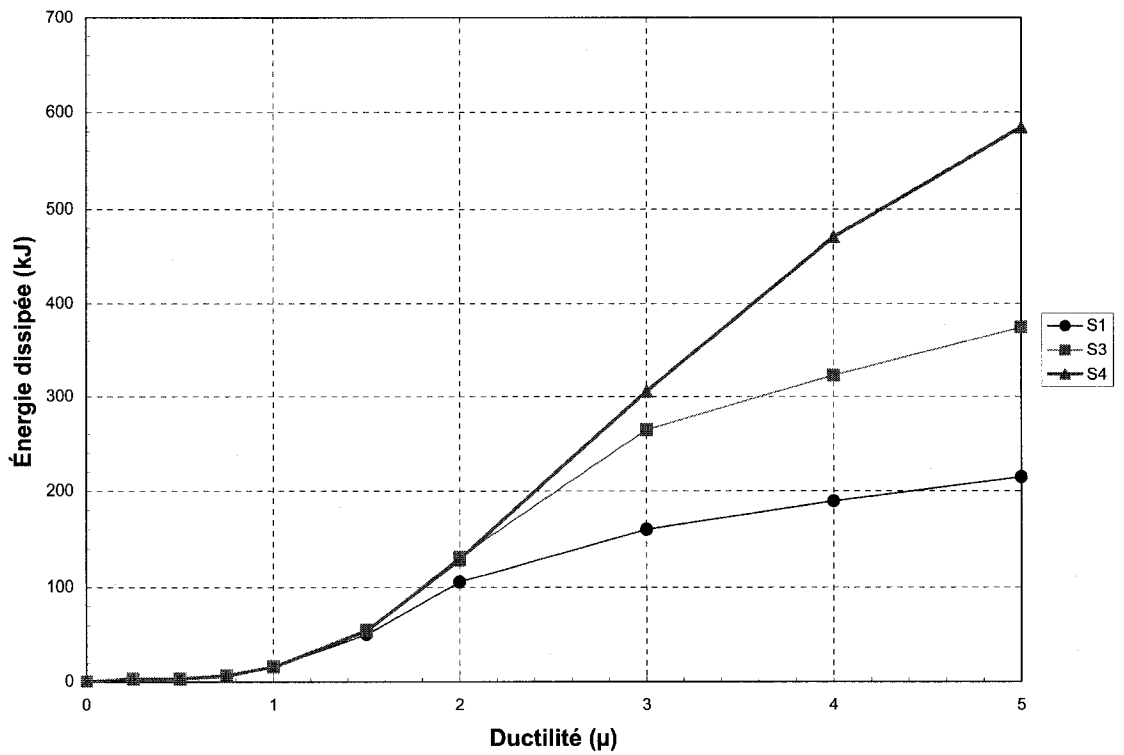


Figure 4.86 – Graphique de l'énergie dissipée cumulative en fonction de la fin du dernier cycle de chaque ductilité

Après toutes les analyses faites précédemment, il n'est pas surprenant de constater que le pilier 4 est celui qui dissipe le plus d'énergie. À la fin de l'essai, ce spécimen a dissipé 584 kJ comparativement aux piliers 3 et 1 qui ont respectivement dissipés 375 et 214 kJ. Le pilier 4 dissipe donc environ trois fois plus d'énergie que le pilier 1. De plus, ce dernier dissipe deux fois moins d'énergie que S3. On remarque également que les trois courbes de la figure 4.86 présentent la même énergie dissipée jusqu'à une ductilité de 1.5. Par la suite, S3 et S4 se séparent de S1. Ensuite, après avoir dépassé une ductilité

de 2, S4 se sépare de S3. En traçant le même graphique, en prenant toutefois la valeur moyenne non cumulée d'énergie dissipée pour chacun des cycles, on obtient le graphique de la figure 4.87. On remarque, à partir de ce graphique, que les maximums surviennent aux mêmes ductilités que les pertes de charge maximales montrées à la figure 4.85. Ainsi, l'énergie dissipée et la perte de charge sont maximales à μ=2 pour S1, à μ=3 pour S3 et à μ=4 pour S4.

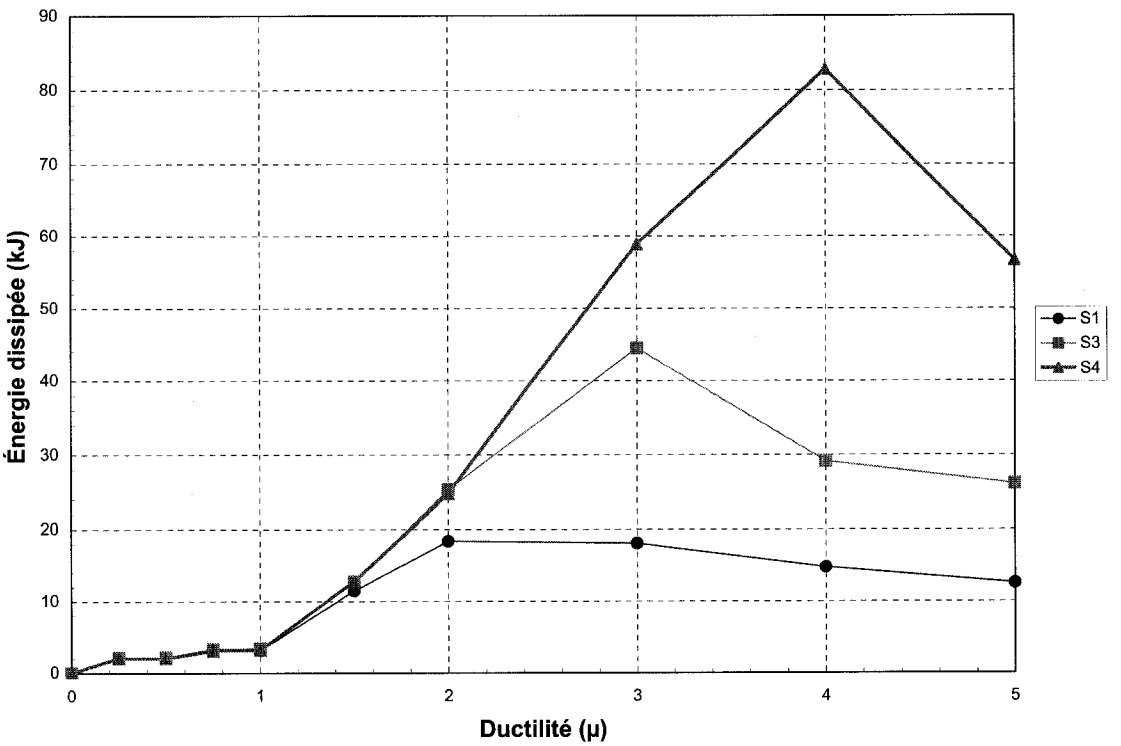


Figure 4.87 – Graphique de l'énergie dissipée non cumulée par cycle en fonction de la ductilité

Après avoir analysé en profondeur les valeurs de la charge en fonction du déplacement de chacun des spécimens, il est évident que le comportement du spécimen 4 est supérieur à celui du spécimen 3, qui est lui-même supérieur au spécimen de référence. Il est possible d'en venir à une telle conclusion simplement en observant les hystérèses des différents piliers. De plus, les ductilités pour lesquelles se produisent les pertes de charge maximales ainsi que les calculs d'énergie dissipée illustrent cette amélioration de comportement.

4.11.2 Étude des carottages et de la fissuration

Les observations visuelles faites lors des essais expérimentaux amènent des informations importantes quant au comportement des spécimens. Cette section vise à comparer les dommages et la fissuration des piliers à la fin des essais. Pour ce faire, des images de l'extérieur et de l'intérieur de chacun de ces piliers sont présentées ici.

Rappelons d'abord que les coins du spécimen de référence étaient très endommagés à la fin du premier essai comme le montre les figures 4.38 et 4.39. En plus des fissures de fendage perpendiculaires aux faces du pilier, une coupe de S1 montre que des fissures se forment également parallèlement à ces faces. Cette coupe est réalisée à 100 mm au-dessus de la semelle, soit sous le premier étrier du pilier. Elle est montrée à la figure 4.88. Le chevauchement des barres au bas de cette image est particulièrement intéressant. Il montre qu'un plan de fissuration se forme entre les barres d'ancrage et les barres du pilier, parallèlement à une des faces du pilier.

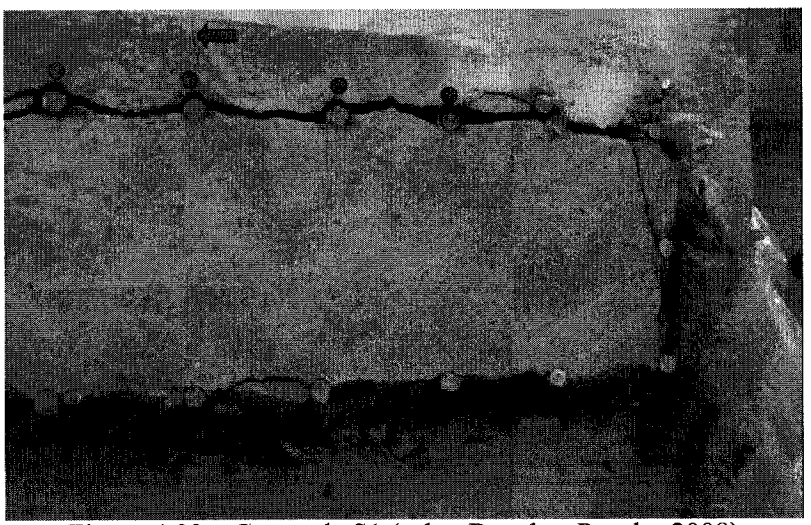


Figure 4.88 – Coupe de S1 (selon Boucher-Proulx, 2008)

Comme il a été mentionné à la section 4.8, suite à l'essai sur le spécimen 3, l'utilisation d'un renforcement en matériaux composites permet de limiter la propagation de fissures perpendiculaires aux faces de ce pilier. Cette technique de renforcement permet également de limiter l'endommagement des coins du spécimen. Toutefois, les

carottages de S3 montrent que les fissures qui se forment entre les barres de la semelle et les barres du pilier sont également présentent sur ce pilier. Trois carottages ont été réalisés sur ce spécimen. Un carottage a été réalisé sur la face ouest, entre le deuxième et le troisième étrier. Un deuxième carottage a été réalisé sur la face est du pilier, entre le premier et le deuxième étrier, tandis que le dernier carottage a été fait sur la face nord du spécimen comme le montre la figure 4.89. Chacun de ces carottages montre qu'une fissure est présente à une profondeur d'environ 70 à 80 mm sous le béton. Cette profondeur correspond au joint entre les barres d'ancrages et les barres du pilier. Ces opérations montrent donc que l'utilisation d'un renforcement en matériaux composites n'est pas efficace pour contrer les plans de fissuration parallèles aux faces du pilier. De plus, elles nous permettent de constater qu'une fissure horizontale continue se forme à 600 mm du bas du pilier, soit à la fin du chevauchement des barres.

Le carottage fait sur la face ouest de S3 est montré à la figure 4.90. Cette image montre la coupe d'une barre longitudinale du pilier et celle de la fin d'une barre de la semelle. L'observation du trou de carottage sur la face ouest du pilier est également intéressante. Elle montre la fissure parallèle à cette face en plus de montrer la fissure horizontale correspondant à la fin du chevauchement des barres. Cette image est présentée à la figure 4.91. La fissure horizontale y est montrée par une flèche verticale tandis que la fissure parallèle à la face extérieure est identifiée à l'aide d'une flèche horizontale.

