

NOTE TO USERS

This reproduction is the best copy available.

UMI[®]

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

RENFORCEMENT SISMIQUE DE PILES DE PONT EN BÉTON ARMÉ AVEC DES
MATÉRIAUX COMPOSITES EXTERNES

NATHALIE CHAGNON

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 2004

© Nathalie Chagnon, 2004.



Library and
Archives Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Published Heritage
Branch

Direction du
Patrimoine de l'édition

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

ISBN: 0-612-97933-4

Our file Notre référence

ISBN: 0-612-97933-4

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 protègent 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.

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

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

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

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

RENFORCEMENT SISMIQUE DE PILES DE PONT EN BÉTON ARMÉ AVEC DES
MATÉRIAUX COMPOSITES EXTERNES

présenté par: CHAGNON Nathalie

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. TREMBLAY Robert, Ph.D., membre

À ma famille qui m'a appuyée et
encouragée tout au long de ce projet.

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier les personnes qui, de près ou de loin, ont apporté leur aide dans la réalisation de ce projet. Plus particulièrement j'aimerais souligner la contribution des personnes suivantes :

M. Bruno Massicotte, pour l'opportunité qu'il m'a donnée de travailler sur un projet de recherche lié au domaine des ouvrages d'art de même pour ses conseils qui m'ont guidée tout au long de ce projet;

M. Denis Fortier, M. Guillaume Cosette, M. Gérard Degrange, M. Patrice Bélanger ainsi que les auxiliaires de recherche pour l'aide et les conseils qu'ils m'ont apportés lors de la réalisation de la partie expérimentale du projet;

M. Martin Leclerc, associé de recherche, pour les précieux conseils qu'il m'a donnés sur l'utilisation du logiciel d'éléments finis ANSYS;

M. Pierre Rochette et M. Marc Demers de l'Université de Sherbrooke pour l'aide et le support technique qu'ils m'ont donnés lors du choix et de l'installation des matériaux composites;

Mon employeur, le Conseil national de recherches du Canada, pour m'avoir permis de poursuivre mes objectifs de carrière et mon perfectionnement professionnel ainsi que tous mes collègues de travail de l'Institut de recherche en construction pour leur compréhension et appui durant mon congé;

Mes parents et mes soeurs pour leur compréhension, leur support et leurs encouragements inconditionnels qui m'ont donné la force de poursuivre mes objectifs et de surmonter les périodes difficiles;

M. Christian Fayomi pour m'avoir accompagné avec une grande patience et une oreille attentive durant cette expérience de même que pour ses nombreux conseils qui m'ont permis de progresser plus rapidement dans mon cheminement;

Le CRSNG, ISIS Canada et la Financière Sunlife pour le soutien financier qu'ils m'ont accordé.

RÉSUMÉ

Il a été observé lors de séismes importants que la présence de chevauchements d'armature à la base des piles de pont peut entraîner des ruptures d'ancrage lors de séismes si ces zones ne sont pas renforcées adéquatement. Face à ce problème, des techniques de renforcement ont été développées au cours des trente dernières années. Toutefois, ces techniques existantes peuvent difficilement être appliquées aux piles rectangulaires puisqu'elles nécessitent un bon confinement pour être efficaces. Un projet de recherche a donc été entrepris pour développer un nouveau concept de renforcement pouvant être utilisé pour les piles rectangulaires. La technique proposée dans ce projet consiste en l'utilisation d'un polymère renforcé de fibres de carbone (PRFC) pour limiter l'ouverture des fissures de fendage responsable des ruptures d'ancrage.

Pour l'évaluation de la technique de renforcement, le projet a été divisé en trois volets. Le premier volet consistait à des essais d'arrachement sur des blocs de béton armé, le deuxième volet à des essais de flexion sur des poutres de béton armé et le troisième volet à des analyses par éléments finis.

Pour les essais expérimentaux, les spécimens ont été fabriqués de manière à avoir des barres d'armature longitudinales de 25 mm de diamètre chevauchées sur une longueur de 600 mm. Pour chacune de ces séries d'essais, des spécimens témoins et des spécimens renforcés de PRFC dans la zone de chevauchement des armatures ont été testés. Pour les analyses par éléments finis, une tranche des spécimens des essais d'arrachement a été modélisée et des forces radiales ont été appliquées autour de l'emplacement des armatures de manière à reproduire les efforts internes qui se développent dans le béton lors de l'ancrage des armatures.

Les résultats des deux séries d'essais expérimentaux ont permis d'établir qu'une très grande amélioration du comportement des spécimens pouvait être apportée suite à l'utilisation de PRFC. En effet, pour les deux types d'essais effectués en laboratoire, une augmentation considérable des déformations que pouvaient subir les armatures avant la rupture des spécimens a été observée suite à l'application d'un renforcement avec un PRFC. De plus, dans le cas des essais de flexion sur les poutres, un gain de ductilité important a été noté sur les spécimens renforcés avant leur rupture par écrasement du béton à l'extérieur de la zone de chevauchement.

Quant aux résultats obtenus pour les analyses par éléments finis, il a été démontré que le renforcement avec un PRFC permettait de diminuer l'ouverture des fissures de fendage. De plus, il a été observé que plus l'épaisseur et les propriétés des fibres utilisées étaient élevées, plus l'ouverture des fissures était faible en fonction de la charge appliquée.

ABSTRACT

It has been observed during the last seismic events that rebar splices at the bottom of bridge columns can produce collapse if they are not confined properly. To face this problem, retrofitting techniques have been developed over the last thirty years. Those techniques, however, are difficult to apply to rectangular column since their efficiencies rely on a good confinement. In order to address that issue, a research project has then been introduced to develop a new concept of retrofitting technique that can be apply on rectangular column. The proposed technique is based on the use of carbon fiber reinforced polymer to limit the opening of splitting cracks, which is responsible of bond failure.

To evaluate the performance of the technique, the project has been divided in three phases. During the first phase, pull-out tests on reinforced concrete blocs were performed. In the second phase, flexural tests on reinforced beams were completed whereas in the third phase, finite element method was used.

For the experimental studies, the concrete blocks and beams were made with 25 mm diameter reinforced rebars lapped over a distance of 600 mm. For each type of test, control and reinforced specimens were prepared with the only difference that reinforced specimens had CFRP over the lapping area. The finite element method was used to model a section of the pull-out specimen. In the model, radial loads were applied around the rebar area to reproduce internal pressures that develop during the bonding process.

The results of the testing showed a good improvement brought by the retrofitting technique. For the two test setups, important increasing in rebar's strains were observed before failure of the specimen when CFRP were applied. Moreover, during the flexural testing, very good ductility was observed on the retrofitted beams compared to the

control beam. The retrofitted beams failure was caused by crushing of concrete outside the splice area whereas the control specimen failure occurred by splitting of concrete and lost of bond.

Results of the finite element method showed that retrofitting technique with fiber reinforced polymer (FRP) allow to constraint the splitting cracks opening. The analysis also clearly showed that an increase in FRP thickness and mechanical properties has a good impact on the opening of splitting cracks during loading.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	iv
REMERCIEMENTS	v
RÉSUMÉ.....	vii
ABSTRACT	ix
TABLE DES MATIÈRES	xi
LISTE DES TABLEAUX.....	xvi
LISTE DES FIGURES	xxii
LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS.....	xxiv
 CHAPITRE 1-INTRODUCTION	 1
1.1 Généralités	1
1.2 Problématique	1
1.3 Objectifs de la recherche et portée du mémoire.....	3
1.4 Organisation du mémoire	3
 CHAPITRE 2- REVUE LITTÉRAIRE	 6
2.1 Conception parasismique	6
2.2 Modes de rupture des piles de pont en béton armé	10
2.2.1 Dommages observés lors de séismes	11
2.3 Chevauchement des armatures dans les piles de ponts	14
2.3.1 Longueurs de développement et de chevauchement des armatures.....	15
2.3.2 Efforts dans la zone de chevauchement	16
2.3.3 Mécanisme de glissement des barres de chevauchement.....	18
2.4 Confinement des piles en béton armé	20
2.5 Méthodes de renforcement conventionnelles des zones de chevauchement d'armature	24

2.5.1	Chemise en acier	26
2.5.2	Chemise en béton	27
2.5.3	Chemise en béton renforcé de fibres	28
2.5.4	Chemise en matériaux composites	28
2.6	Technique de renforcement proposée	31

CHAPITRE 3-ESSAIS D'ARRACHEMENT..... 35

3.1	Revue des essais d'arrachement.....	35
3.1.1	Essais sur des spécimens ayant de courtes longueurs d'ancrage	36
3.1.2	Essais sur des spécimens avec de grandes longueurs d'ancrage.....	42
3.2	Programme expérimental	45
3.2.1	Objectifs des essais d'arrachement	46
3.2.2	Choix des spécimens	47
3.2.3	Montage et procédure des essais de traction.....	51
3.2.4	Propriétés des matériaux	52
3.2.5	Renforcement	54
3.2.6	Instrumentation	55
3.3	Résultats de la première série d'essais	59
3.3.1	Mode de rupture	59
3.3.2	Déformation des aciers d'armature	61
3.3.3	Patron de fissuration du spécimen témoin D-0	66
3.3.4	Ouverture des fissures du bloc témoin D-0.....	67
3.3.5	Relevé des dommages des spécimens D-0 et D-C1	68
3.3.6	Déformation du composite sur le spécimen D-C1	69
3.3.7	Glissement des barres d'armature	72
3.4	Résultats des essais sur les spécimens fissurés DF-0 et DF-C1	73
3.4.1	Modifications apportées aux spécimens de la deuxième série d'essais ...	73
3.4.2	Comportement général	76

3.4.3	Déformation des aciers d'armature	77
3.4.4	Patron de fissuration du spécimen témoin DF-0	79
3.4.5	Ouverture des fissures du spécimen témoin fissuré DF-0.....	80
3.4.6	Dommmages à la fin de l'essai	81
3.4.7	Déformation du composite.....	85
3.4.8	Glissement des barres d'armature	92
3.5	Sommaire des résultats des essais d'arrachement	96

CHAPITRE 4-ESSAIS DE FLEXION SUR DES POUTRES.....98

4.1	Objectifs des essais de flexion	98
4.2	Description et conception des spécimens.....	99
4.2.1	Choix des spécimens	99
4.2.2	Fabrication des spécimens	102
4.2.3	Propriétés des matériaux	103
4.2.4	Renforcement avec les matériaux composites	104
4.3	Réalisation des essais	106
4.3.1	Montage expérimental.....	106
4.3.2	Instrumentation	107
4.3.3	Calcul théorique de la résistance flexionnelle de la poutre.....	110
4.4	Résultats de l'essai sur la poutre témoin	111
4.4.1	Relevés visuels pour la poutre témoin	112
4.4.2	Déformation des armatures	115
4.4.3	Déformation des surfaces tendues et comprimées du béton	120
4.4.4	Glissement des armatures.....	123
4.4.5	Diagramme moment-courbure	124
4.5	Résultats de la poutre C2 renforcée avec 2 couches de PRFC.....	128
4.5.1	Relevés visuels sur la poutre C2	128
4.5.2	Déformation des armatures	131

4.5.3	Déformation à la surface des composites.....	133
4.5.4	Diagramme moment-courbure	136
4.6	Résultats de la poutre C4 renforcée avec 4 couches de PRFC.....	137
4.6.1	Relevés visuels sur la poutre C4	137
4.6.2	Déformation des armatures	139
4.6.3	Déformation à la surface des matériaux composites de la poutre C4	142
4.6.3.1	Diagramme moment-courbure de la poutre C4.....	143
4.7	Sommaire des essais de flexion.....	144

CHAPITRE 5-ÉLÉMENTS FINIS 146

5.1	Introduction à la modélisation des structures en béton armé	146
5.2	Objectifs de la modélisation.....	148
5.3	Modélisation des essais d'arrachement.....	149
5.3.1	Géométrie du modèle	149
5.3.2	Choix des d'éléments	151
5.3.3	Matériau de béton.....	156
5.3.3.1	Propriétés du béton.....	156
5.3.3.2	Surface de rupture du béton	162
5.3.4	Matériaux composites	162
5.3.5	Application des efforts radiaux	163
5.3.6	Choix du maillage, de la convergence et des conditions aux frontières	167
5.3.7	Procédure d'analyse	168
5.4	Résultats des analyses par éléments finis.....	169
5.4.1	Comparaison des résultats avec le spécimen témoin	170
5.4.2	Comparaison des résultats avec le spécimen renforcé	172
5.4.3	Étude paramétrique de la technique de renforcement	175
5.4.3.1	Variation de l'épaisseur de matériaux composites.....	176
5.4.3.2	Variation des propriétés des matériaux composites	180

5.5	Sommaire des observations obtenues lors des analyses par éléments finis ...	182
CHAPITRE 6-CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS		183
6.1	Conclusions des essais d'arrachement	184
6.2	Conclusions des essais de flexion	185
6.3	Conclusions sur les analyses par éléments finis.....	187
6.4	Recommandations pour des recherches futures	188
RÉFÉRENCES.....		191

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3.1 : Paramètres d'étude des essais d'arrachement	46
Tableau 3.2 : Specimens soumis à des essais d'arrachement.....	50
Tableau 3.3 : Résultats sommaires des essais de la première série.....	59
Tableau 3.4 : Résultats sommaires des essais de la deuxième série	76
Tableau 5.1 : Propriétés des matériaux pour les deux types de béton.....	161
Tableau 5. 2 : Propriétés des matériaux pour les armatures fictives	161
Tableau 5.3: Propriétés des matériaux composites	163

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Emplacement de la rotule plastique sur les ponts.....	7
Figure 2.2 : Comportement dans la direction longitudinale du pont.....	8
Figure 2.3 : Représentation du calcul de la ductilité.....	9
Figure 2.4 : Courbes hystérésis force-déplacement (Holleran 1998).....	10
Figure 2.5 : Rupture en cisaillement (Séisme de Whitter selon Priestley 1992).....	12
Figure 2.6 : Rupture de confinement, 1971 San Fernando (Priestley 1992).....	13
Figure 2.7 : Rupture d'ancrage dans la zone de chevauchement, 1989 Loma Prieta (Priestley 1992).....	14
Figure 2.8 : Transfert des forces dans la zone de chevauchement.....	16
Figure 2.9 : Anneau de tension autour des armatures (Cairns 1996).....	17
Figure 2.10 : Rupture par fendage de l'enrobage de béton.....	17
Figure 2.11 : Relation entre la contrainte d'adhérence et le glissement.....	20
Figure 2.12 : Action de confinement des étriers.....	21
Figure 2.13 : Confinement du béton en présence d'armatures circulaires et rectangulaires.....	22
Figure 2.14 : Confinement de colonnes de sections circulaire et rectangulaire.....	23
Figure 2.15 : Confinement d'une section rectangulaire.....	25
Figure 2.16 : Renforcement avec des matériaux composites.....	33
Figure 2.17 : Schéma des forces développées dans les matériaux composites.....	34
Figure 3.1 : Exemples d'essai d'arrachement sur de courtes longueurs d'ancrage : (a) Rehm, 1961; (b) RILEM/CEB/FIP, 1970; (c) Losberg, 1979; (d) Rehm and Eligehausen, 1979; (e) Tassios, 1982; (f) Giuriani, 1981; (g) Bertero and Eligehausen, 1981 et (h) Noghabai 1995.....	38
Figure 3.2 : Montage de Tepfers et Olsson (1992) pour les essais de ruptures par fendage.....	41

Figure 3.3 : Montage de Malvar (1992) pour les essais de ruptures par fendage	41
Figure 3.4: Montage de Gambarova et al. (1989) pour les essais sur les spécimens pré-fissurés	42
Figure 3.5 : Montage des essais d'arrachement sur des ancrages relativement long ($l_d/d_b = 9$) (Plizzari et al. 1998)	44
Figure 3.6 :Spécimen utilisé par Cairns et al. (1996a, 1996b).....	45
Figure 3.7 : Photo de l'armature d'un spécimen	48
Figure 3.8 : Coupe transversale du spécimen.....	49
Figure 3.9 : Vue de dessus du spécimen	49
Figure 3.10 : Photo du montage pour les essais d'arrachement.....	51
Figure 3.11 : Représentation du montage pour les essais d'arrachement	52
Figure 3.12 : Courbe contrainte-déformation d'une barre M-25	53
Figure 3.13 : Photo d'un spécimen avec matériaux composites	54
Figure 3.14 : Position des LVDT et des repères mécaniques	55
Figure 3.15 : Positions des jauges et des repères mécaniques	56
Figure 3.16 : Position des jauges sur le spécimen D-C1	57
Figure 3.17 : Position des jauges sur le spécimen DF-C1	58
Figure 3.18: Rupture d'ancrage du spécimen témoin D-0	60
Figure 3.19 : Rupture de la barre d'armature à 600 mm spécimen D-C1	60
Figure 3.20 : Courbe contrainte-déformation de l'acier à 600 mm spécimen D-0	62
Figure 3.21 : Courbe contrainte-déformation de l'acier à 600 mm spécimen D-C1.....	62
Figure 3.22 : Courbe contrainte-déformation de l'acier à 300 mm.....	63
Figure 3.23 : Déformation de l'acier le long de la longueur de chevauchement du spécimen D-0	64
Figure 3.24 : Agrandissement des déformations de l'acier le long de la longueur de chevauchement du spécimen D-0.....	64
Figure 3.25 : Déformation de l'acier le long de la longueur de chevauchement du spécimen D-C1	65

Figure 3.26 : Agrandissement des déformations de l'acier le long de la longueur de chevauchement du spécimen D-C1	65
Figure 3.27: Patron de fissuration du spécimen témoin D-0.....	66
Figure 3.28 : Ouverture de la fissure à 200 mm sur le spécimen témoin D-0	67
Figure 3.29 : Surface de béton délaminé sur le spécimen témoin D-0	68
Figure 3.30 : Profondeur de béton délaminé sur le spécimen témoin D-0.....	69
Figure 3.31 : Lectures des jauges à 200 mm de l'extrémité libre de la barre (D-C1).....	71
Figure 3.32: Lectures des jauges à 400 mm de l'extrémité libre de la barre (D-C1).....	71
Figure 3.33 : Représentation des modes de fissuration.....	72
Figure 3.34 : Fissures de flexion sur les piles de pont	73
Figure 3.35 : Modèles de bielles-tirants.....	74
Figure 3.36 : Photo du montage pour la fissuration des spécimens	75
Figure 3.37 : Modifications apportées aux spécimens	75
Figure 3.38 : Courbe contrainte-déformations à 600 mm DF-0	78
Figure 3.39 : Courbe contrainte-déformations à 600 mm DF-C1	78
Figure 3.40 : Courbe contrainte-déformations à 300 mm pour les spécimens DF-0 et DF-C1.....	79
Figure 3.41 : Patron de fissuration du spécimen témoin fissuré DF-0.....	80
Figure 3.42 : Ouverture des fissures – spécimen témoin DF-0.....	81
Figure 3.43 : Surface du béton délaminé – spécimen témoin DF-0.....	83
Figure 3.44 : Profondeur du béton délaminé – spécimen témoin DF-0	83
Figure 3.45 : Surface du béton délaminé – spécimen renforcé DF-C1	84
Figure 3.46: Profondeur du béton délaminé – spécimen renforcé DF-C1	84
Figure 3.47 : Identification des jauges sur le composite - spécimen DF-C1	85
Figure 3.48 : Courbe contrainte-déformation du composite au-dessus des barres chevauchées du spécimen DF-C1.....	86
Figure 3.49: Déformation du composite au-dessus des armatures chevauchées le long de la zone de chevauchement du spécimen DF-C1	87