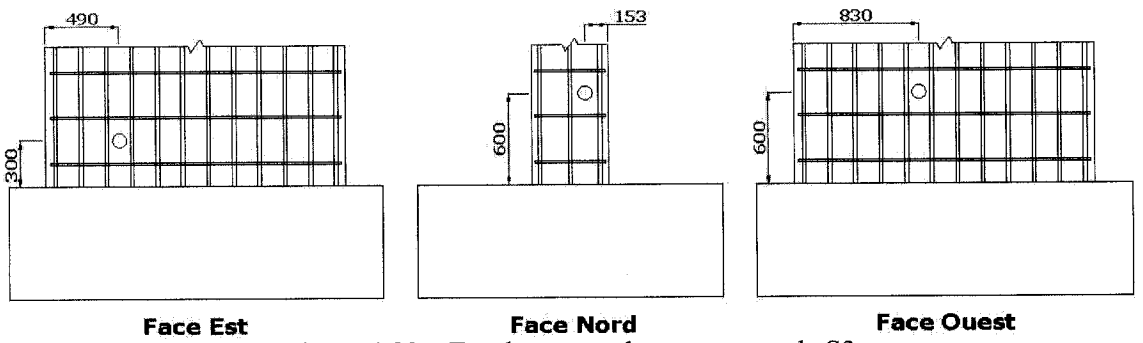


Figure 4.89 – Emplacement des carottages de S3

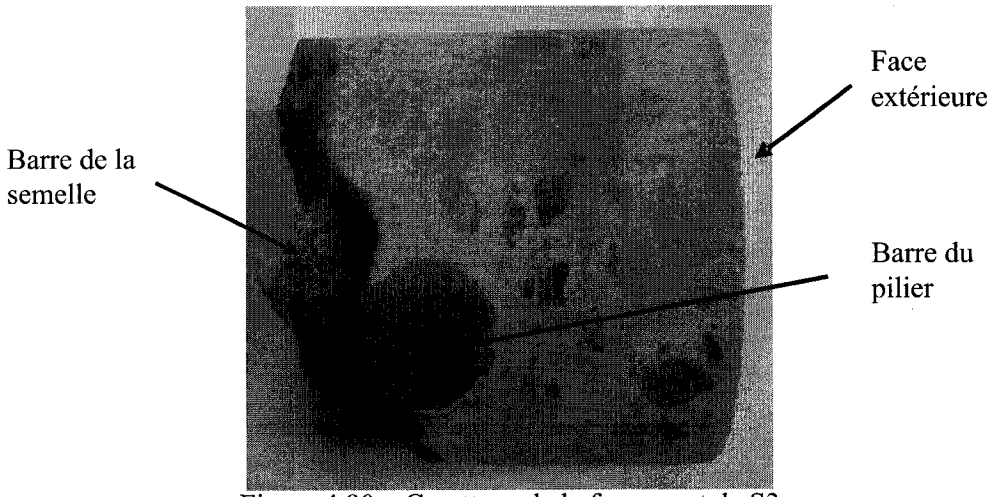


Figure 4.90 – Carottage de la face ouest de S3

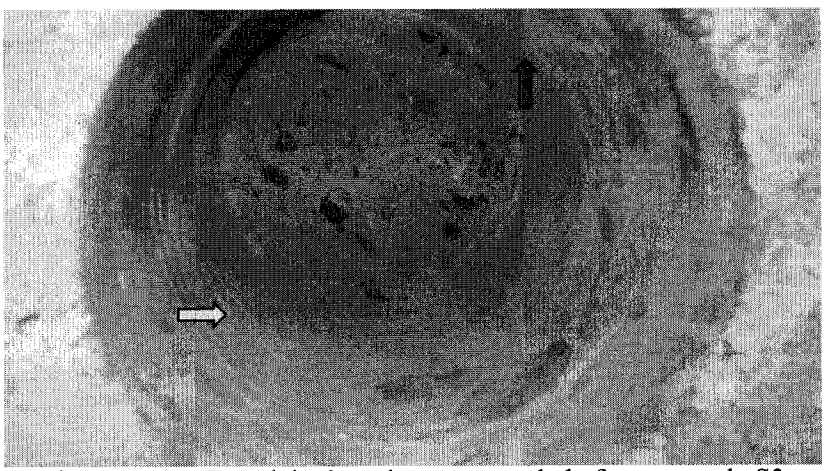


Figure 4.91 – Trou laissé par le carottage de la face ouest de S3

Après avoir enlevé le renforcement du pilier 4, on constate que l'état de ce pilier est semblable à celui de S3. Toutefois, le béton à la base du spécimen 4 est moins endommagé que celui du pilier 3. De plus, il n'y a pas de fissure horizontale visible sur le béton de S4 vis-à-vis la fin du chevauchement des barres d'armature. La figure 4.92 présente l'état de la face ouest du pilier 4 après avoir retiré le tissu de composite de ce dernier.

Pour ce qui est des carottages de S4, les mêmes observations peuvent être faites que pour S3. C'est-à-dire que des fissures se forment parallèlement aux faces du pilier entre

les barres de la semelle et les barres du pilier. Un croquis de la localisation des carottages est fait à la figure 4.93 tandis que la figure 4.94 montre le carottage de la face sud de S4. La figure 4.95 montre, quant à elle, le carottage de la face ouest de S4. Il est à noter que ce carottage montre que le béton du cœur du pilier n'est pas du tout endommagé.

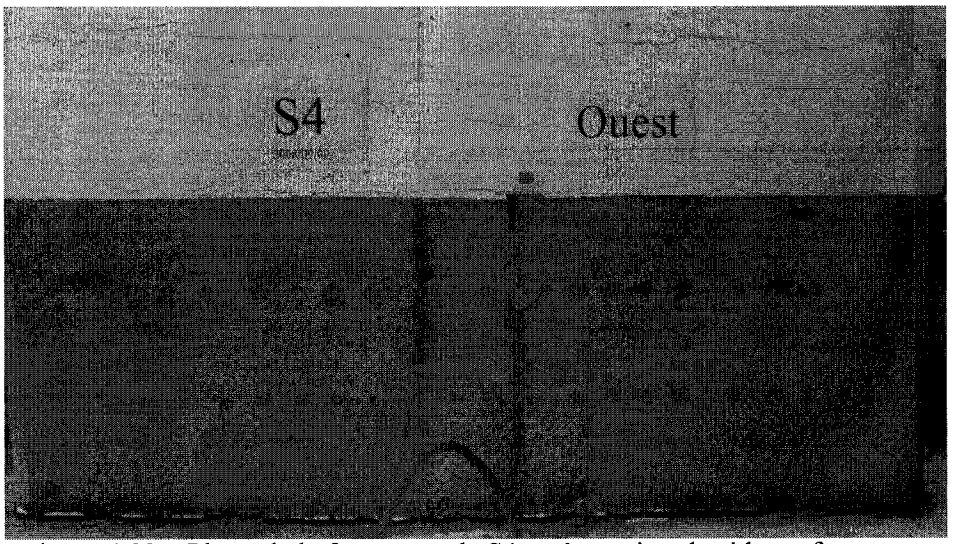


Figure 4.92 – Photo de la face ouest de S4 après avoir enlevé le renforcement

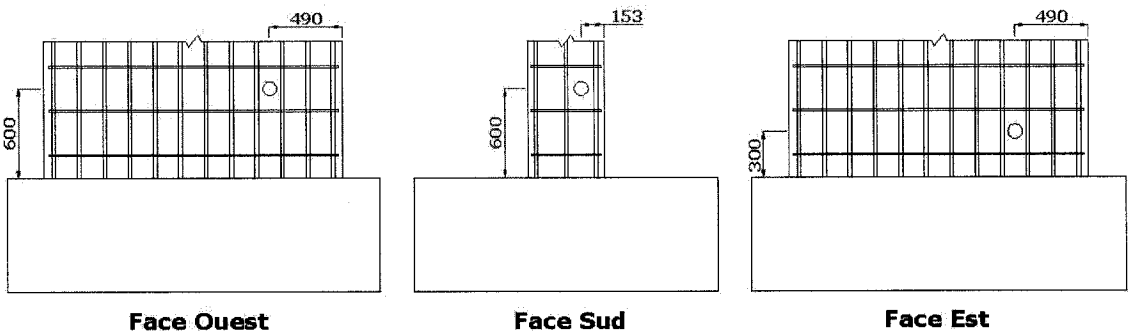


Figure 4.93 – Emplacement des carottages de S4

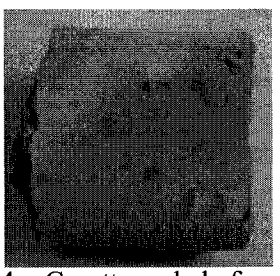


Figure 4.94 – Carottage de la face sud de S4

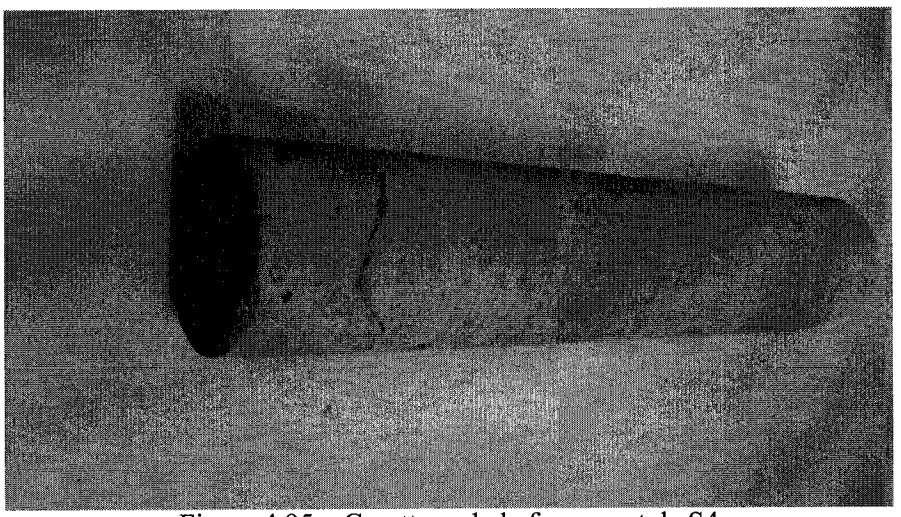


Figure 4.95 – Carottage de la face ouest de S4

Après avoir procédé aux carottages des spécimens 3 et 4, nous avons réalisé une coupe de ces piliers juste au-dessus de la fin du chevauchement d'armature, soit à 700 mm du dessus de la semelle. La figure 4.96 montre la coupe de S3 tandis que la figure 4.97 montre la coupe de S4. On peut constater, sur ces images, que les fissures de fendage parallèles aux faces est et ouest du spécimen 3 sont continues entre chacune des barres de ce pilier. Cependant, pour S4, la fissure de la face ouest du spécimen n'est pas continue sur toute la face puisqu'elle fait moins de la moitié du spécimen. Comme le montre la figure 4.98, le côté sud de la face ouest est très endommagé, la fissure ne se propageant pas parfaitement parallèlement à cette face.

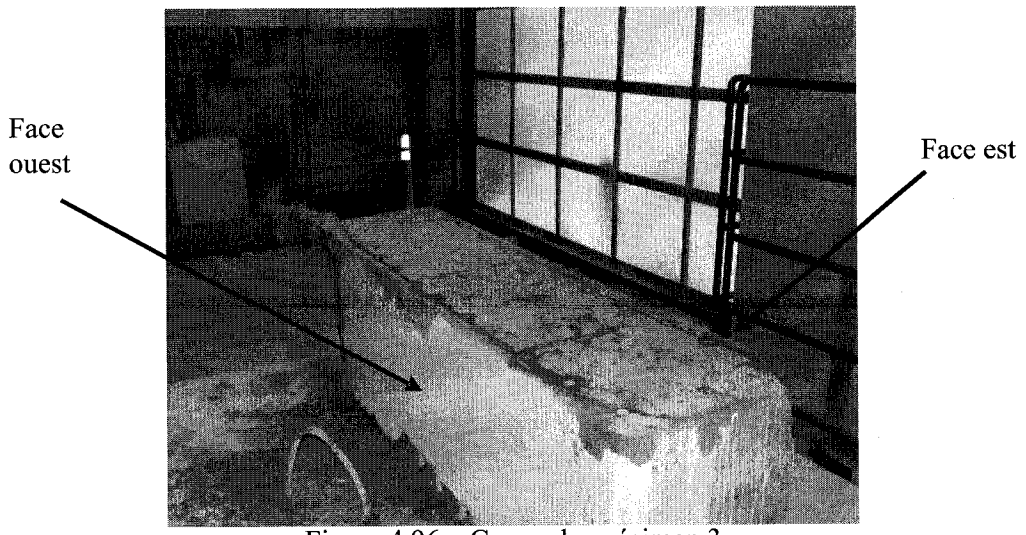


Figure 4.96 – Coupe du spécimen 3

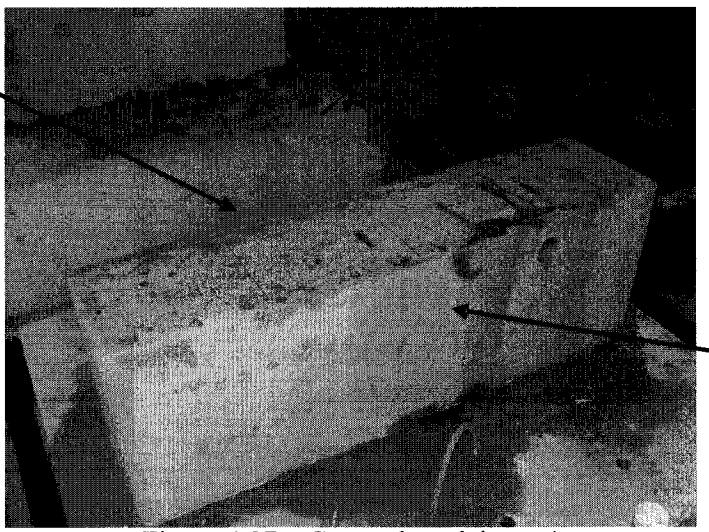


Figure 4.97 – Coupe du spécimen 4

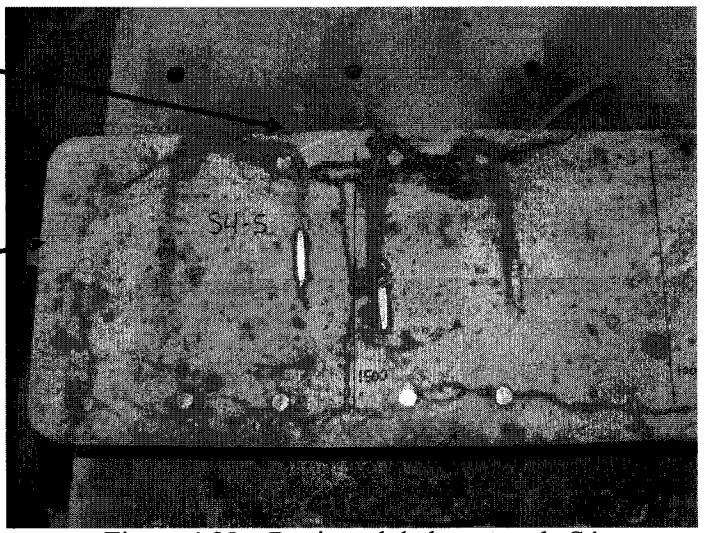


Figure 4.98 – Partie sud de la coupe de S4

4.11.3 Déformations des barres d'ancrage

Tel que mentionné à la section 4.5.3, six barres d'ancrage de chacune des semelles ont été instrumentées afin d'obtenir leur déformation tout au long des essais. Deux jauges ont été installées sur chacune de ces barres. Les résultats obtenus nous permettent de

déterminer à quel moment les barres d'ancrage plastifient en plus de nous permettre de comparer le comportement de ces barres pour chacun des spécimens.

Le déplacement de 53 mm choisi pour les cycles à μ=1 a été déterminé afin d'obtenir la plastification d'une barre d'ancrage à ce moment. C'est donc dire que, lors des premiers cycles, aucune barre d'ancrage n'est plastifiée. En observant les graphiques des jauges installées sur ces barres, on constate que c'est effectivement le cas. Aucune barre d'ancrage de S1, S3 ou S4 ne plastifie avant d'imposer un premier déplacement de 53 mm au pilier. Cependant, lors des cycles additionnels à μ=1, une barre d'ancrage de chacun des spécimens plastifie. Cette première plastification survient à 2650 microdéformations comme le montre la figure 4.33 de la section 4.5.5. Ceci nous permet de conclure graphiquement qu'une barre d'ancrage est plastifiée est que la déformation de cette barre n'est plus nulle lorsqu'on repasse par un déplacement de zéro. Il faut également noter que la première barre qui plastifie n'est jamais une barre localisée au centre du pilier. Les figures 4.99, 4.100 et 4.101 montrent respectivement les déformations des barres d'ancrage des spécimens 1, 3 et 4 à la fin des cycles à μ=1. La moyenne des jauges sur une même barre est utilisée sur ces graphiques. La notation utilisée pour le spécimen de référence n'est toutefois pas la même que celle utilisée pour les piliers 3 et 4. Il faut inverser les barres 1, 2 et 3 avec les barres 4, 5 et 6 de S1 pour considérer la même notation.

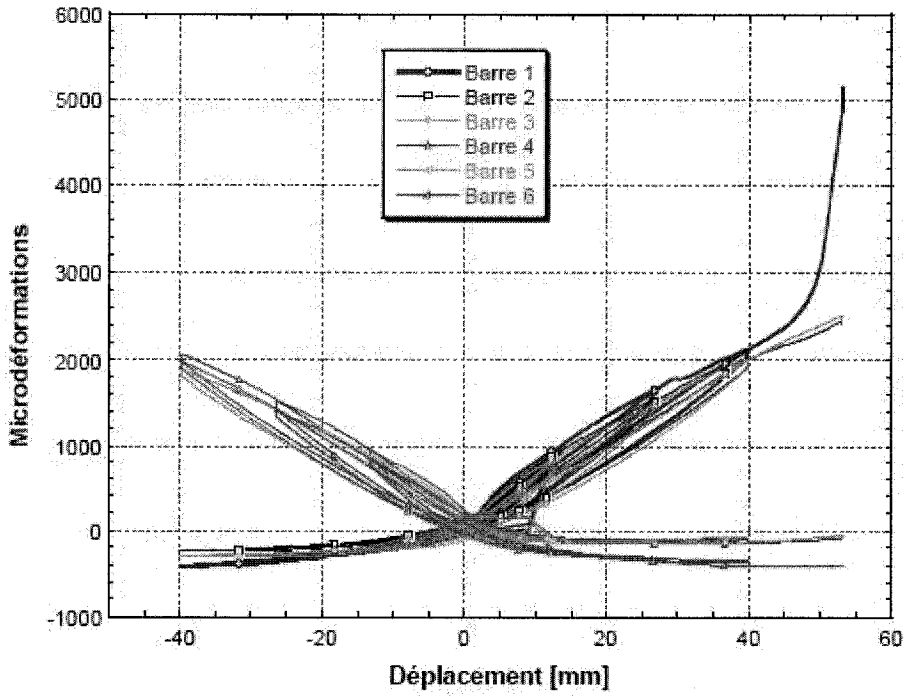


Figure 4.99 – Graphique de la moyenne des déformations des barres de S1 à la fin de μ=1 (selon Boucher-Proulx, 2008)

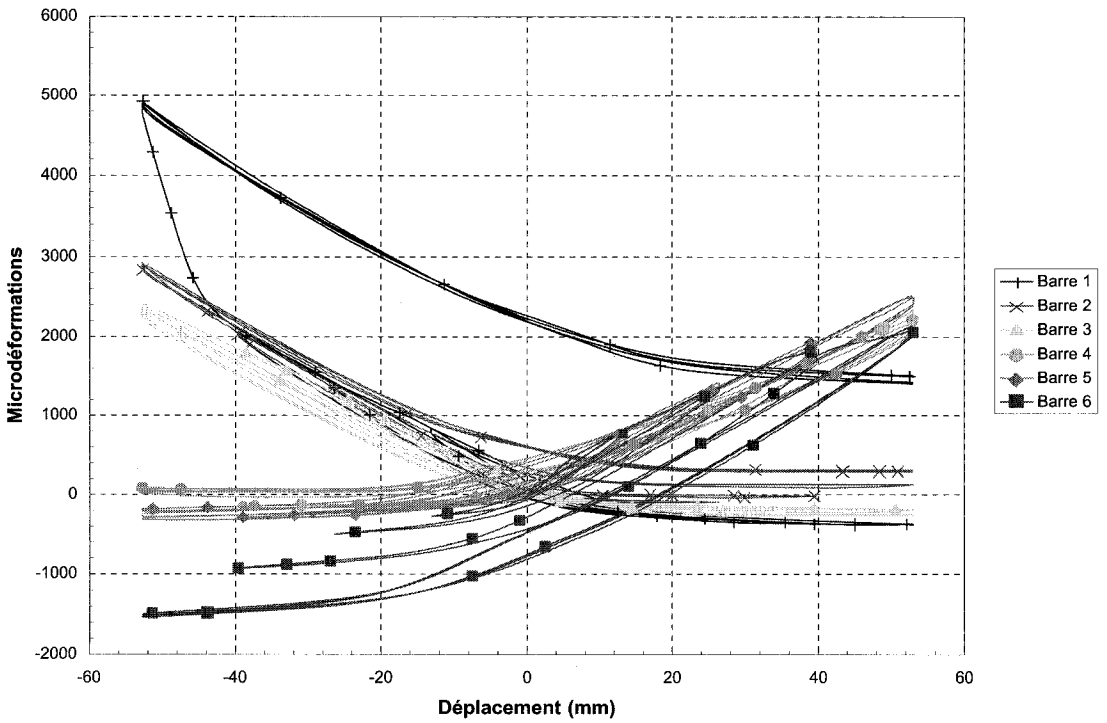


Figure 4.100 – Graphique de la moyenne des déformations des barres de S3 à la fin de μ=1

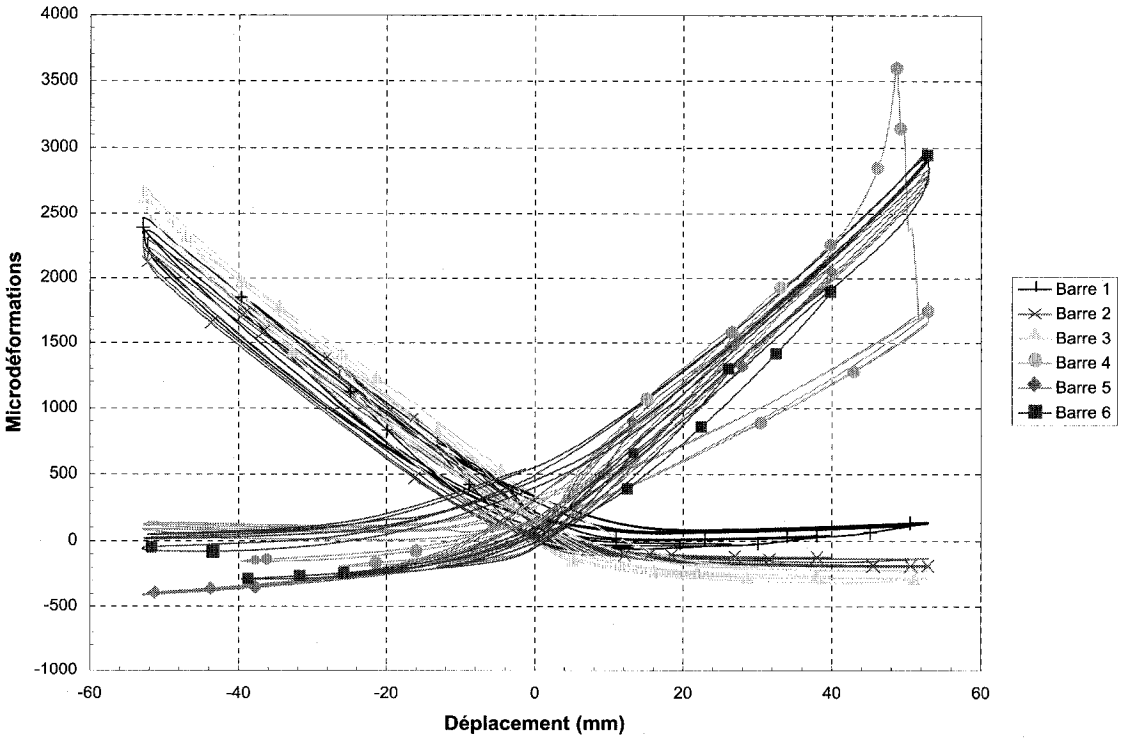


Figure 4.101 – Graphique de la moyenne des déformations des barres de S4 à la fin de μ=1

Les graphiques précédents montrent que le comportement des barres d'ancrages est le même pour chacun des spécimens. En effet, aucune différence majeure n'est notable entre ces graphiques. Pour chacun d'eux, une barre d'ancrage plastifie à μ=1 et les déformations de ces barres sont sensiblement les mêmes. De plus, lorsque le déplacement est positif, soit lorsque le vérin pousse sur le pilier, les barres localisées du côté du mur de réaction sont en traction comparativement aux autres barres du pilier.

Suite à cette étape importante, le chargement se poursuit jusqu'à une ductilité de 1.5. À partir de ce moment, on s'attend à ce que toutes les barres d'ancrages soient plastifiées puisqu'on entre dans le domaine inélastique du chargement. En observant les figures 4.102 à 4.104, on constate que ceci est le cas pour chacun des spécimens à l'étude puisque la déformation résiduelle de chacune des barres est différente de zéro à chaque fois qu'un déplacement nul est atteint. Le comportement des barres d'ancrage est,

encore une fois, le même peu importe le spécimen. Pour chaque pilier, la déformation de la moitié des barres d'ancrages se stabilise autour de 2000 microdéformations tandis que l'autre moitié présente des résultats supérieurs à cette valeur, atteignant jusqu'à 15000 microdéformations dans certains cas. Rappelons que la figure 4.33 montre que l'écrouissage de l'acier se fait à partir d'environ 10000 microdéformations. Il est donc possible d'affirmer que certaines barres entrent dans leur phase d'écrouissage lors des cycles à μ=1.5. Il faut aussi souligner que les lectures de deux barres d'ancrage du spécimen de référence sont perdues à ce stade. Ceci est probablement causé par la pression exercée par un gros granulat sur les jauges de ces barres.

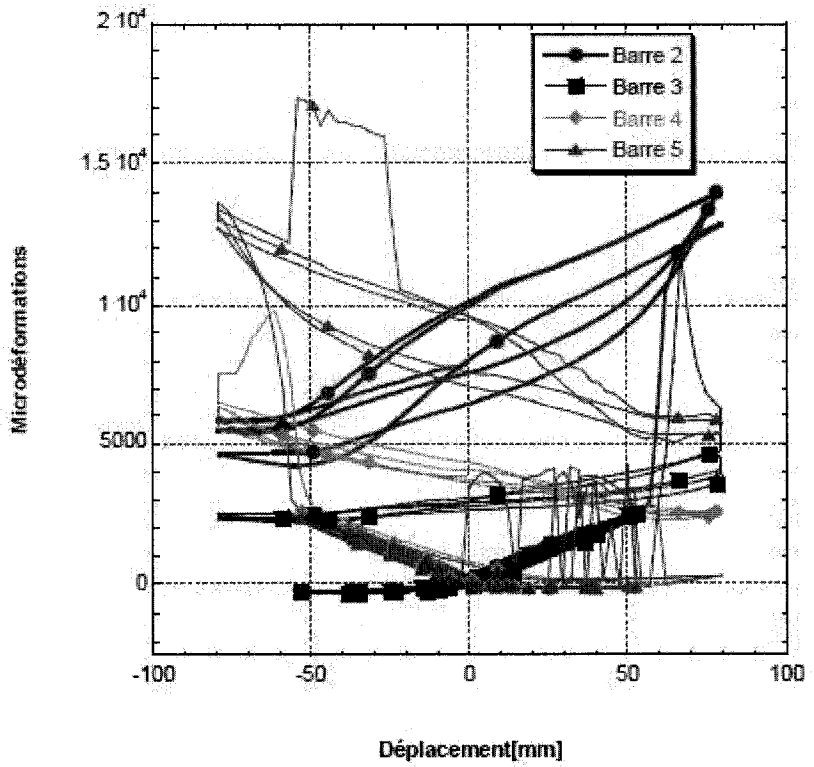


Figure 4.102 – Graphique de la moyenne des déformations des barres de S1 à la fin de μ=1.5 (selon Boucher-Proulx, 2008)

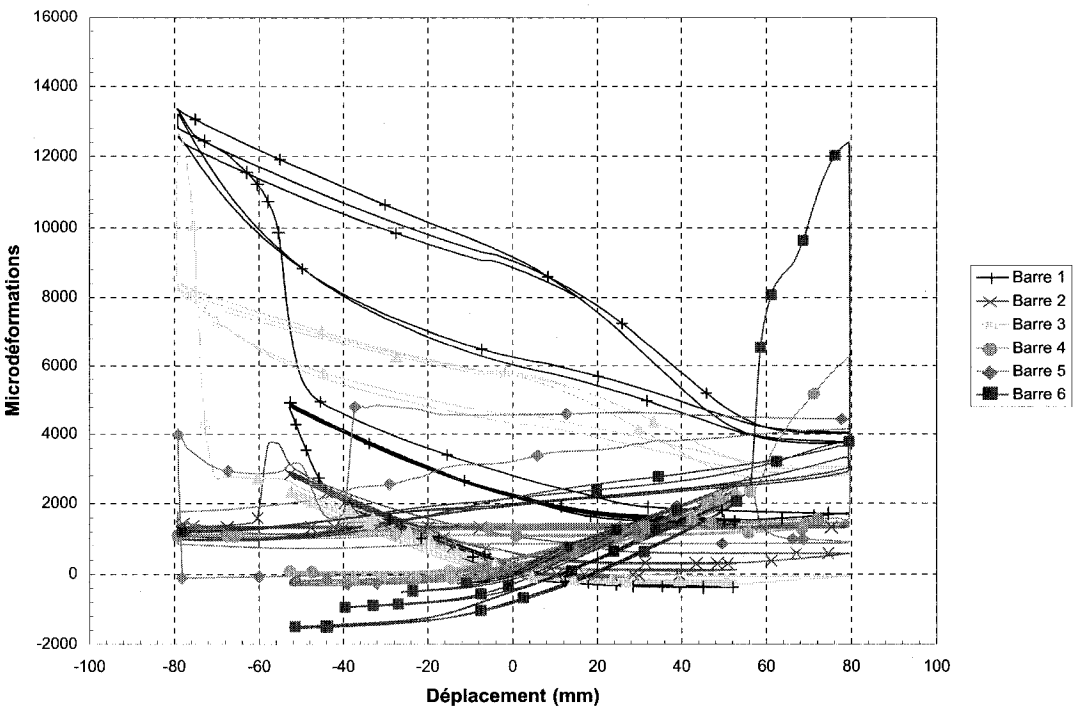


Figure 4.103 – Graphique de la moyenne des déformations des barres de S3 à la fin de μ=1.5