Figure 3.50 : Distribution de la force d'adhérence en fonction de la charge	88
Figure 3.51 : Déformation du composite à 195 mm de l'extrémité libre DF-C1.....	89
Figure 3.52 : Déformation du composite à 405 mm de l'extrémité libre DF-C1.....	90
Figure 3.53 : Déformation du composite selon la section transversale à 195 mm de l'extrémité libre du spécimen DF-C1	91
Figure 3.54 : Déformation du composite selon la section transversale à 405 mm de l'extrémité libre du spécimen DF-C1	91
Figure 3.55 : Déplacement des LVDT sur les barres supérieures.....	92
Figure 3.56: Déplacement des LVDT sur les barres inférieures.....	93
Figure 3.57 : Représentation des hypothèses utilisées pour le calcul du glissement	94
Figure 3.58 : Déplacement des barres supérieures.....	95
Figure 3.59 : Glissement des barres supérieures.....	95
Figure 4.1: Dimension des poutres utilisées pour les essais de flexion	100
Figure 4.2 : Coupe transversale des poutres dans la zone de chevauchement	102
Figure 4.3 : Coupe transversale des poutres hors de la zone de chevauchement.....	102
Figure 4.4 : Photo des coffrages des poutres avec les détails de fabrication	104
Figure 4.5 : Pose de Sikadur-330 comme apprêt	106
Figure 4.6 : Imprégnation de Sikadur Hex 300 dans les fibres.....	106
Figure 4.7 : Pose des matériaux composites sur la poutre	107
Figure 4.8 : Montage pour les essais de flexion.....	108
Figure 4.9 : Position des jauges électriques dans la zone de chevauchement.....	109
Figure 4.10 : Points de lectures avec les repères mécaniques pour les fissures de fendage	110
Figure 4.11 : Points de lectures avec les repères mécaniques pour les fissures de flexion	110
Figure 4.12 : Position des jauges électriques sur une section transversale de la poutre C2	111
Figure 4. 13 : Fissures de flexion et de fendage.....	114

Figure 4.14 : Fissures relevées sur la face verticale de la poutre témoin.....	114
Figure 4.15 : Fissures relevées sur la face tendue de la poutre témoin.....	114
Figure 4.16 : Vue de la face tendue du spécimen témoin à la rupture	115
Figure 4.17 : Poutre témoin à la rupture	116
Figure 4.18 : Déformation des armatures du spécimen témoin à 600 mm de leur extrémité libre	117
Figure 4.19 : Déformations de l'acier à la section 1 de la poutre témoin avec AIS	118
Figure 4.20 : Simulation AIS pour la section 1 de la poutre témoin.....	119
Figure 4.21 : Simulation AIS pour la section 3 de la poutre témoin.....	119
Figure 4.22: Déformation des armatures à la section 2 de la poutre témoin.....	120
Figure 4.23 : Simulation AIS pour la section 2 de la poutre témoin.....	121
Figure 4.24 : Déformation sur la face comprimée de la poutre témoin	122
Figure 4.25 : Ouverture des fissures transversales à la surface de la poutre témoin.....	123
Figure 4.26 : Ouverture des fissures de flexion à la surface de la poutre témoin	124
Figure 4.27 : Glissement des barres extérieures sur le spécimen témoin.....	125
Figure 4.28 : Courbure sur une poutre avec des armatures continues	126
Figure 4.29 : Diagramme moment-courbure à la section 2 du spécimen témoin	127
Figure 4.30 : Diagramme moment-courbure du spécimen témoin	128
Figure 4.31 : Vue de la poutre C2 du côté des barres supérieures à la rupture.....	130
Figure 4.32 : Vue de la poutre C2 du côté des barres inférieures à la rupture	130
Figure 4.33 : Relevé des fissures sur la face verticale de la poutre C2.....	131
Figure 4.34 : Relevé des fissures sur la face tendue de la poutre C2.....	131
Figure 4.35 : Déformation de l'acier aux sections 1 et 3 de la poutre C2.....	133
Figure 4.36 : Déformation de l'acier à la section 2 de la poutre C2	133
Figure 4.37 : Déformation du composite sur la poutre C2 au-dessus des barres centrales chevauchées	135
Figure 4.38: Déformation des composites sur la section transversale de la poutre C2..	136
Figure 4.39 : Diagramme moment-courbure pour la poutre C2.....	137

Figure 4.40 : Rupture du côté des barres inférieures de la poutre C4.....	139
Figure 4.41 : Rupture du côté des barres supérieures de la poutre C4.....	139
Figure 4.42 : Déformation des armatures aux sections 1 et 3 de la poutre C4.....	141
Figure 4.43 : Déformation des armatures à la section 2 de la poutre C4	141
Figure 4.44 : Comparaison des déformations des 3 poutres à la section 1	142
Figure 4.45 : Comparaison des déformations des 3 poutres à la section 2	142
Figure 4.46 : Déformation du composite sur la poutre C4 au-dessus des barres centrales chevauchées	143
Figure 4.47 : Diagramme moment-courbure pour la poutre C4.....	145
Figure 5.1: Dimensions des modèles par éléments finis.....	150
Figure 5.2 : Éléments utilisés pour les analyses.....	151
Figure 5.3: Élément Solid 65-3-D (ANSYS version 7.0)	152
Figure 5.4: Points d'intégration à l'intérieur de l'élément de béton	153
Figure 5.5: Élément Solid 45-3-D (ANSYS version 7.0)	154
Figure 5.6: Élément Solid 46-3-D (ANSYS version 7.0)	155
Figure 5.7: Liens utilisés entre les éléments de béton et de matériaux composites	155
Figure 5.8: Courbe contrainte-déformation typique d'un béton normal (Kachlakev 2002).....	156
Figure 5.9 : Courbe contrainte déformation du béton en traction (Adapté de Massicotte et al. 1990).....	158
Figure 5.10 : Courbe contrainte déformation idéalisée pour la modélisation	158
Figure 5.11: Forces exercées sur le béton lors de l'ancrage des armatures	164
Figure 5.12 : Analogie de la pression hydraulique	165
Figure 5.13 : Hypothèse sur la distribution des forces de fendages (a) hypothèse de Tepfers; (b) hypothèse de Cairns et al. (1996)	166
Figure 5.14 : Distribution des forces dans les modèles par éléments finis	167
Figure 5.15: Maillage utilisé dans les modèles	168

Figure 5.16 : Comparaison de l'ouverture de la fissure de fendage centrale sur le spécimen témoin.....	172
Figure 5.17 : Comparaison des déformations à la surface du composite sur le spécimen renforcé	174
Figure 5.18 : Comparaison de l'ouverture de la fissure sur le spécimen témoin et renforcé.....	175
Figure 5.19 : Influence du nombre de couches de PRFC sur l'ouverture de la fissure de fendage	177
Figure 5.20 : Comparaison des déformations dans la première couche de composite ..	178
Figure 5. 21 : Répartition des déformations à l'intérieure de chacune des couches	179
Figure 5.22 : Comparaison de l'ouverture de la fissure entre PRFC et PRFV	181
Figure 5.23 : Comparaison des déformations dans la première couche de composites entre PRFC et PRFV	181

LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS

Liste des abréviations

AIS	Logiciel d'analyse inélastique des sections
CAN/CSA	Canadian Standard Association
ISIS	Intelligent Sensing for Innovative Structures
PRFC	Polymère renforcé de fibres de carbone
PRFV	Polymère renforcé de fibres de verre
RILEM	Réunion internationale des laboratoires et experts des matériaux

Liste des symboles latins

A_c	Volume de l'élément de béton
A_{sp}	Aire de la spirale
A_s	Aire totale des armatures
b	Largeur de la colonne
C_b	Couvert de la face intérieure du spécimen de béton
C_s	Couvert de la face latérale du spécimen de béton
d	Profondeur effective des poutres en béton armé
D	Diamètre de la colonne
Demec	Repère mécanique
d_b	Diamètre de l'armature
E	Module élastique du matériau
E_c	Module élastique du béton
E_{co}	Module élastique du béton fictif
f_y	Limite élastique du matériau
f_u	Limite ultime du matériau
f'_t	Résistance en traction du béton

f'_{to}	Résistance en traction du béton fictif
f'_c	Résistance en compression du béton
f_l	Pression latérale effective
f_{yh}	Limite élastique des spirales ou des frettes
f_s	Contrainte de l'acier
G	Module de cisaillement
l_d	Longueur de développement des barres d'armature
M_r	Moment résistant pondéré
N_G	Effort normal de gravité
P	Force de traction dans l'armature
r	Rayon des coins des colonnes
R	Force résultante du béton sur les crénelures
V_L	Effort tranchant longitudinal
V_T	Effort tranchant transversal
V_e	Effort de cisaillement élastique
V_d	Effort de cisaillement pour la conception