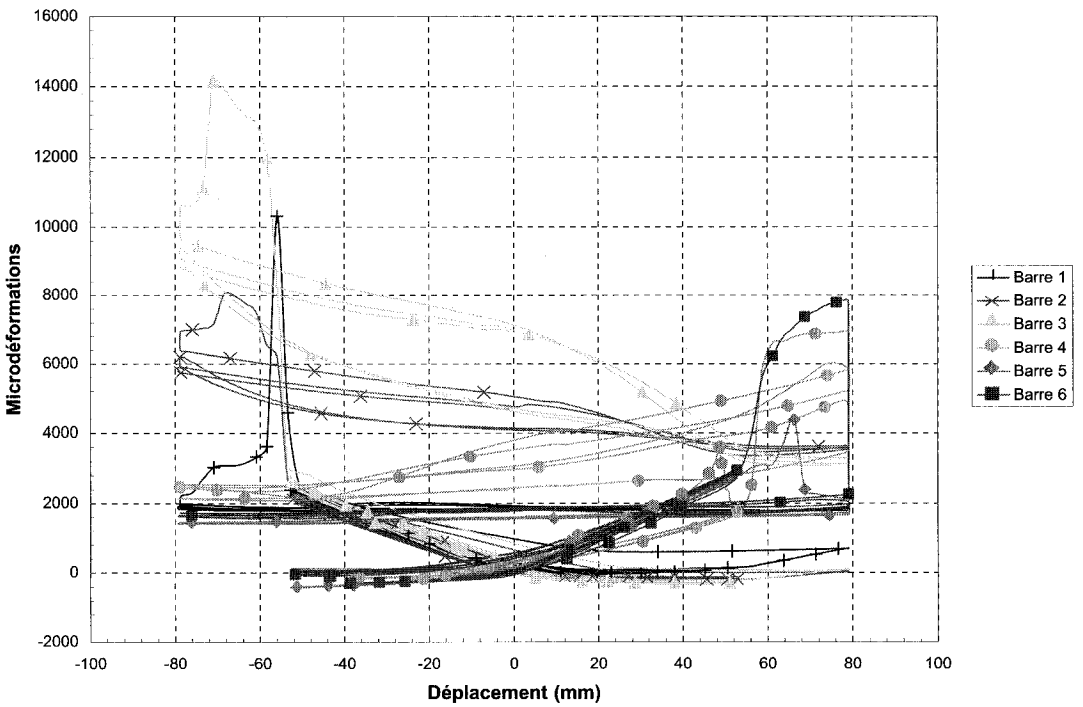


Figure 4.104 – Graphique de la moyenne des déformations des barres de S4 à la fin de μ=1.5

Lors de la poursuite des chargements, le comportement des barres demeure sensiblement le même peu importe le spécimen étudié. Une différence peu toutefois être soulevée entre les barres du spécimen 3 et celles du spécimen 4. Pour le spécimen 3, il est remarqué que les déformations des barres demeurent constantes une fois les cycles de ductilité 3 passés. Ce phénomène correspond aux lignes horizontales du graphique 4.100 une fois passé un déplacement de ±159 mm. C'est donc dire qu'après μ=3, il est logique de croire que les barres d'ancrage ne reprennent plus d'efforts puisque leurs déformations demeurent constantes dû à une déformation résiduelle de plastification. Cependant, pour le spécimen 4, ce phénomène se produit un peu plus tard. En effet, les déformations de certaines barres varient encore après un déplacement de 159 mm puisque les courbes ne sont pas toutes horizontales passé cette étape. Globalement, les déformations de certaines barres de S4 sont variables jusqu'à une ductilité de 4, correspondant à un déplacement de 212 mm, après quoi les courbes sont généralement horizontales. Il est également intéressant de remarquer que les barres de S4 pour lesquelles la déformation varie en fonction du déplacement à cette étape sont les barres d'extrémité du pilier. En effet, les courbes des barres 2 et 5 de la figure 4.106 sont horizontales après le déplacement de ±159 mm. Ce retard du pilier 4 par rapport au pilier 3, remarqué en comparant les graphiques des déformations des barres d'ancrages des spécimens 3 et 4 à la fin de l'essai, est très important. Il permet d'expliquer pourquoi la perte de charge du spécimen 3 est si grande aux cycles de ductilité de 3 comparativement aux cycles de ductilité de 4 pour S4. Puisque la déformation des barres ne varient plus, il faut croire que la transmission des efforts venant des barres longitudinales du pilier ne se fait plus car le béton près de ces barres est trop endommagé et les différents moyens de transmettre ces efforts, à savoir les étriers et les ancrages de S4, ne sont plus efficaces. À cette étape, les barres longitudinales des piliers se mettent donc à glisser sur les barres d'ancrages des semelles. Les figures 4.105 et 4.106 présentent les déformations des barres d'ancrage instrumentées des spécimens 3 et 4 à la fin de l'essai. Les déformations des barres d'ancrage à la fin des cycles de ductilité 2, 3 et 4 ne sont pas présentées afin d'alléger le texte et puisque peu

d'observations intéressantes sont faites à partir de ces graphiques. De plus, les déformations des barres du spécimen de référence ne sont pas présentées à la fin de l'essai car trop peu de jauges de ce spécimen étaient encore fonctionnelles à ce stade.

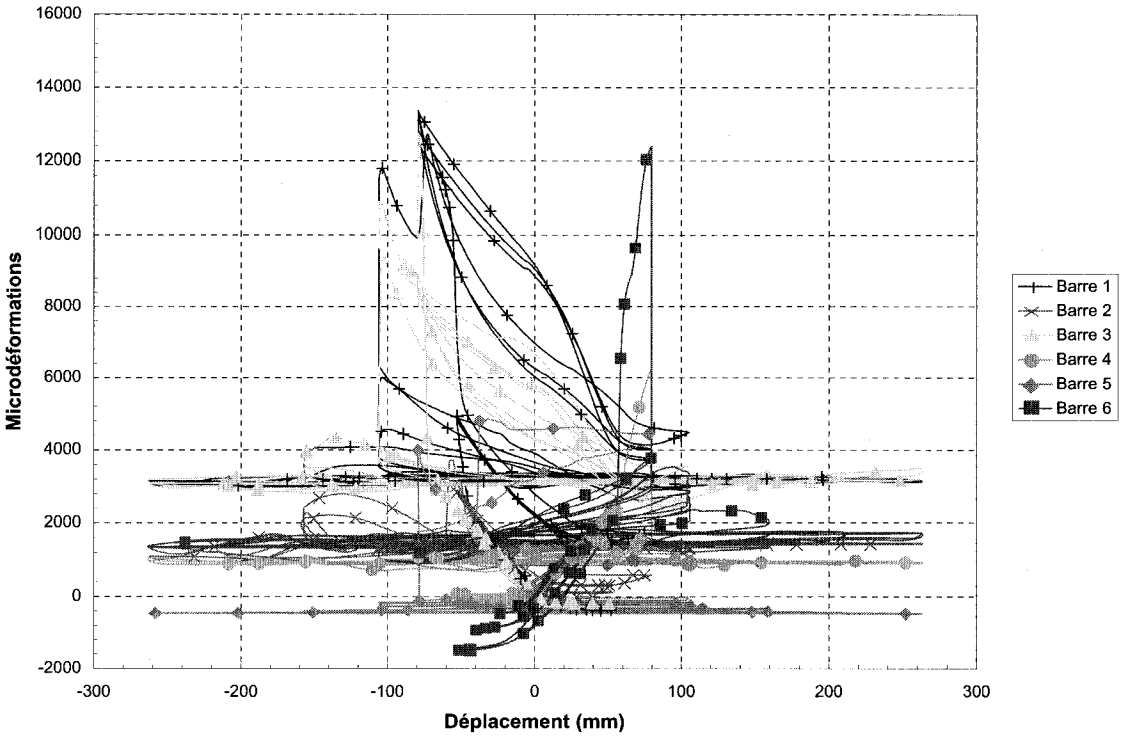


Figure 4.105 – Graphique de la moyenne des déformations des barres de S3 à la fin de l'essai

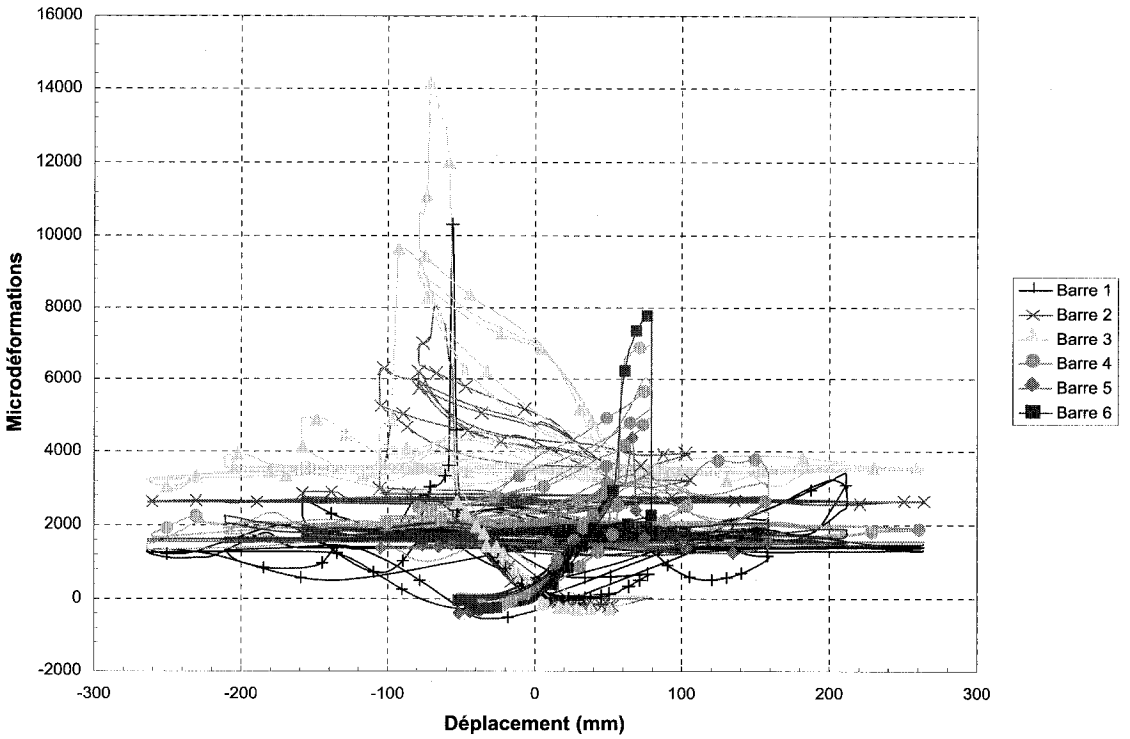


Figure 4.106 – Graphique de la moyenne des déformations des barres de S4 à la fin de l'essai

Suite à l'observation des graphiques des déformations des barres d'ancrage, il est possible de constater que le comportement de ces barres est sensiblement le même peu importe le spécimen à l'étude. Pour chacun de ceux-ci, une barre plastifie lors des cycles à μ=1; les autres barres plastifiants pendant les cycles à μ=1.5. Toutefois, le comportement de S4 est retardé par rapport à S3. C'est-à-dire que les déformations lues par les jauges de ce spécimen varient encore après les cycles de ductilité 3 comparativement aux barres du spécimen 3. Le fait que les courbes des déformations des barres d'ancrage en fonction du déplacement imposé au pilier soient horizontales signifie que les forces appliquées aux piliers à ces instants ne sont pas transmises jusqu'au barres d'ancrages. On peut donc croire que les barres longitudinales des piliers se mettent à glisser sur les barres d'ancrage des semelles à ce moment, ce qui explique les faibles charges requises pour imposer de grands déplacements aux piliers. Cette différence de comportement entre les deux spécimens permet de renforcer les

observations faites à partir des hystérèses des piliers selon lesquelles le comportement de S4 est supérieur à celui de S3 à partir d'une ductilité de 3.

4.11.4 Déformations du renforcement en matériaux composites

Cette section présente l'analyse des résultats obtenus à l'aide des jauges collées sur les matériaux composites des spécimens 3 et 4. L'emplacement de ces jauges ainsi que la notation utilisée sont donnés à la section 4.5.3. Les valeurs obtenues à partir des jauges situées du côté ouest des piliers sont présentées sur des graphiques différents de celles obtenues pour le côté est.

Tout d'abord, pour les cycles allant jusqu'à μ=1, les déformations des jauges varient peu. Elles atteignent moins de 600 microdéformations lors de ces cycles. Les plus grandes valeurs du côté ouest de S3 et de S4 sont enregistrées par CoNOB, soit par les jauges situées au bas des coins des faces nord des piliers. Ces déformations maximales sont atteintes pour un déplacement positif, soit lorsque les faces sur lesquelles sont enregistrées ces valeurs sont en traction. Pour ce qui est du côté est, les déformations obtenues sont semblables d'une jauge à l'autre. Les figures 4.107 et 4.108 présentent les résultats obtenus pour S3 à la fin des cycles à μ=1 tandis que les figures 4.109 et 4.110 présentent ces résultats pour S4.