Liste des symboles grecs

β_t	
ε_y	Déformation à la limite élastique
ε_c	Déformation du béton
ε_{cr}	déformation à la limite élastique en traction du béton
ε_s	Déformation de l'acier
η	Ratio du module élastique de l'acier sur le module du béton
ρ	Ratio du volume d'acier sur le volume de béton
μ	Ratio de ductilité
ν	Coefficient de poisson

Δ_m	Déplacement latéral maximum
Δ_y	Déplacement latéral à la première plastification
τ	Contrainte d'adhérence
ϕ	Diamètre de l'armature
φ	Courbure
α	Angle
σ_p	Contrainte hydrostatique ambiante

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Généralités

Les ponts construits avant 1988 ne comportent pas toujours des détails adéquats pour résister à des séismes. En effet, il a été observé lors de récents tremblements de terre en Californie et au Japon que les prescriptions des codes canadiens antérieurs à l'édition 1988 n'exigeaient pas l'utilisation de détails d'armature assurant la formation de rotules plastiques, ce qui pourrait entraîner un comportement médiocre des ponts dans l'éventualité d'un séisme majeur. Les leçons apprises suite à ces tremblements de terre ont amené des changements majeurs dans les codes de conception des nouvelles structures et le développement de techniques de renforcement pour accroître la résistance sismique des structures existantes.

Au Québec, un certain nombre d'ouvrages en béton armé comportent des détails d'armatures identiques aux ouvrages qui ont subi des dommages majeurs lors de séismes. Étant donné que le Québec est également susceptible d'avoir des tremblements de terre de magnitude supérieure à 7, mais de nature différente comparée à ceux du Japon et de la Californie, il est donc important de développer des techniques de renforcement spécifiques à nos types d'ouvrages pouvant résister à l'environnement géologique du Québec.

1.2 Problématique

Parmi les éléments qui sont généralement susceptibles de présenter une déficience lors d'un séisme, les piles ayant des armatures de chevauchement à la jonction avec la semelle sont les plus répandus. La grande majorité des piles de ponts du Québec a été

dimensionnée avant 1988. Des études expérimentales (Holleran, 1998; Vachon, 2004) ont clairement indiqué que ces éléments seraient incapables de développer la plastification des armatures s'ils étaient soumis à des charges/déformations sismiques, dû en premier lieu au glissement prématuré des armatures chevauchées dans la zone d'ancrage ou par des ruptures en cisaillement.

L'ancrage des barres d'armature repose sur les forces transférées des armatures au béton environnant. Ainsi, lorsque le chevauchement d'armature n'est pas confiné adéquatement, une rupture d'ancrage peut se produire à cause des fissures de fendage qui se développent dans le béton autour des barres considérées. Une des façons de prévenir les ruptures d'ancrage est donc de limiter la dilatation des fissures de fendage, que ce soit par la présence adéquate d'armatures transversales ou de forces de serrage provenant d'une technique de renforcement.

Au cours des derniers 20 ans, des concepts et modèles de renforcement sismique ont été développés. Pour les piles en béton armé, les systèmes de renforcement les plus utilisés comprennent les chemises en acier, les chemises en matériaux composites et les chemises en béton armé (Priestley et al. 1996). Dans le cas des chemises installées sur des piles circulaires ou carrées, il existe actuellement des équations et des techniques de conception qui permettent de renforcer efficacement ces piles. Toutefois, en ce qui a trait aux piles de section rectangulaire, peu de travaux ont été effectués jusqu'à présent. Pour ce type de section, il est habituellement recommandé d'installer une chemise ovale autour de la pile afin d'obtenir un effort de confinement latéral plus efficace et d'éviter le glissement des armatures. Bien que cette technique soit efficace, elle peut s'avérer difficilement réalisable dans le cas de larges piles rectangulaires et c'est pourquoi le développement d'une nouvelle technique de renforcement est très souhaitable.

1.3 Objectifs de la recherche et portée du mémoire

Face aux problèmes que représentent les chemises ovales pour le renforcement de piles de section rectangulaire, un projet de recherche a été entrepris afin de répondre à trois principaux objectifs. Le premier objectif de ce projet de recherche est d'approfondir les connaissances en ce qui a trait au mécanisme de fendage du béton et du glissement des barres d'armature. Le deuxième objectif consiste à développer une technique de renforcement en utilisant les matériaux composites afin de limiter l'ouverture des fissures de fendage dans la zone de chevauchement des armatures. Finalement, le troisième objectif est d'étudier le comportement de la technique de renforcement sous diverses conditions de chargement.

La portée du présent projet consiste à initier une étude préliminaire afin de définir les mécanismes fondamentaux dans les ruptures d'ancrage et à effectuer une évaluation du potentiel de la technique de renforcement pour les piles fortement rectangulaires.

1.4 Organisation du mémoire

Afin de répondre aux principaux objectifs du projet de recherche, deux séries d'essai en laboratoire ainsi que des analyses par éléments finis ont été effectuées et seront présentées dans ce mémoire. Pour ce faire, le mémoire a été divisé en 6 chapitres traitant chacun d'un aspect spécifique du projet.

Le chapitre 2 fait état de la revue littéraire effectuée au début du projet pour bien cerner le domaine de recherche. Cette revue présente les principes généraux de la conception parasismique avec les normes actuellement en vigueur ainsi que les lacunes majeures des ponts routiers construits avant 1988. Par la suite, les diverses techniques de renforcement qui ont été développées et testées au cours des trente dernières années sont

présentées. À la fin de ce chapitre, une description sommaire de la technique proposée dans ce mémoire est effectuée.

Le chapitre 3 est consacré aux essais d'arrachement effectués sur quatre blocs de béton armé comprenant des barres d'armature chevauchées. Dans un premier temps, on y présente une revue des différents types d'essais d'arrachement qui ont été utilisés dans le passé et les raisons qui ont conduit au développement d'une nouvelle configuration d'un spécimen et d'un montage d'essai dans le cadre de ce projet de recherche. Par la suite, une description des essais est effectuée et finalement, les observations et les résultats expérimentaux sont illustrés et commentés.

Le chapitre 4 traite des essais de flexion effectués sur trois poutres de béton armé comprenant des barres chevauchées. En outre, on y retrouve toutes les étapes de conception et de fabrication des poutres ainsi qu'une description du montage d'essais et de l'instrumentation utilisées. Par la suite, le comportement de chacune des poutres lors des essais est exposé et des comparaisons sont effectuées entre la poutre témoin et les poutres renforcées.

Le chapitre 5 est consacré aux analyses par éléments finis effectuées à l'aide du logiciel ANSYS version 7.0. Il présente dans un premier temps les modèles qui ont été développés pour étudier le fendage du béton et la technique de renforcement avec des matériaux composites. Par la suite, il décrit l'étape de validation des modèles et fait état de leurs limites d'utilisation. Finalement, il présente les études paramétriques qui ont été effectuées pour étudier l'influence de la variation de l'épaisseur et des propriétés des matériaux composites sur le comportement des spécimens.

Le chapitre 6 regroupe l'ensemble des conclusions qui ont été dégagées tout au long des diverses étapes de ce projet de recherche. De plus, il expose diverses recommandations

en ce qui concerne les recherches futures qui devraient être effectuées pour approfondir davantage les connaissances au sujet du mécanisme de fendage du béton et d'ancrage des armatures de même que sur l'évaluation de la technique de renforcement proposée avec des matériaux composites.

CHAPITRE 2

REVUE LITTÉRAIRE

Ce chapitre présente une revue des principes généraux de la conception et du renforcement parasismique des piles de ponts routiers. Il fait état des exigences prescrites dans les normes actuelles ainsi que des lacunes majeures des ponts construits avant l'application du code canadien CAN/CSA-S6-00. Afin de saisir les conséquences que peuvent entraîner ces lacunes, une revue des dommages typiques qui ont été observés lors des grands séismes de Kobe-1995, Northridge-1994, Loma Prieta-1984 et San Fernando-1971 est présenté. À partir de ces dommages, une analyse est effectuée et une explication des causes est avancée. Par la suite, ce chapitre présente une revue des techniques de renforcement conventionnelles et finalement une description de la technique proposée dans la présente étude.

2.1 Conception parasismique

Lors d'une conception parasismique, les ponts en béton armé ne sont généralement pas conçus pour résister à la pleine force élastique qui serait induite par le plus grand tremblement de terre possible, mais pour une force latérale réduite qui répond à un niveau d'endommagement jugé acceptable pour l'ouvrage. L'application de cette réduction est toutefois sélective et ne s'adresse qu'à certains éléments conçus pour pouvoir subir de grandes déformations inélastiques alors que les autres éléments de la structure sont conçus pour demeurer essentiellement élastiques. L'avantage principal derrière cette philosophie de conception est de réduire les coûts de construction initiaux. Cependant, le fait de ne pas concevoir la structure pour une réponse entièrement élastique implique que la plastification de certains éléments est tolérée et que la présence de dommages nécessitant des réparations est envisageable durant la vie de la structure.