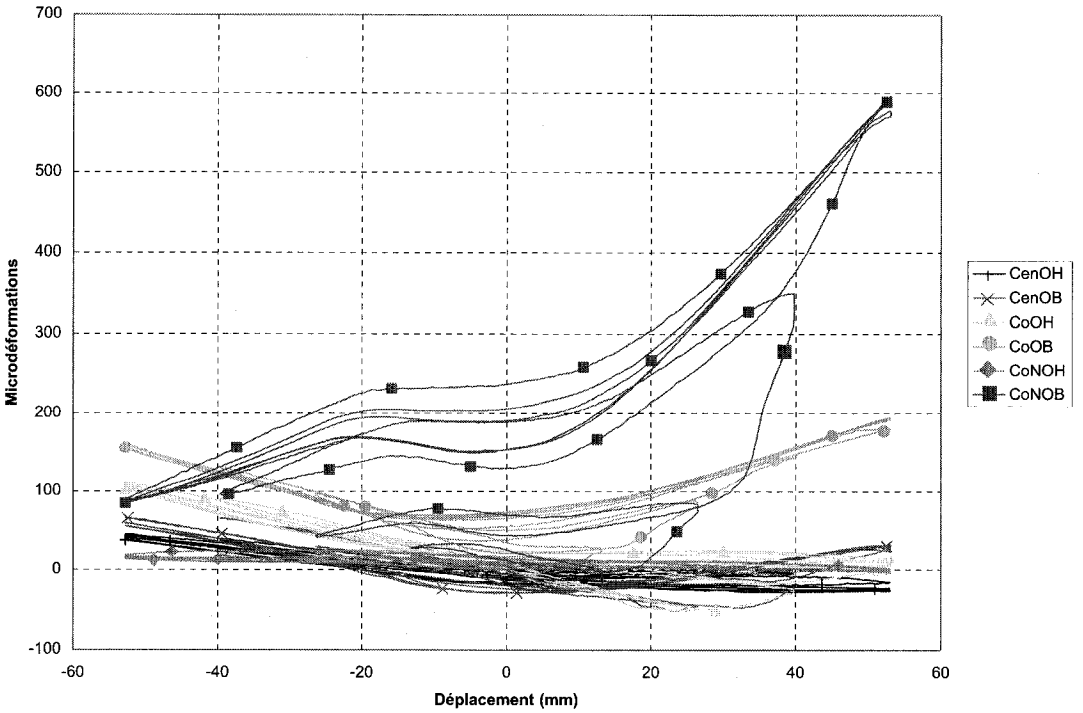


Figure 4.107 – Graphique des déformations de l'ouest du renforcement de S3 à la fin de μ=1

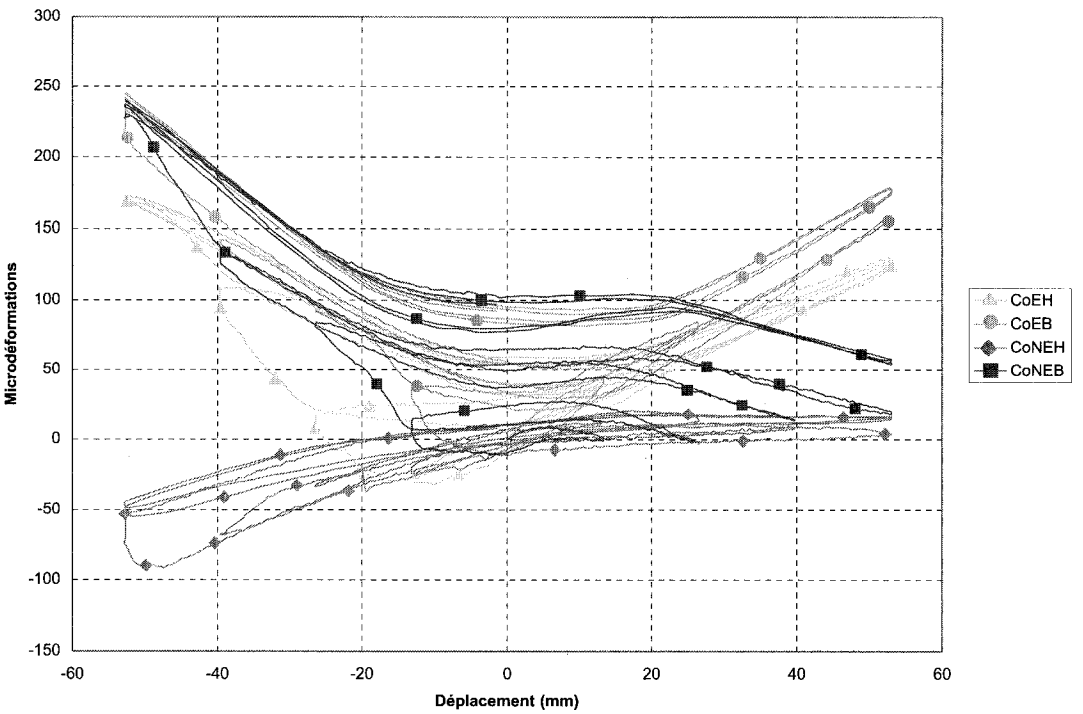


Figure 4.108 – Graphique des déformations de l'est du renforcement de S3 à la fin de μ=1

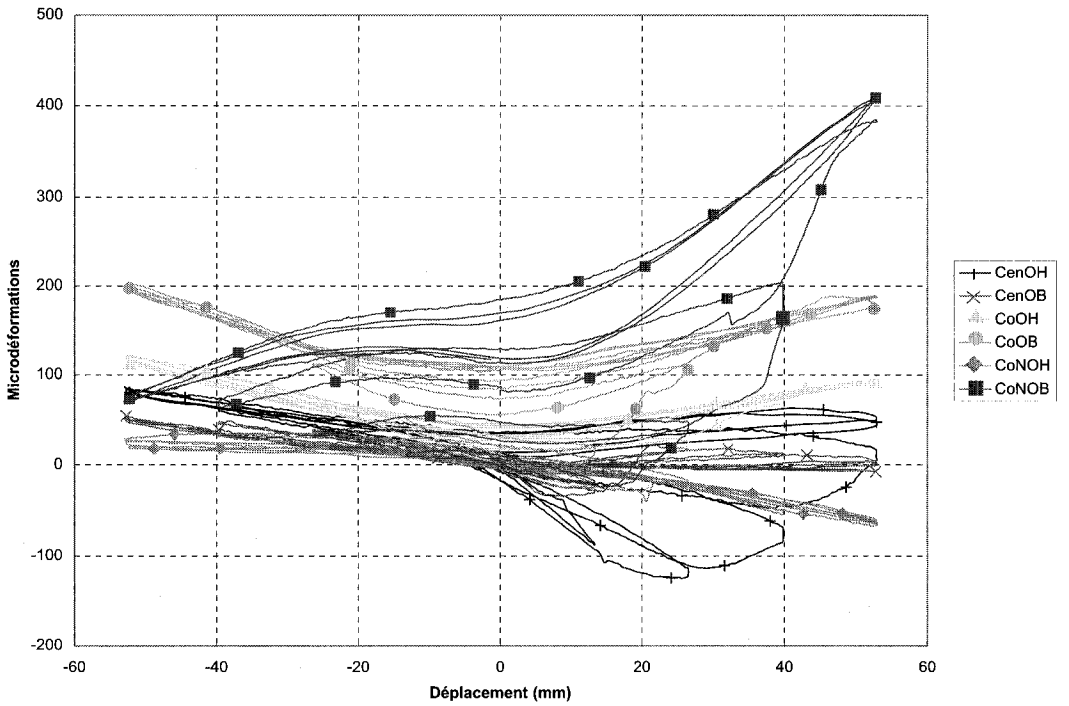


Figure 4.109 – Graphique des déformations de l'ouest du renforcement de S4 à la fin de μ=1

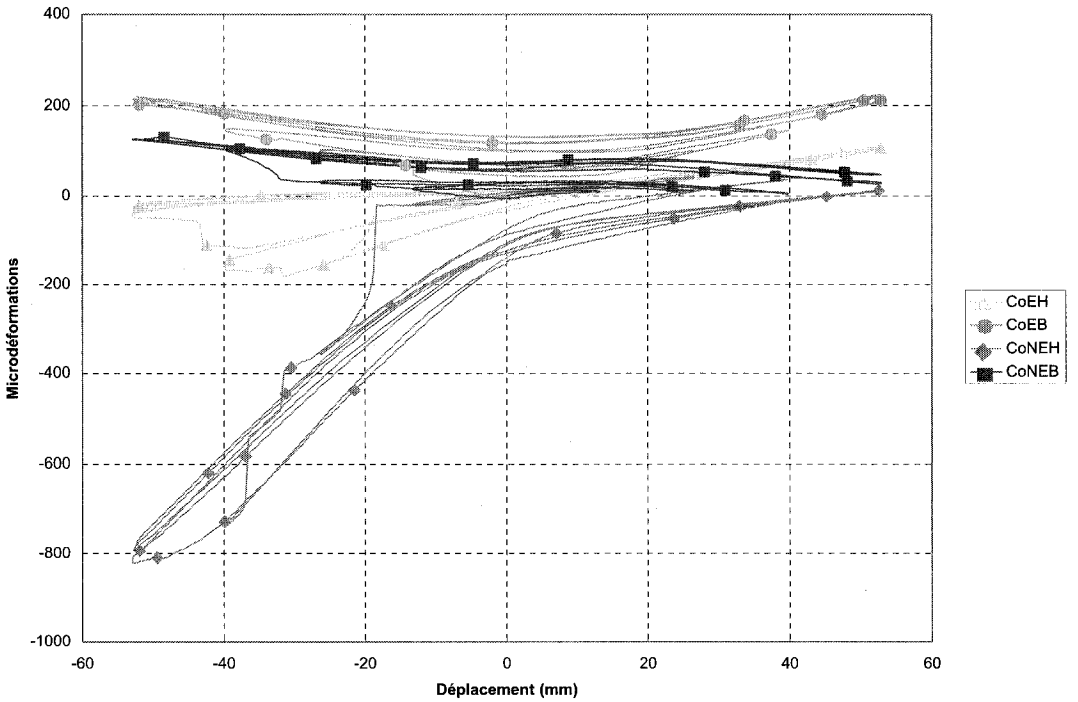


Figure 4.110 – Graphique des déformations de l'est du renforcement de S4 à la fin de μ=1

Les déformations des matériaux composites à la fin des cycles à μ=1.5 et à μ=2 ne sont pas présentées puisque peu d'informations peuvent être tirées de ces graphiques. Le même comportement que celui observé précédemment, à savoir de faibles déformations sauf pour les jauges du bas de la face nord, se poursuit lors de ces étapes. Cependant, avant d'atteindre une ductilité de 3, les valeurs obtenues avec les jauges de S3 se mettent à croître rapidement. Quelques valeurs dépassent même les 1400 microdéformations. Même si les valeurs de chacune des courbes de S3 augmentent à cet instant, celles obtenues pour le centre de la face ouest sont beaucoup plus faibles que les autres. Ces valeurs sont les seules à ne pas atteindre les 400 microdéformations à la fin des cycles à μ=3. Ceci confirme que les matériaux composites sont moins sollicités sur le centre des grandes faces que dans les coins des piliers puisque le confinement apporté à cet endroit est moins efficace. De plus, puisque les matériaux composites sont un renforcement de type passif, ce qui signifie que ce renforcement agit seulement une fois le béton fissuré, on peut croire que cette augmentation rapide de leur déformation est due à une fissuration du béton à ce moment. Les résultats obtenus pour S3 à la fin des cycles à μ=3 sont présentés aux figures 4.111 et 4.112.

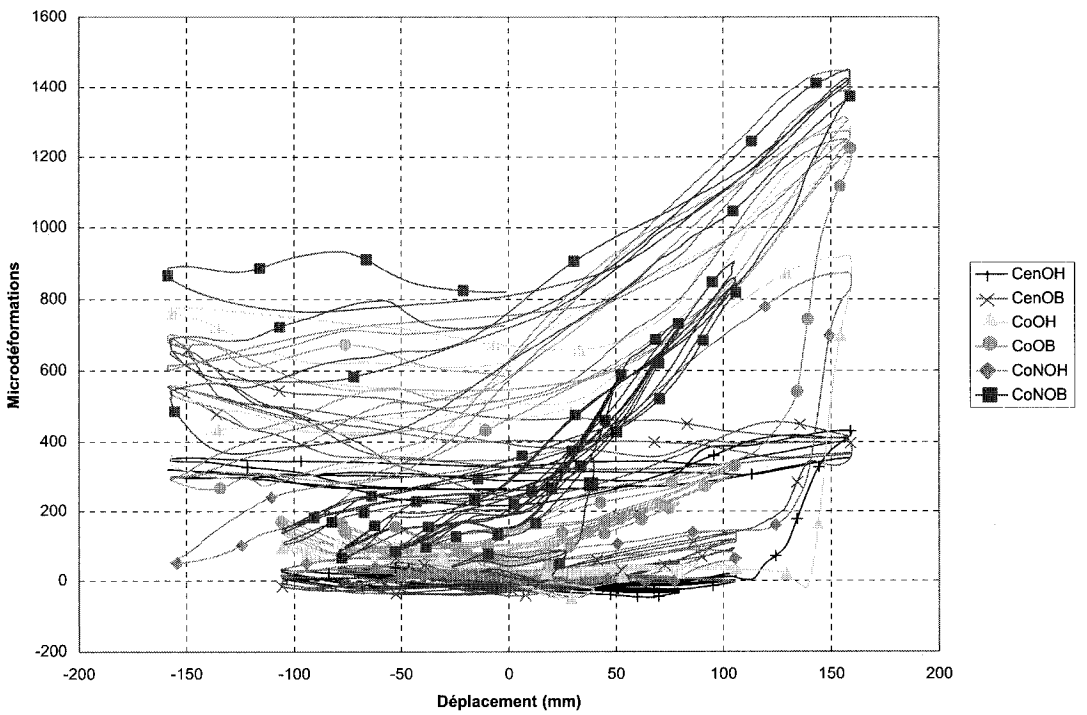


Figure 4.111 – Graphique des déformations de l'ouest du renforcement de S3 à la fin de μ=3

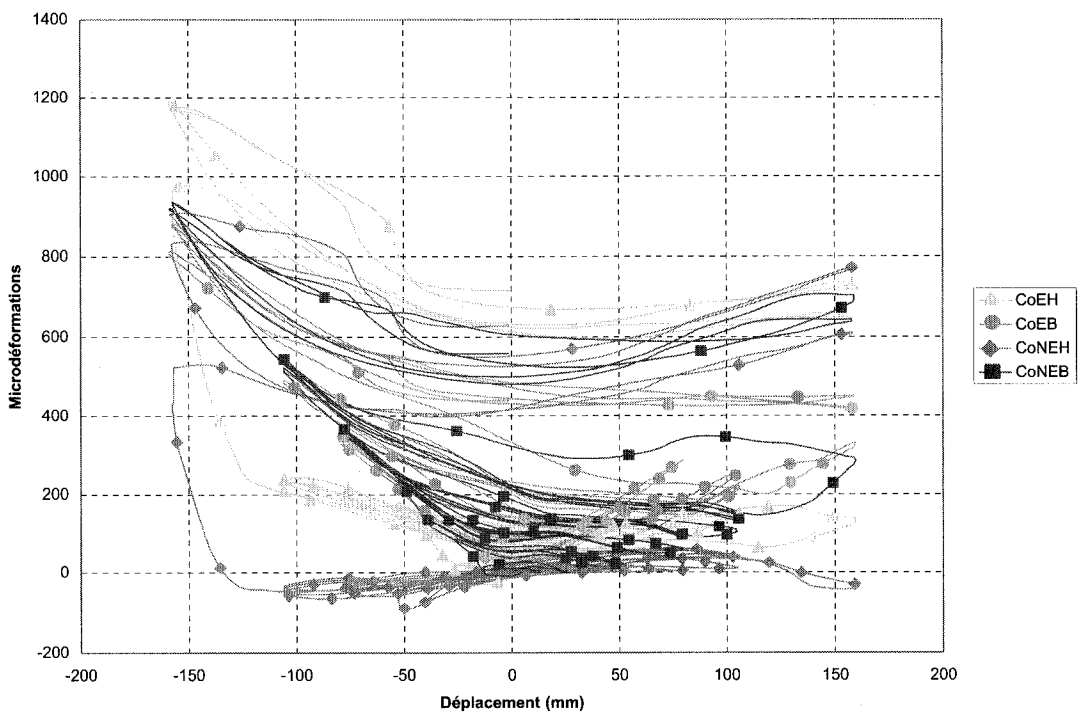


Figure 4.112 – Graphique des déformations de l'est du renforcement de S3 à la fin de μ=3

Comparativement à S3, la majorité des déformations de S4, lors des cycles à μ=3, restent du même ordre de grandeur que lors des cycles précédents. Seules les déformations du bas des coins de ce pilier continuent d'augmenter. Ces valeurs atteignent environ 1000 microdéformations à la fin des cycles de ductilité 3 comparativement aux autres jauges de S4 qui ne dépassent pas les 300 microdéformations à ce moment. Puisque ces déformations sont significativement inférieures à celles de S3, il est possible de croire que le béton du pilier 4 est moins fissuré que celui du pilier 3 à cette étape. La figure 4.113 présente les déformations des jauges des matériaux composites de l'ouest du pilier 4 et la figure 4.114 présente les déformations des jauges du côté est de ce pilier après les cycles à μ=3.

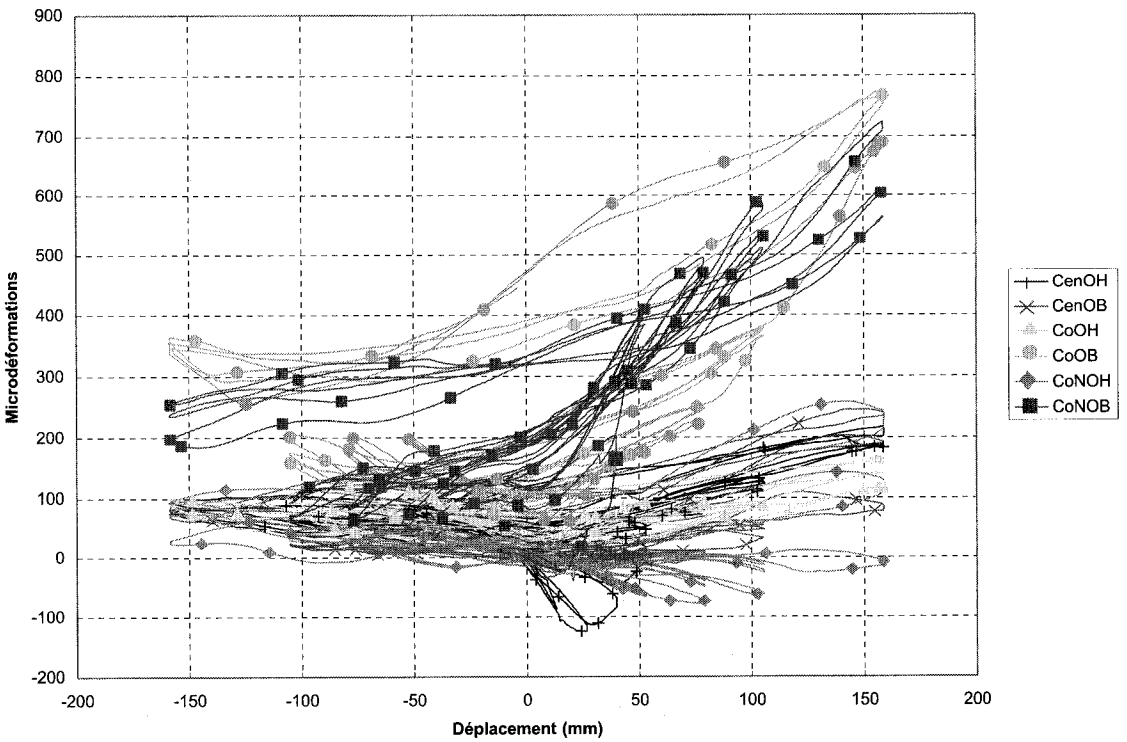


Figure 4.113 – Graphique des déformations de l'ouest du renforcement de S4 à la fin de μ=3

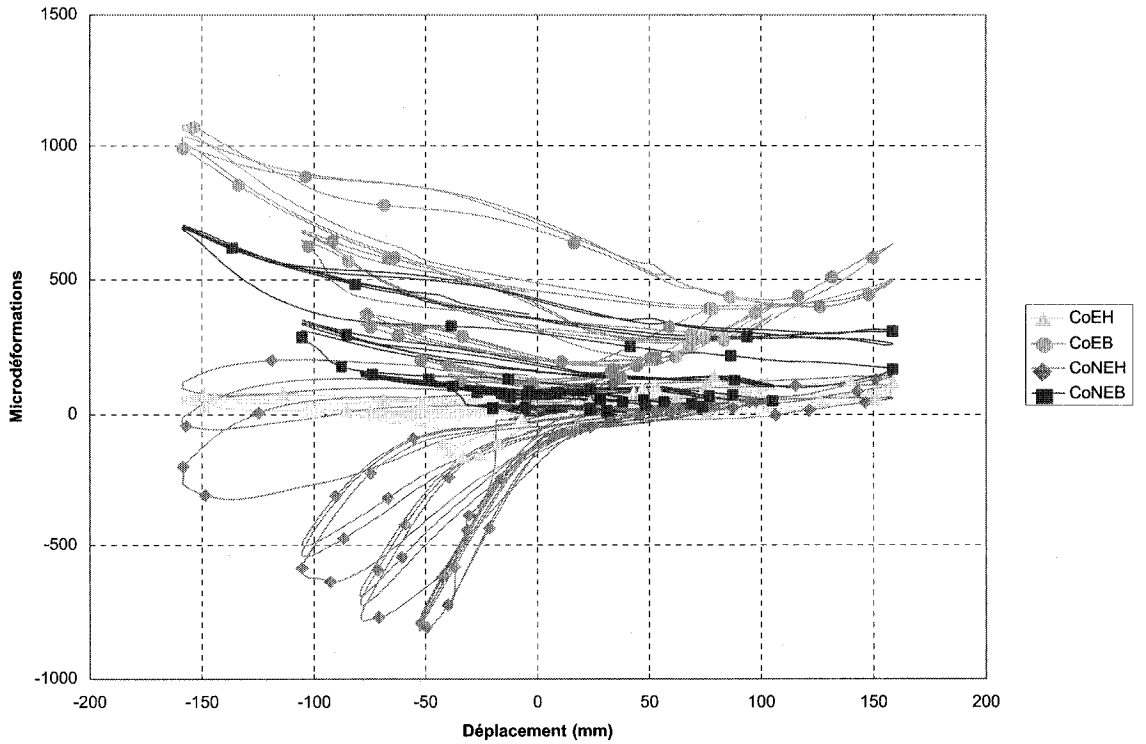


Figure 4.114 – Graphique des déformations de l'est du renforcement de S4 à la fin de μ=3

Bien que les déformations des jauges des matériaux composites de S3 sont beaucoup plus petites que celles de S4 pour une ductilité de 3, les déformations enregistrées pour S4 se mettent à augmenter aux cycles à μ=4, soit avant d'atteindre un déplacement de 212 mm. Les valeurs des déformations des jauges des deux spécimens sont sensiblement les mêmes à la fin des essais. Lorsque le déplacement au sommet du pilier est de ±265 mm, les déformations varient entre 400 et 1200 microdéformations pour S3 comparativement à 400 et 1500 microdéformations pour S4 sauf pour les jauges du centre de la face ouest qui varient entre 200 et 500 microdéformations à la fin des essais. Il est également intéressant de noter que plus les essais progressent, plus les déformations des jauges de la rangée supérieure s'approchent de celles de la rangée inférieure. Les figures 4.115 à 4.118 présentent les déformations des jauges installées sur les matériaux composites de S3 et de S4 à la fin de l'essai.

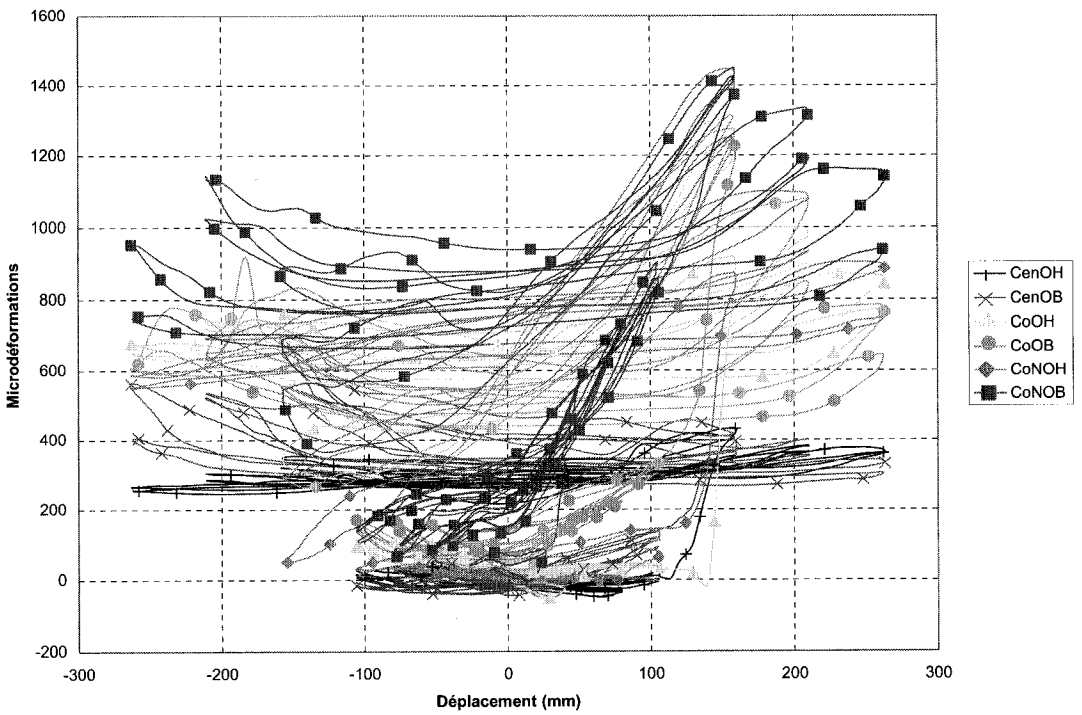


Figure 4.115 – Graphique des déformations de l'ouest du renforcement de S3 à la fin de l'essai

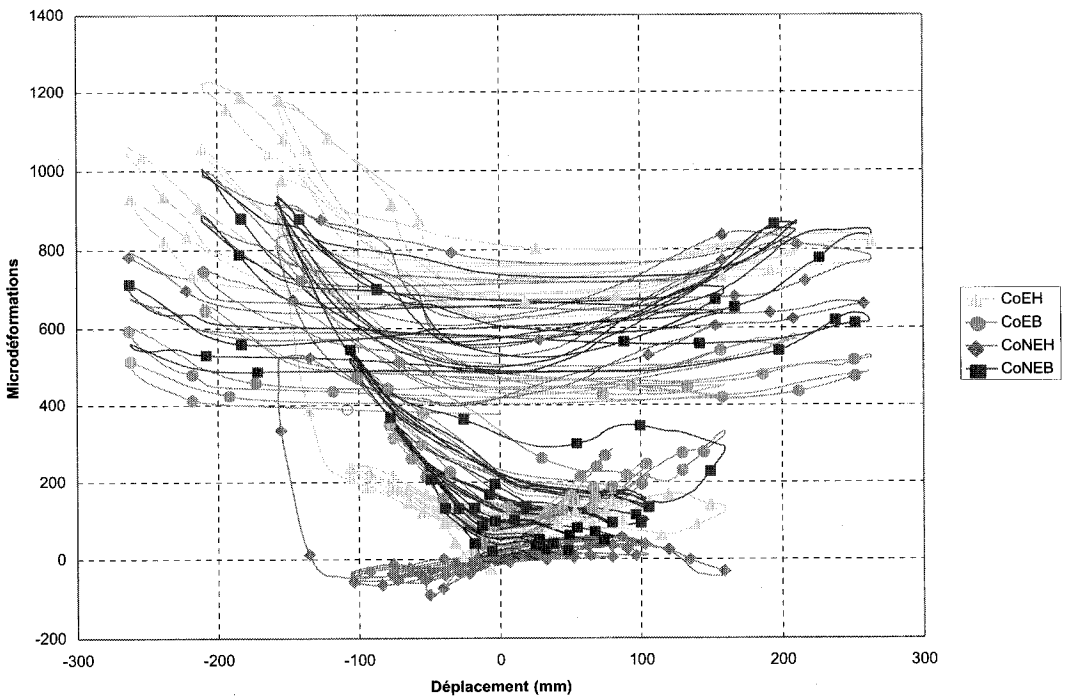


Figure 4.116 – Graphique des déformations de l'est du renforcement de S3 à la fin de l'essai