En se basant sur les expériences passées, les codes de conception identifient désormais les éléments qui peuvent subir des déformations inélastiques et prescrivent des détails d'armature afin que ces éléments puissent offrir un comportement ductile. Dans la conception sismique d'édifices à niveaux multiples, il est généralement requis de localiser les zones de déformations inélastiques (rotules plastiques) aux extrémités des poutres et de protéger les colonnes contre les déplacements inélastiques afin d'éviter la formation d'étages souples. Toutefois, dans la conception des ponts courants, les endroits choisis pour les déformations inélastiques sont à la base des piles, comme le montre la Figure 2.1. Cet endroit est préféré à cause des difficultés qu'entraînerait la conception d'une superstructure capable de dissiper de l'énergie.

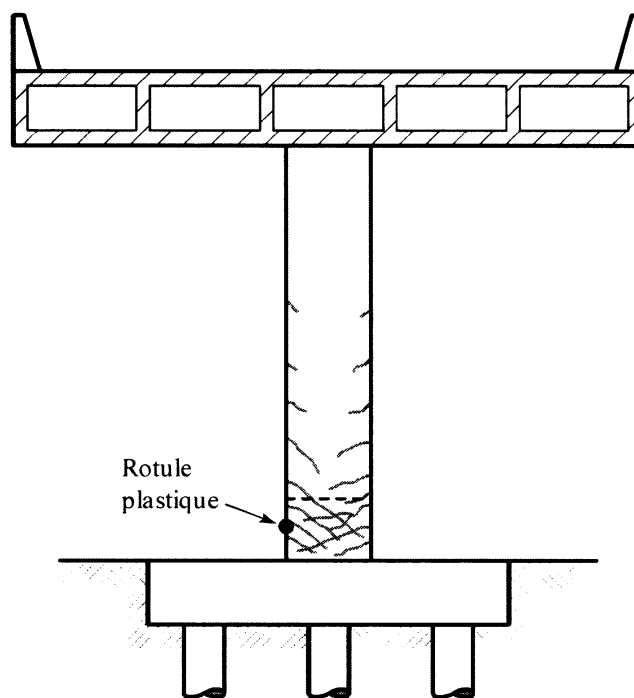


Figure 2.1 : Emplacement de la rotule plastique sur les ponts.

Lors de tremblements de terre, des mouvements du sol peuvent agir soit dans la direction longitudinale ou transversale du pont. Dans le cadre du présent projet, l'emphasis est mise sur le comportement des piles rectangulaires soumises à des efforts dans le sens longitudinal, comme le montre la Figure 2.2. Cette orientation correspond à l'axe faible des piles rectangulaires.

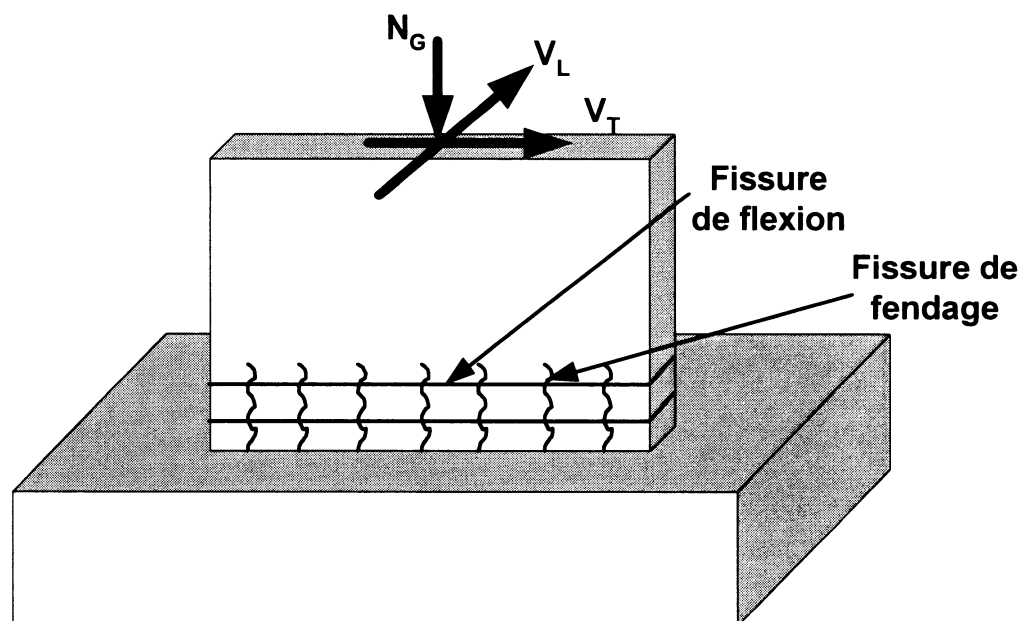


Figure 2.2 : Comportement dans la direction longitudinale du pont.

Afin de savoir si la réponse d'une pile est satisfaisante pour subir un tremblement de terre quelconque, le concept de ductilité est souvent utilisé. Ce concept permet d'évaluer la capacité de la pile à se déformer dans le domaine inélastique pendant plusieurs cycles sans subir de dégradations significatives de résistance et de rigidité. Mathématiquement, la ductilité est souvent définie comme étant le rapport d'une déformation totale sur une déformation à la plastification. Ainsi, le facteur de ductilité en déplacement, μ , est défini comme étant le rapport Δ_m/Δ_y , où Δ_m est le déplacement latéral maximum et Δ_y est le déplacement latéral à la première plastification (Figure 2.3).

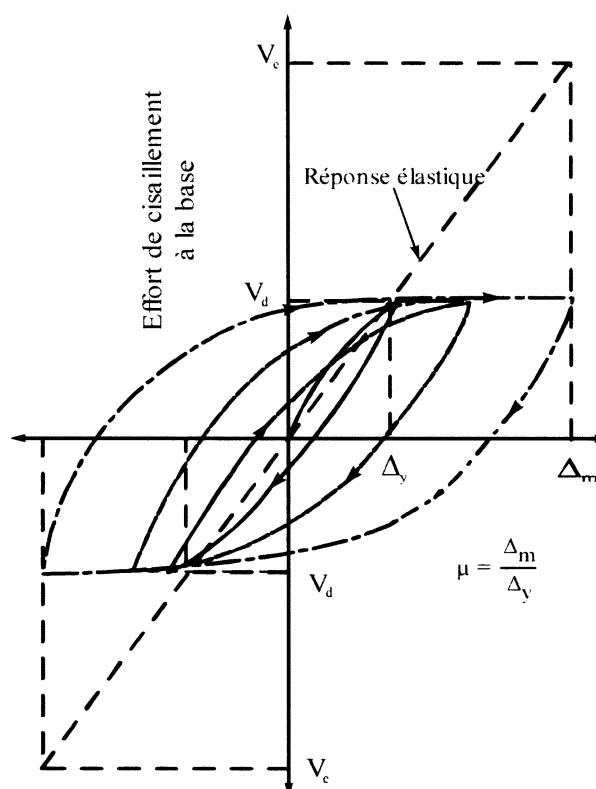


Figure 2.3 : Représentation du calcul de la ductilité.

Graphiquement, le concept de ductilité est souvent représenté à partir d'une boucle d'hystérésis force-déplacement qui définit le comportement d'une structure dans le domaine inélastique. Des boucles stables et larges, comme celles présentées à la Figure 2.3, indiquent un bon comportement et une bonne dissipation d'énergie alors que les courbes d'hystérésis présentées à la Figure 2.4, témoignent d'une capacité en flexion réduite et fragile, sans aucune ductilité. Comme on peut le voir à partir de ces exemples, pour avoir une bonne conception parasismique, la structure doit avoir une certaine ductilité. Lorsque la ductilité n'est pas suffisante, la résistance ou la rigidité se dégrade excessivement ce qui entraîne une augmentation significative des déplacements et éventuellement l'effondrement de la structure.

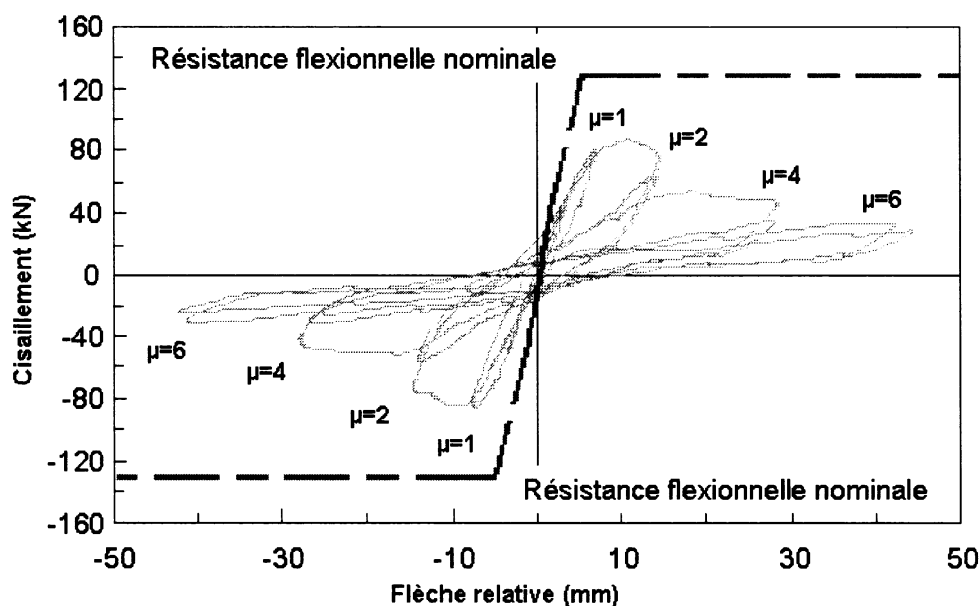


Figure 2.4 : Courbes hystérésis force-déplacement (Holleran 1998).

2.2 Modes de rupture des piles de pont en béton armé

Au cours des dernières décennies, des progrès considérables ont été réalisés au niveau de la compréhension des effets des séismes sur les ponts et sur les moyens permettant d'assurer un comportement sismique adéquat de ces structures. Certains événements comme les séismes de Loma Prieta (San Francisco, 1989), Northridge (Los Angeles, 1994) et Kobe (Japon, 1995) ont d'ailleurs été très riches en enseignements puisqu'ils ont touché des zones urbaines comprenant de multiples ponts routiers. Ces informations ont permis d'améliorer considérablement les mesures visant à assurer un niveau de performance acceptable et de nos jours une plus grande attention est portée au niveau des détails d'armature pour assurer la ductilité des structures. Toutefois, la préoccupation demeure entière pour les nombreux ponts existants qui ne répondent pas à

ces normes de conception actuelles et qui auraient besoin de renforcement pour améliorer leur comportement en prévision d'un séisme éventuel.

Afin de développer des techniques de renforcement adéquates pour les piles de ponts en béton armé, il est important de bien identifier les déficiences et les mécanismes de ruptures à prévenir. Pour ce faire, une revue des dommages observés sur les piles de ponts lors des grands séismes sera présentée et une attention particulière sera portée sur l'analyse des causes de ruptures.

2.2.1 Dommages observés lors de séismes

Les piles dimensionnées avant 1988 présentent généralement un manque de résistance et de ductilité à cause de leurs armatures transversales et détails sismiques inadéquats. Ainsi, lorsque ces piles de ponts sont soumises à des charges/déformations sismiques, trois différents modes de rupture sont souvent observés (Seible et al. 1997).

Le premier mode de rupture est celui par cisaillement où des fissures inclinées, l'écaillage du béton et la rupture ou l'ouverture des armatures transversales peuvent entraîner la rupture fragile des colonnes, comme le montre la Figure 2.5. La séquence de ce mode de rupture consiste (1) au développement de fissures inclinées lorsque la résistance en tension du béton est dépassée, (2) à l'ouverture des fissures inclinées dans la colonne et au début de l'écaillage du couvert de béton, (3) à la rupture et à l'ouverture des armatures transversales, (4) au flambement des armatures longitudinales et (5) à la désintégration du cœur de la colonne de béton.

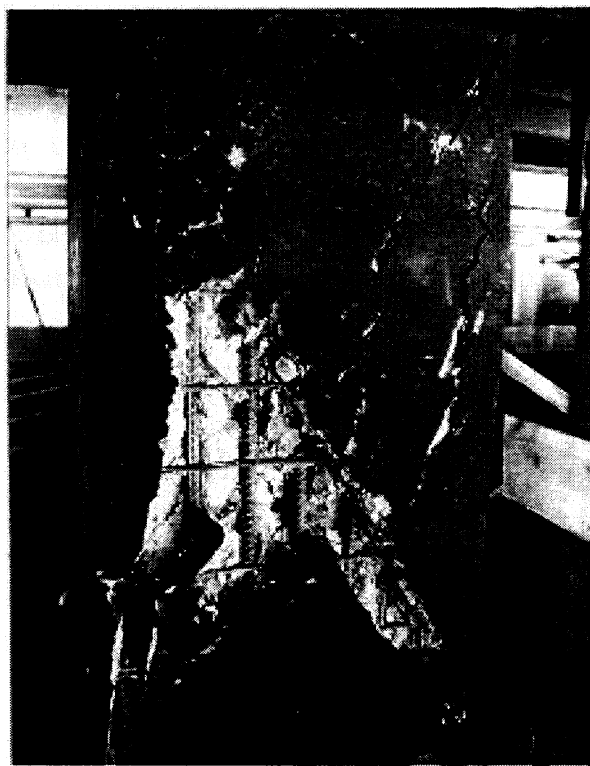


Figure 2.5 : Rupture en cisaillement (Séisme de Whitter selon Priestley 1992).

Le deuxième mode de rupture consiste en une perte de confinement de la région de la rotule plastique (Figure 2.6). Ce mode de rupture se retrouve habituellement sur les poteaux élancés contenant des barres d'armature continues. Le manque de ductilité de la rotule plastique est dû à un pauvre ferrailage des armatures dans cette zone. La détérioration et la rupture de la rotule plastique se traduit par (1) l'amorce de fissures de flexion, (2) l'effritement et l'éclatement du noyau de béton, (3) la rupture ou l'ouverture des armatures transversales et finalement (4) le flambement des armatures longitudinales ou une rupture en compression du noyau de béton. Contrairement aux deux autres modes de rupture, les ruptures associées à la perte du confinement dans les zones de rotules plastiques ont généralement lieu avec un certain niveau de ductilité.

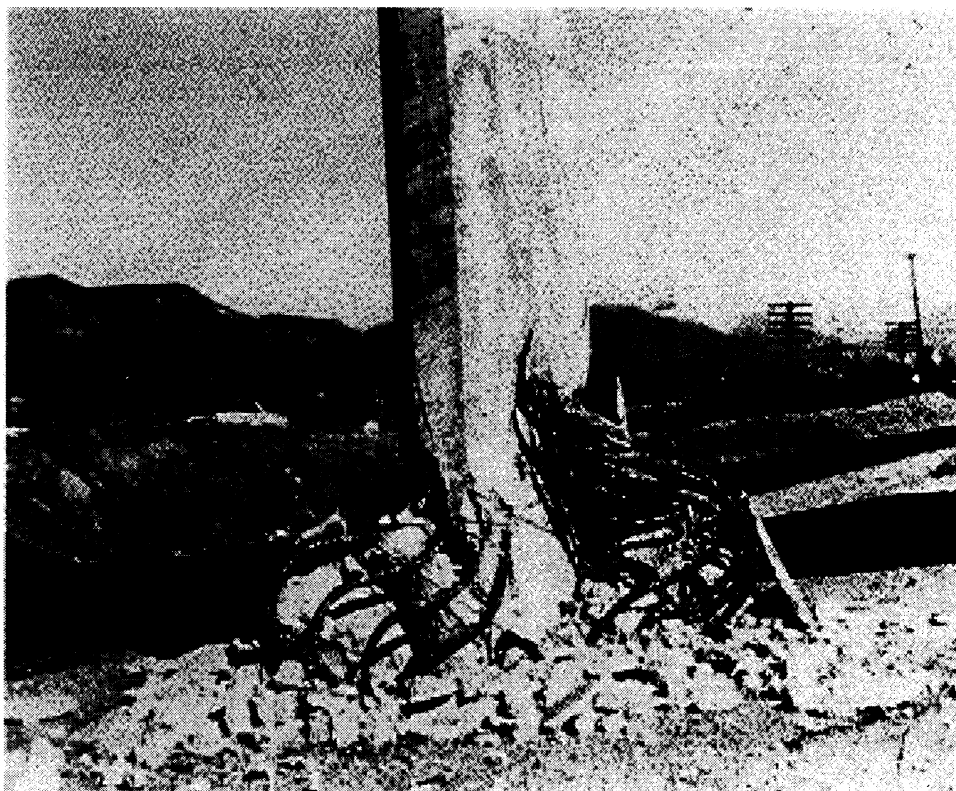


Figure 2.6 : Rupture de confinement, 1971 San Fernando (Priestley 1992).

Le troisième mode de rupture est lié au chevauchement des barres d'armature entre la semelle et la base des piles, zone potentielle de rotule plastique caractérisée par une demande de moment maximal (Figure 2.7). Lors de ce type de rupture, les dommages se situent à la base de la pile et se caractérisent par la formation de fissures verticales sur la hauteur du couvert des armatures entraînant une dilatation et un effritement du béton d'enrobage. Ces fissures traduisent un mécanisme de glissement des armatures dans la zone de chevauchement provoqué par le manque d'adhérence entre les armatures et le béton. À cause du glissement des barres, une rupture apparaît souvent avant d'atteindre la résistance nominale en flexion et la formation de la rotule plastique.



Figure 2.7 : Rupture d'ancrage dans la zone de chevauchement, 1989 Loma Prieta (Priestley 1992).

Bien que les trois modes de rupture décrits précédemment soient souvent liés les uns aux autres, l'attention, dans le cadre de ce projet, sera portée sur la rupture d'ancrage caractérisée par le chevauchement des barres d'armature à la base des piles de ponts. Ce type de détails est fréquent au Québec et pourrait conduire à une rupture fragile des structures dans l'éventualité d'un séisme majeur.

2.3 Chevauchement des armatures dans les piles de ponts

Dans les nouvelles conceptions de ponts, le chevauchement des armatures à la base des colonnes n'est pas permis puisqu'il est reconnu, qu'à moins d'installer de très grandes

quantités d'armatures transversales, une rupture par glissement est toujours probable à des ductilités faibles et modérées. Ainsi, dans le code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-00), les chevauchements des armatures longitudinales sont permis seulement dans la partie centrale de la hauteur des colonnes et la longueur de chevauchement ne doit pas être moindre que le plus grand nombre entre 60 fois le diamètre des barres et 400 mm.