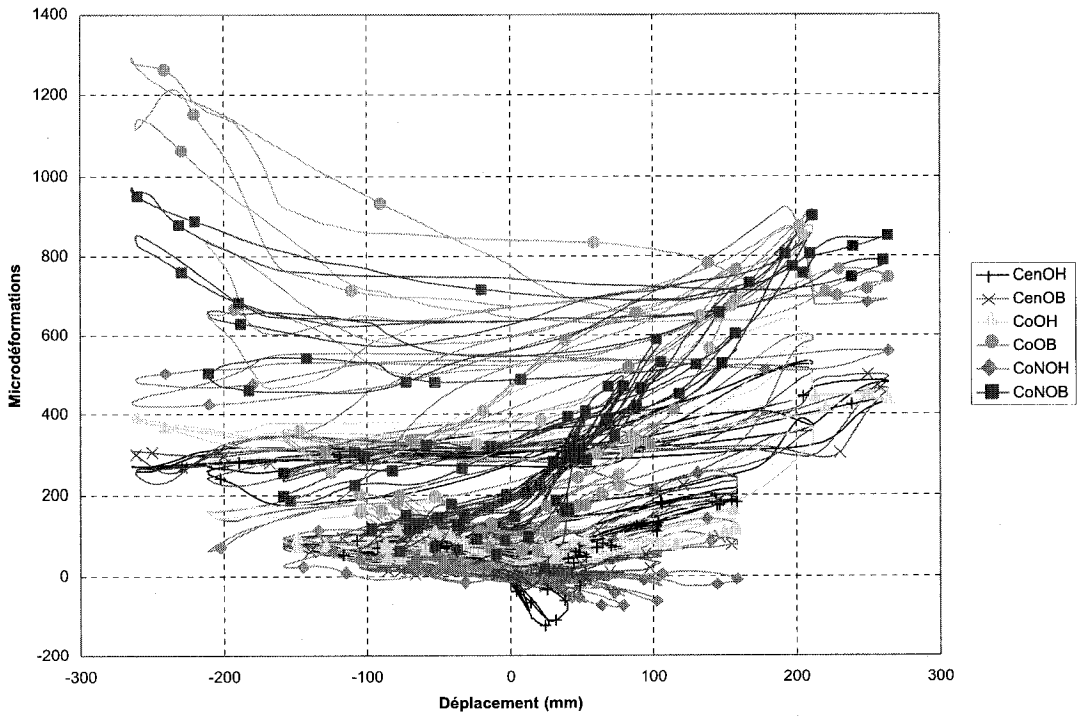


Figure 4.117 – Graphique des déformations de l'ouest du renforcement de S4 à la fin de l'essai

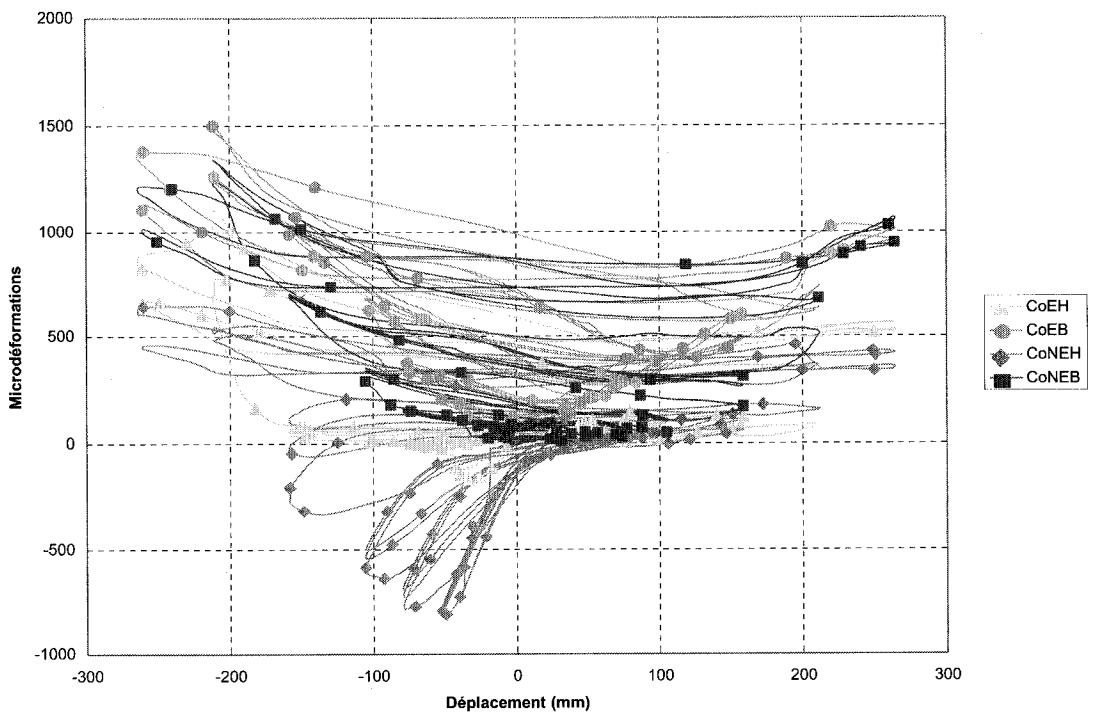


Figure 4.118 – Graphique des déformations de l'est du renforcement de S4 à la fin de l'essai

Les graphiques précédents nous permettent de caractériser le comportement des matériaux composites tout au long des essais. Peu importe le pilier considéré, on constate tout d'abord que les déformations maximales surviennent pour les jauges localisées dans le bas des coins des piliers. Par la suite, à partir de μ=3 pour S3 et de μ=4 pour S4, les déformations captées par les autres jauges augmentent brusquement. Les valeurs des déformations des jauges des rangs supérieurs sont alors comparables à celles des rangs inférieurs. L'explication de ce retard du comportement de S4 par rapport à S3 vient probablement du fait que le béton du pilier 3 s'endommage plus rapidement que celui du pilier 4. De plus, tout au long des essais, les déformations captées au centre des grandes faces des piliers sont considérablement inférieures aux déformations captées aux autres endroits. C'est donc dire que le renforcement de chacun des piliers est moins efficace au centre des grandes faces qu'aux coins des spécimens.

CHAPITRE 5

Conclusions et recommandations

5.1 Rappel de la problématique et des objectifs du projet de recherche

Le principal objectif de ce projet était de développer une technique de renforcement sismique s'appliquant aux piliers fortement rectangulaires. Cette problématique a été soulevée lors des récents tremblements de terre qui ont frappé l'ouest des Etats-Unis et le Japon. Il a été notamment été remarqué, lors de ces séismes, que des longueurs d'ancrage trop courtes étaient utilisées à la base des piliers de ponts construits avant l'introduction des règles sismiques modernes. D'autres défauts comme une quantité insuffisante d'étriers, des enrobages de béton trop faibles et des étriers mal refermés sont à l'origine de la ruine de plusieurs ouvrages dans le passé. Un des types de rupture observé est la rupture par perte d'ancrage des barres d'armature chevauchées à la base des piliers de ponts. Le comportement des piliers présentant ce type de rupture est caractérisé par une perte rapide de rigidité ainsi que par une ductilité insuffisante. Après avoir observé les dommages encourus lors de ces catastrophes, des chercheurs ont développé des solutions afin d'éviter que ce type de rupture ne se reproduise dans le futur. La principale méthode utilisée est de mettre en place une chemise d'acier autour de ces piliers. Un renforcement de forme circulaire est utilisé pour les piliers circulaires tandis qu'une chemise de forme ellipsoïdale est utilisée pour les piliers carrés et faiblement rectangulaires. Ce type de renforcement est moins efficace pour des sections fortement rectangulaires puisqu'il a comme effet d'augmenter considérablement la rigidité de ces sections et donc d'en modifier les propriétés dynamiques en plus de constituer un encombrement. De plus, peu d'essais ont été réalisés sur des sections fortement rectangulaires dans le passé. C'est pourquoi, il a été décidé de développer une technique de renforcement sismique pour les piliers fortement rectangulaires. Cette technique vise principalement à éliminer les ruptures par perte d'ancrage des barres

d'armatures chevauchées à la base des piliers de ponts. Elle est basée sur l'utilisation d'une chemise en matériaux composites à base de fibres de carbone qui épouse la forme de la section sur laquelle elle est appliquée.

5.2 Conclusions du développement du montage expérimental

Bien que des chargements unidirectionnels soient utilisés pour les essais expérimentaux de ce projet, le développement d'un montage général est présenté au chapitre 3 de ce document. Ce montage permet de soumettre des spécimens circulaires, carrés et rectangulaires à des chargements cycliques bi-axiaux. La construction d'une semelle est recommandée pour chacun des spécimens afin de les fixer à la dalle du laboratoire. Le dimensionnement des semelles des spécimens testés est présenté dans ce document. De plus, une section rectangulaire ou carrée doit être construite au sommet des piliers circulaires afin de pouvoir y fixer les vérins utilisés lors des essais. Toutefois, pour les piliers carrés et rectangulaires, cette étape n'est généralement pas nécessaire puisque le chargement leur est normalement directement appliqué.

Différentes solutions quant à l'application de la charge axiale ont été présentées. Ces solutions peuvent être divisées en deux grandes catégories, soit l'application de la charge axiale à l'aide de barres tendues ou l'application de la charge axiale à l'aide de vérins. Il nous est cependant impossible de choisir une des méthodes au détriment d'une autre puisque ce choix dépend de plusieurs facteurs, tel le type de chargement utilisé (unidirectionnel ou bidirectionnel) lors des essais et les équipements disponibles au laboratoire.

Il a été choisi d'utiliser un chargement unidirectionnel sans charge axiale pour évaluer les techniques de renforcement proposées dans cette recherche. Ce type de chargement est adéquat pour déterminer si l'utilisation d'un renforcement a une influence sur le comportement sismique des piliers de ponts testés. Cependant, pour d'autres situations

tel le développement d'une technique de renforcement pour contrer les ruptures par perte de confinement, l'utilisation d'une charge axiale serait requise afin que les piliers soient soumis à des efforts de compression suffisamment grands pour que ce type de rupture se développe. Les caractéristiques du chargement à utiliser sont donc déterminées en fonction des besoins de l'expérimentation. Il est toutefois préférable d'utiliser le montage le plus simple possible tout en s'assurant de répondre à nos objectifs.

5.3 Conclusions des essais sur piles de grande dimension

Les spécimens testés dans le cadre de cette recherche ont été construits selon les normes antérieures à 1988. Chacun des essais réalisés dans le cadre de cette recherche consistait à soumettre les spécimens à un chargement cyclique-statique afin de représenter une sollicitation sismique. Ces chargements étaient composés de plusieurs cycles de faibles déplacements afin de représenter la sismicité de l'est de l'Amérique du Nord. Les spécimens étaient ensuite soumis à des cycles de plus grands déplacements. Deux vérins de 500 kN ont été utilisés pour soumettre les spécimens à ces chargements. Un premier essai a tout d'abord été réalisé sur le spécimen de référence (S1). Les résultats du premier essai montrent que le comportement des piliers conçus selon les normes antérieures à 1988 est bel et bien problématique. La perte de charge rapide observée lors de cet essai prouve que le spécimen de référence ne peut développer une ductilité suffisante pour résister à un séisme de forte intensité. Plusieurs fissures de fendage verticales se développent sur l'enrobage de béton. Cependant, la rupture est causée par la formation d'un plan de fissuration entre les barres d'armature chevauchées. De plus, il a été remarqué, à la fin du premier essai, que les coins du pilier de référence sont fortement endommagés.

Le second spécimen est identique à S1. Il a toutefois été renforcé à l'aide d'un gainage en matériaux composites à base de fibres de carbone (PRFC). Le renforcement en question consiste à enrouler autour du pilier deux couches de PRFC sur la hauteur du

chevauchement à la base du pilier. Même si ce type de renforcement n'offre pas un confinement continu sur toute la section, il permet d'apporter un confinement supplémentaire aux coins du pilier en plus de contrer la fissuration perpendiculaire aux faces du spécimen. Or, puisque les coins du premier spécimen ont été fortement endommagés lors de l'essai de S1, il était logique de croire que ce gainage allait augmenter la ductilité du pilier de référence en retardant la dégradation des coins de S3. Tel que prévu, le comportement sismique de S3 était supérieur à celui de S1 puisque la perte de capacité pour le spécimen renforcé se faisait plus tard que celle du spécimen de référence. Après l'essai, le gainage en matériaux composites a été retiré du spécimen. On a alors constaté que les fissures de fendage étaient beaucoup moins ouvertes pour S3 qu'elles ne l'étaient pour S1. Toutefois, en carottant la zone de chevauchement d'armatures de S3, on a constaté que le plan de fissuration observé entre les armatures chevauchées de S1 est également présent pour ce deuxième pilier.

À partir des carottages de S3, il a été décidé d'utiliser des ancrages traversant le plan de fissuration se formant dans le plan des armatures chevauchées. Des essais d'arrachement ont tout d'abord été réalisés afin de choisir la quantité et le type d'ancrages à utiliser pour le renforcement. Suite à ces essais, il a été choisi d'utiliser deux rangées d'ancrages espacés à 80 mm. Ces ancrages consistent en des tiges filetées B7 de 9,5 mm de diamètre noyées dans un liant d'époxy sur une profondeur de 225 mm. L'extrémité extérieure de ces tiges est boulonnée. Une fois ces ancrages installés sur un pilier ayant les mêmes caractéristiques que le spécimen de référence, deux couches de matériaux composites identiques au renforcement utilisé pour S3 ont été enroulées autour de S4. Ce pilier a ensuite été testé en utilisant le même protocole de chargement que celui utilisé pour S1 et S3. Comme on pouvait s'y attendre, la perte de capacité de S4 est retardée par rapport à S3. Ceci signifie que les ancrages d'époxy permettent d'augmenter la ductilité du pilier. Il y a toutefois peu de différence entre l'état de S4 et celui de S3 à la fin de l'essai.