La situation est toutefois différente dans le cas des ponts conçus avant 1988. En effet, comme mentionné précédemment, on retrouve fréquemment sur ces ponts des chevauchements de barres longitudinales immédiatement au-dessus de la fondation avec des longueurs de chevauchement inadéquates pour développer la résistance des barres. Face à cette situation, des techniques de renforcement qui permettraient de développer la résistance en flexion de ces colonnes en cas de séismes doivent être mises au point. Pour ce faire, une bonne maîtrise des paramètres qui rentrent en jeu lors du glissement des barres de chevauchement est nécessaire.

2.3.1 Longueurs de développement et de chevauchement des armatures

Avant l'entrée en vigueur des codes sismiques, il était commun de calculer les longueurs de développement des barres d'armature en utilisant une équation qui était fonction seulement du diamètre de la barre. Plus récemment, différents facteurs comme la résistance en traction du béton, l'espacement des barres, l'épaisseur du couvert de béton, le confinement, la position des barres dans le béton et le rapport de la quantité d'armature fournie par rapport à celle requise ont été reconnus comme ayant également un rôle important sur l'ancrage des barres. Ainsi, alors que pendant de nombreuses années, des longueurs de chevauchement aussi petites que 20 fois le diamètre des barres ont été utilisées (Priestley et al. 1996), les connaissances actuelles permettent de calculer

avec plus d'exactitude les longueurs de barres nécessaires dans les zones d'ancrage et de chevauchement pour éviter des ruptures.

2.3.2 Efforts dans la zone de chevauchement

Dans la zone de chevauchement des armatures, les forces sont transmises d'une barre à l'autre par l'intermédiaire du béton entourant les barres, comme le montre la Figure 2.8. La force de traction dans la barre est transférée dans le béton suivant une force inclinée dont la composante tangentielle est la contrainte d'adhérence et la composante radiale est la force qui crée un cercle de tension dans le couvert de béton autour de la barre.

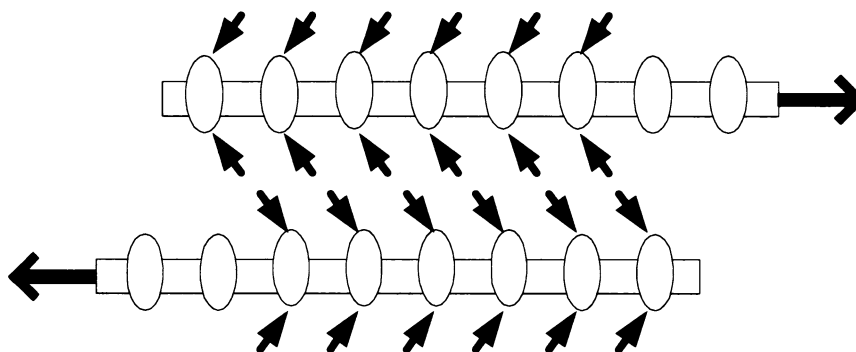


Figure 2.8 : Transfert des forces dans la zone de chevauchement.

Comme le montre la Figure 2.9, lors de l'ancrage des armatures, un anneau de tension se forme autour des armatures à cause du buttage des crénelures sur le béton. La capacité des barres crénelées à transférer les charges au béton environnant est donc limitée par l'épaisseur et les propriétés mécaniques du couvert de béton. En effet, lorsque l'anneau de tension autour des armatures atteint la surface du béton, des fissures de fendage longitudinales se produisent, ce qui limite la contrainte pouvant être transférée par les armatures.

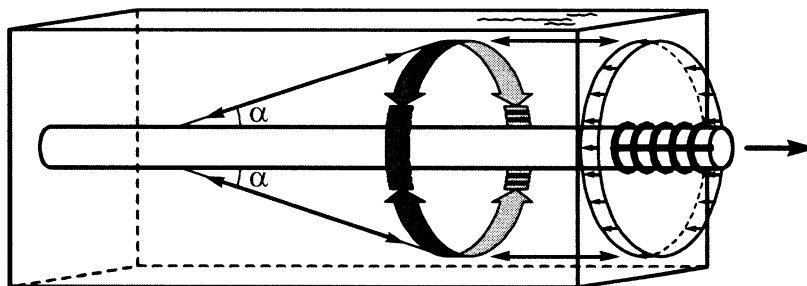
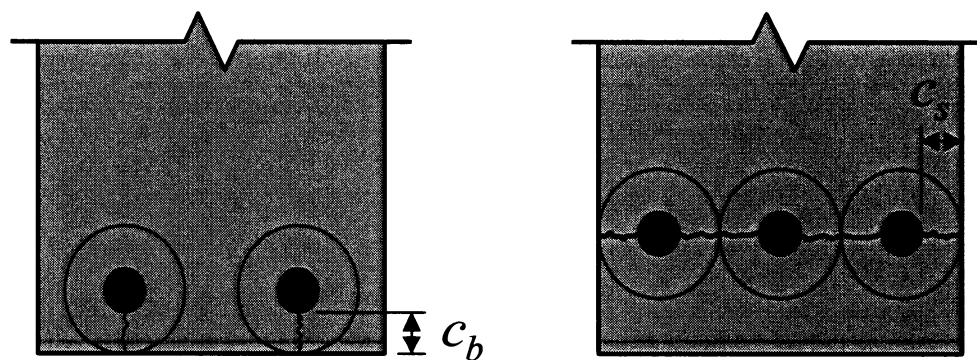


Figure 2.9 : Anneau de tension autour des armatures (Cairns 1996).

Dépendant de l'épaisseur de l'enrobage, les fissures de fendage peuvent être soit longitudinales ou transversales, comme le montre la Figure 2.10. De façon générale, les ruptures par fendage se produisent lorsque l'enrobage de béton est inférieur à approximativement 3 fois le diamètre de la barre. Lorsque l'enrobage de béton est plus large, qu'il y a suffisamment d'armatures de confinement ou qu'une force transversale s'oppose à la force d'éclatement, une rupture d'arrachement se produit à cause du plan de cisaillement qui se forme le long du périmètre des crénelures. L'intégrité des zones de chevauchement dépend donc du développement adéquat de l'adhérence le long de la surface des barres ainsi que de la capacité du béton autour des barres à transmettre les efforts sans désagrégation ou déformation excessive.



(a) Fendage longitudinal si $c_b < c_s$

(b) Fendage transversal si $c_s < c_b$

Figure 2.10 : Rupture par fendage de l'enrobage de béton.

2.3.3 Mécanisme de glissement des barres de chevauchement

Les études sur l'ancrage des armatures suivent deux approches complémentaires, soit des essais d'arrachement visant à déterminer les équations des codes (Darwin, 2000) et des études portant sur les mécanismes fondamentaux. Cette deuxième approche sera examinée ici.

De manière à bien comprendre le mécanisme de glissement que l'on retrouve dans les zones de chevauchement des armatures, il est important de caractériser les divers aspects qui influencent l'adhérence des armatures dans le béton. Au cours des quarante dernières années, plusieurs phénomènes liés à l'adhérence ont été étudiés avec rigueur. Parmi les sujets présentés dans la littérature, on retrouve les points suivants :

- la micro-fissuration radiale qui se développe dans les premières phases de chargement (Goto 1971; Giuriani 1981);
- le fendage du béton d'enrobage causé par les forces radiales provenant des crénelures (Tepfers 1979, Cairns et al. 1995, Cairns et al. 1996);
- l'apport du confinement sur le glissement des armatures (Tepfers 1982, Gambarova 1989, Giuriani 1998).

L'influence de chacun de ces points dans le mécanisme de glissement et de rupture d'ancrage peut être représentée à partir de la relation entre l'adhérence et le glissement développée par Gambarova et al. (1989). Cette relation, présentée à la Figure 2.11 est subdivisée en 4 phases et sera décrite dans ce qui suit.

- I. Pour des petites valeurs de contrainte d'adhérence ($\tau \leq 0.5 \text{ à } 0.8 f'_t$), l'efficacité de l'adhérence est assurée par l'adhésion chimique et le glissement est pratiquement nul.
- II. Pour des valeurs plus importantes de la contrainte d'adhérence ($\tau \leq 0.7 \text{ à } 1.5 f'_t$), l'adhésion chimique est détruite, les crénelures des barres induisent de larges contraintes radiales dans le béton aux points de contact et des micro-fissures transversales se développent aux extrémités des crénelures permettant à la barre de glisser légèrement.
- III. Pour des valeurs encore plus grandes ($\tau \leq 1 \text{ à } 1.3 f'_t$), les premières fissures longitudinales se forment dues à l'augmentation de l'action de coincement des crénelures qui produit un anneau de contrainte de traction dans le béton environnant. Le glissement devient donc plus important, mais l'adhérence est assurée par l'action de confinement du béton sur la barre et par l'interaction mécanique entre le béton et la barre d'armature.
- IV. Une fois que les fissures de fendage se propagent à travers tout l'enrobage de béton ou l'espacement des barres, l'adhérence se brise brusquement et il y a rupture d'ancrage. Par contre, s'il y a assez d'armatures transversales ou un renforcement quelconque, l'efficacité de l'adhérence est conservée en dépit du fendage du béton à cause de l'action de serrage développée sur le béton. Dans cette situation, malgré une augmentation des valeurs de glissement, la résistance d'adhérence atteint un sommet pour ensuite redescendre.