En comparant les résultats obtenus des essais sur les piliers à grande échelle, il est indéniable que le comportement sismique de S4 est supérieur à celui de S3 qui est lui-même supérieur à celui de S1. Cette constatation peut être faite simplement en traçant les hystérèses de S1, de S3 et de S4 sur un même graphique. On constate alors que la charge chute brusquement lors des cycles à une ductilité de deux pour S1 comparativement à ceux d'une ductilité de trois pour S3 et à ceux d'une ductilité de quatre pour S4. De plus, les conclusions tirées du calcul de l'énergie dissipée cumulative pour chacun de ces essais vont dans le même sens. On obtient une énergie dissipée cumulative de 584 kN pour S4, de 375 kN pour S3 et de 214 kN pour S1. Suite aux essais à grande échelle, il est logique de croire que le renforcement appliqué au spécimen 4 lui permettrait de résister à un séisme de forte intensité du Québec puisque la première perte de charge significative pour ce spécimen survient lors du deuxième cycle à une ductilité de 4. En utilisant le critère selon lequel la ductilité maximale d'une structure est identifiée par le moment où une perte de charge de 25% par rapport à la charge maximale est enregistrée, on peut affirmer que la ductilité de S1 est de μ=2, celle de S3 est de μ=3 comparativement à une ductilité de μ=4 pour S4.

Les renforcements utilisés dans la présente recherche ont comme caractéristiques d'être facilement réalisables en chantier en plus d'être peu coûteux. Il faut également noter que l'utilisation de gainages en matériaux composites est bien connue dans la pratique.

5.4 Recommandations pour les recherches futures

Les essais expérimentaux réalisés dans le cadre de cette recherche ont amené de nouvelles connaissances sur le renforcement sismique des piliers de ponts. Bien que les progrès réalisés soient considérables, des recherches futures nous permettraient d'approfondir davantage nos connaissances par rapport à ce sujet.

Tout d'abord, il semble incontournable que des essais d'arrachement à petite échelle devront être réalisés dans le futur. Ces essais, servant à modéliser la zone de chevauchement d'armatures, permettraient de mieux comprendre le transfert des efforts à l'intérieur de cette zone. Ils serviraient également à optimiser l'efficacité du renforcement à l'aide d'ancrages utilisé dans ce projet pour renforcer la zone de chevauchement d'armatures. Lors de ces essais, il serait souhaitable d'évaluer l'effet que chacune de ces variables a sur le comportement du chevauchement d'armatures : le type d'ancrage (tiges filetées vs. barres crénelées et liant d'époxy vs. liant cimentaire), le diamètre des ancrages, la quantité d'ancrages et la longueur de ceux-ci. Le but de ces essais serait de développer une méthode de conception servant à calculer le nombre d'ancrages à utiliser en fonction de leurs caractéristiques pour un pilier donné. Ces expérimentations devront représenter la zone de chevauchement d'armatures le plus fidèlement possible. C'est donc dire que le béton dans lequel les barres d'armature seront coulées devra préférablement être en tension lors de l'essai, comme c'est le cas dans la réalité.

D'autres essais ainsi que des modèles numériques pourront également être réalisés afin d'évaluer l'influence du type de matériau composite utilisé (fibres de carbone, fibres de verre ou fibres d'aramide). Cette mesure servirait à diminuer les coûts de réparation advenant le cas où des matériaux moins dispendieux permettraient d'obtenir un comportement satisfaisant. De plus, une étude de l'influence du nombre de couches de matériaux composites utilisées pourrait être réalisée. Pour ce qui est des ancrages, il serait intéressant d'évaluer l'efficacité d'ancrages précontraints, traversant les piliers sur toute leur largeur.

Bien que les expérimentations réalisées dans ce projet représentent assez bien la réalité, le montage développé permet de soumettre des spécimens à des chargements cycliques et bi-axiaux avec présence de charge axiale. Ce type d'essai permettrait de s'approcher davantage d'un chargement sismique réel. Il serait donc intéressant d'en réaliser une

fois la technique de renforcement finale développée. De plus, il faudrait s'intéresser à l'effet d'une basse température sur les différents types d'ancrage lors de recherches futures. Le même exercice pourrait également être réalisé afin d'évaluer la durabilité de ces renforcements à long terme.

Finalement, cette recherche portait principalement sur les ruptures par perte d'ancrage de l'armature chevauchée à la base des piliers de ponts. Puisque d'autres types de rupture ont été observés dans le passé, il faudrait également évaluer l'effet que cette méthode de renforcement a sur les ruptures en cisaillement ainsi que sur les ruptures par perte de confinement de la rotule plastique. Même si l'augmentation de la résistance en cisaillement résultant de l'utilisation de cette technique est bien connue, les connaissances sont limitées en ce qui concerne son influence sur le mode de rupture par perte de confinement. Il serait également intéressant de combiner différentes méthodes de renforcement afin d'éviter que ces modes de rupture ne se produisent. Il serait notamment possible d'évaluer l'effet combiné de l'utilisation d'une chemise de béton renforcée de fibres enrobée d'un gainage en matériaux composites.

RÉFÉRENCES

Aboutaha, R. S., Engelhardt, M. D., Jirsa, J. O., & Kreger, M. E. (1996). Retrofit of concrete columns with inadequate lap splices by the use of rectangular steel jackets. *Earthquake Spectra, 12*(4), 693-714.

Aboutaha, R. S., Engelhardt, M. D., Jirsa, J. O., & Kreger, M. E. (1999). Experimental investigation of seismic repair of lap splice failures in damaged concrete columns. *ACI Structural Journal, 96*(2), 297-306.

Aboutaha, R. S., Engelhardt, M. D., Jisra, J. O., & Kreger, M. E. (1994, Apr 24-28 1994). *Seismic retrofit of R/C columns with inadequate lap splices.* Paper presented at the Proceedings of the Structures Congrees '94, Atlanta, GA.

Aquino, W., & Hawkins, N. M. (2007). Seismic retrofitting of corroded reinforced concrete columns using carbon composites. *ACI Structural Journal, 104*(3), 348-356.

Association canadienne du ciment, & Association canadienne de normalisation. (2006). *Concrete design handbook* (3rd ed.). Ottawa, Ont.: Cement Association of Canada.

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.

Bousias, S. N., Triantafillou, T. C., Fardis, M. N., Spathis, L., & O'Regan, B. A. (2004). Fiber-reinforced polymer retrofitting of rectangular reinforced concrete columns with or without corrosion. *ACI Structural Journal, 101*(4), 512-520.

Bousias, S. N., Verzeletti, G., Fardis, M. N., & Gutierrez, E. (1995). Load-path effects in column biaxial bending with axial force. *Journal of Engineering Mechanics, 121*(5), 596-605.

Brena, S. F., & Schlick, B. M. (2007). Hysteretic behavior of bridge columns with FRP-jacketed lap splices designed for moderate ductility enhancement. *Journal of Composites for Construction, 11*(6), 565-574.

Chai, Y. H. (1996). Analysis of the seismic characteristics of steel-jacketed circular bridge columns. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 25*(2), 149-161.

Chang, S. Y. (2002). *Pseudodynamic responses of bridge columns subjected to earthquake ground motions*. Paper presented at the 12th European Conference on Earthquake Engineering.

Conseil canadien des normes, & Association canadienne de normalisation. (1966). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Mississauga.

Conseil canadien des normes, & Association canadienne de normalisation. (1974). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Mississauga.

Conseil canadien des normes, & Association canadienne de normalisation. (1978). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Mississauga.

Conseil canadien des normes, & Association canadienne de normalisation. (1988). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Mississauga.

Conseil canadien des normes, & Association canadienne de normalisation. (2000). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Mississauga.

Conseil canadien des normes, & Association canadienne de normalisation. (2006). *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*. Mississauga.

Daudey, X., & Filiatrault, A. (2000). Seismic evaluation and retrofit with steel jackets of reinforced concrete bridge piers detailed with lap-splices. *Canadian Journal of Civil Engineering, 27*(1), 1-16.

École polytechnique de Montréal. Département des génies civil géologique et des mines, & Boucher-Proulx, G. (2008). *Réhabilitation sismique des piliers de ponts rectangulaires à l'aide de chemises en BRF et en BFUP.*

École polytechnique de Montréal. Département des génies civil géologique et des mines., & Chagnon, N. (2004). *Renforcement sismique de piles de pont en béton armé avec des matériaux composites externes.*

École polytechnique de Montréal. Département des génies civil géologique et des mines., & Holleran, M. (1998). *Seismic performance of reinforced concrete bridge piers under simulated winter conditions.*

École polytechnique de Montréal. Département des génies civil géologique et des mines., & Vachon, D. (2004). *Renforcement sismique de piles de ponts rectangulaires avec béton renforcé de fibres.*

Haroun, M. A., & Elsanadedy, H. M. (2005). Fiber-reinforced plastic jackets for ductility enhancement of reinforced concrete bridge columns with poor lap-splice detailing. *Journal of Bridge Engineering, 10*(6), 749-757.

Haroun, M. A., Mosallam, A. S., Feng, M. Q., & Elsanadedy, H. M. (2003). Experimental investigation of seismic repair and retrofit of bridge columns by composite jackets. *Journal of Reinforced Plastics and Composites, 22*(14), 1243-1268.

Harries, K. A., Ricles, J. R., Pessiki, S., & Sause, R. (2006). Seismic retrofit of lap splices in nonductile square columns using carbon fiber-reinforced jackets. *ACI Structural Journal, 103*(6), 874-884.

Institut canadien de la construction en acier. (2006). *Handbook of steel construction* (9th ed.). [Willowdale, Ont.]: Canadian Institute of Steel Construction.

Kawashima, K., Unjoh, S., & Iida, H. (1992). Seismic inspection and seismic strengthening of highway bridges in Japan. *NIST Special Publication*(840), 91-124.

Khaled, A. (2008). Communication personnelle. Montréal.

Léger, P. (2006). *Analyse dynamique des structures (notes de cours)*. École Polytechnique de Montréal.

Li, X. P. (2006). *Behaviour of conrete bridge pier retrofitted with FRP at low temperature and high strain rate.* École Polytechnique de Montréal.

Li, Y.-F., Hwang, J.-S., Chen, S.-H., & Hsieh, Y.-M. (2005). A study of reinforced concrete bridge columns retrofitted by steel jackets. *Journal of the Chinese Institute of Engineers, Transactions of the Chinese Institute of Engineers,Series A/Chung-kuo Kung Ch'eng Hsuch K'an, 28*(2), 319-328.

Massicotte, B. (2007). *Calcul des structures en béton armé (notes de cours)*. École Polytechnique de Montréal.

Ministère des Transports du Québec. (Mai 2008). *Recueil des communications*. Paper presented at the 15eme Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art.

Mitchell, D. (2008). *Génie sismique (notes de cours)*. Université McGill.

Neale, K. W. (2000). FRPs for structural rehabilitation: a survey of recent progress. *Progress in Structural Engineering and Materials, 2*, 133-138.

Orozco, G. L., & Ashford, S. A. (2002). *Effects of large velocity pulses on reinforced concrete bridge columns* (No. 23). Richmond, California.

Priestley, M. J. N., & Seible, F. (1991, Jun 10-12 1991). *Retrofit of bridges for enhanced seismic performance.* Paper presented at the Proceedings of the 8th Annual International Bridge Conference, Pittsburgh, PA.

Priestley, M. J. N., & Seible, F. (1992). Research into seismic retrofit of reinforced concrete bridge columns. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 25*(3), 203.

Priestley, M. J. N., Seible, F., & Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. New York ; Toronto: John Wiley & Sons, Inc.

Qiu, F., Li, W., Pan, P., & Qian, J. (2002). Experimental tests on reinforced concrete columns under biaxial quasi-static loading. *Engineering Structures, 24*(4), 419-428.

Ressources naturelles du Canada. (2008). Séismes Canada. 2008, from http://seismescanada.rncan.gc.ca/index_f.php

Saatcioglu, M., & Baingo, D. (1999). Circular high-strength concrete columns under simulated seismic loading. *Journal of Structural Engineering, 125*(3), 272-280.

Seible, F., Priestley, M. J. N., Hegemier, G. A., & Innamorato, D. (1997). Seismic retrofit of RC columns with continuous carbon fiber jackets. *Journal of Composites for Construction, 1*(2), 52-62.

Seible, F., Priestley, M. J. N., Latham, C. T., & Silva, P. (1994). *Full-scale bridge column/superstructure connection tests under simulated longitudinal seismic load.* University of California, San Diego, La Jolla.

Sheikh, S. A. (2007). Field and laboratory performance of bridge columns repaired with wrapped glass-fibre-reinforced-polymer sheets. *Canadian Journal of Civil Engineering, 34*(3), 403-413.

Silva, P. F., & Seible, F. (2001). Experimental procedure for testing of piles under varying axial and lateral loads. *Experimental Techniques, 25*(1), 25-29.

Sun, Z., Seible, F., & Priestley, M. J. N. (1993). *Flexural retrofit of rectangular reinforced concrete bridge columns by steel jacketing.* University of California, San Diego, La Jolla.

Thompson, M. K. (2002). *The anchorage behavior of headed reinforcement in CCT nodes and lap splices.* Unpublished Ph.D., The University of Texas at Austin, United States -- Texas.

Tremblay, R. (2008). Communication personnelle. Montréal.

Walker, R. A., & Karbhari, V. M. (2007). Durability based design of FRP jackets for seismic retrofit. *Composite Structures, 80*(4), 553-568.

Wang, X., & Liu, X. (2003). A strain-softening model for steel-concrete bond. *Cement and Concrete Research, 33*(10), 1669-1673.

Wu, Y.-F., Liu, T., & Wang, L. (2008). Experimental investigation on seismic retrofitting of square RC columns by carbon FRP sheet confinement combined with transverse short glass FRP bars in bored holes. *Journal of Composites for Construction, 12*(1), 53-60.

Xiao, Y., & Wu, H. (2003). Retrofit of reinforced concrete columns using partially stiffened steel jackets. *Journal of Structural Engineering, 129*(6), 725-732.