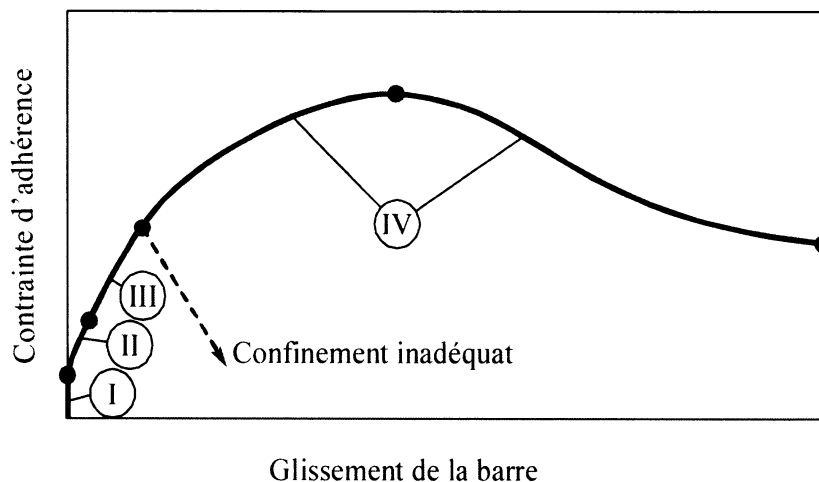


Figure 2.11 : Relation entre la contrainte d'adhérence et le glissement

(Adapté de Gambora, 1989).

Vis-à-vis du glissement, l'action de confinement ou de serrage équilibrant la pression latérale joue le rôle le plus important. Il est donc nécessaire pour assurer que la force requise peut être transférée, qu'une force de serrage transversale soit présente pour retenir le béton suite à la fissuration de ce dernier. La manière la plus reconnue pour assurer un serrage adéquat est d'effectuer un confinement du béton.

2.4 Confinement des piles en béton armé

De manière à assurer un mode de rupture ductile, les codes actuels de conception parasismique des piles de ponts requièrent le confinement des rotules plastiques. Pour ce faire, des étriers transversaux très rapprochés ou des spirales sont généralement installés dans ces zones. Ainsi, dans la partie en compression, un confinement adéquat permettra de diminuer l'expansion latérale du béton, de maintenir l'intégrité du cœur de béton, d'augmenter la résistance du béton, d'éviter le flambement des armatures longitudinales et d'accroître la déformation maximale du béton. Toutefois, dans les zones en traction, le

confinement du béton aidera à limiter l'ouverture des fissures et, par le fait même, le glissement des barres d'armature.

Bien que le confinement soit souvent associé à la présence d'armatures transversales, ce dernier provient en fait de différentes sources selon l'état de contrainte dans la structure. Pour de faibles contraintes, on se retrouve avec une enveloppe de béton fissurée autour des barres et une enveloppe extérieure solide qui exerce une action de confinement permettant de prévenir le glissement des barres hors de la masse de béton. À ce stade, la dilatation du béton est négligeable et les armatures transversales sont très peu sollicitées. Toutefois, lorsque les contraintes longitudinales dans le béton approchent la résistance du béton, les armatures transversales entrent en action à cause de l'augmentation de dilatation latérale causée par la micro-fissuration interne progressive du béton. Comme le montre la Figure 2.12, la dilatation du béton active les armatures transversales lesquelles appliquent alors une réaction de confinement sur le béton.

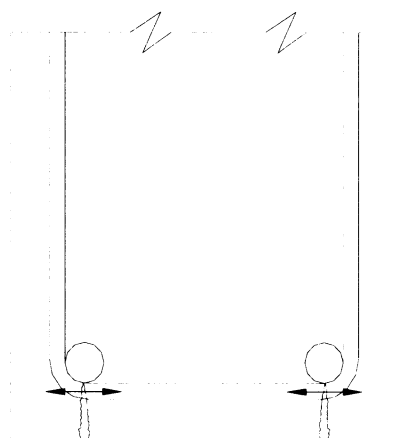
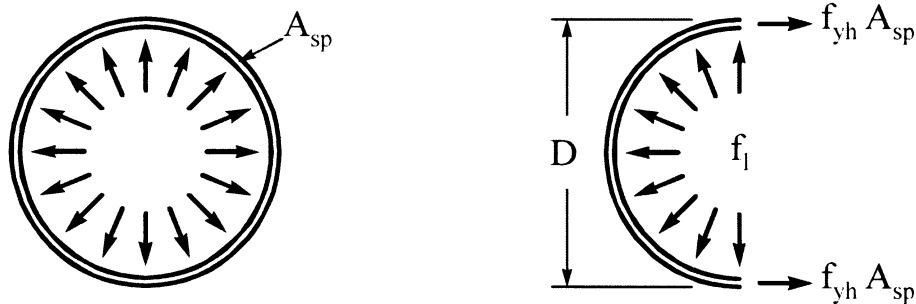


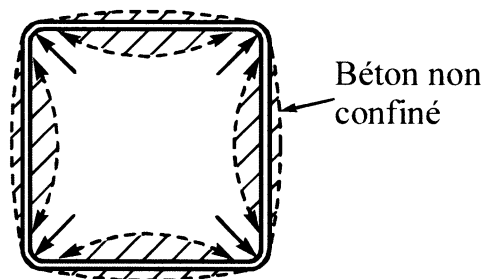
Figure 2.12 : Action de confinement des étriers.

À cause de leur forme, les spirales ou les frettes présentes dans le cas des colonnes de forme circulaire, sont en mesure de fournir un confinement continu autour de la circonférence de la colonne lorsque le béton prend de l'expansion (Figure 2.13a). La

pression latérale effective f_l qui peut survenir dans le béton se produit lorsque les spirales ou les frettes sont soumises à leur résistance élastique f_{yh} , comme le montre le diagramme de corps libre présenté à la Figure 2.13b où A_{sp} est l'aire de la barre. Toutefois, dans le cas de colonnes carrées ou rectangulaires ayant des étriers carrés, le confinement est appliqué seulement près des coins et les barres sur les faces ne sont pas confinées. En effet, comme on peut le voir à la Figure 2.13c, étant donné que la pression du béton contre les côtés des étriers tend à faire fléchir les côtés vers l'extérieur, seuls les coins reçoivent un niveau de confinement acceptable et les barres sur les faces ne sont pas confinées.



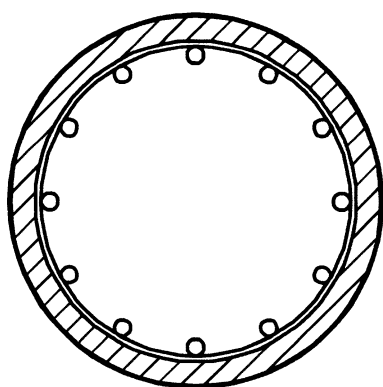
(a) Confinement avec une spirale (b) Forces agissant sur une demie-spirale



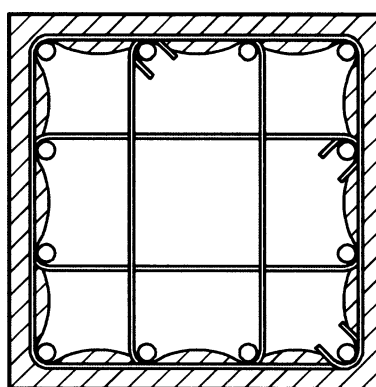
(c) Confinement avec des armatures rectangulaires

Figure 2.13 : Confinement du béton en présence d'armatures circulaires et rectangulaires.

Alors que dans le cas de colonnes circulaires seules les armatures circulaires sont nécessaires pour assurer le confinement du cœur de la colonne, dans le cas de colonnes rectangulaires, il est nécessaire d'utiliser beaucoup de ligatures pour assurer un confinement adéquat. En ajoutant des ligatures, les arches deviennent ainsi moins profondes et un plus grand volume de béton est confiné, comme le montre la Figure 2.14.



(a) Colonne circulaire



(b) Colonne rectangulaire

Figure 2.14 : Confinement de colonnes de sections circulaire et rectangulaire.

Dans le Code CAN/CSA-S6-00, des configurations d'étriers comprenant des ligatures sismiques sont spécifiées afin d'assurer le bon comportement des colonnes. Ces configurations ne sont par contre pas présentes dans le cas de piles de pont existantes. C'est pourquoi, lors d'un renforcement, le manque de confinement doit être compensé en appliquant un effort de serrage dans les régions potentielles de rotules plastiques. Ce surplus de confinement peut être fourni par le biais d'une chemise qui enrobe la section à renforcer.

2.5 Méthodes de renforcement conventionnelles des zones de chevauchement d'armature

Beaucoup de recherches sur le renforcement sismique des structures de ponts ont été entreprises aux États-Unis, en Nouvelle-Zélande et au Japon depuis le début des années 1970. Au cours de ces années, divers concepts et modèles de renforcement ont été développés pour répondre, en outre, au problème de rupture d'ancrage des armatures de chevauchement. Pour les colonnes en béton armé, les systèmes de renforcement les plus utilisés comprennent les chemises en béton armé, les chemises en acier et les chemises en matériaux composites.

Si on regarde le principe de fonctionnement de ces techniques, on s'aperçoit que la majorité d'entre elles a été développée dans le but d'augmenter le confinement. Ainsi, bien que ces techniques soient facilement concevables pour des colonnes de sections circulaires ou carrées, elles ne peuvent pas être facilement adaptées aux sections rectangulaires présentant un rapport largeur sur épaisseur élevé (Priestley et al. 1996). En effet, alors qu'une chemise circulaire ou ovale peut fournir un confinement tout le long de la colonne, les chemises rectangulaires fournissent seulement une force dans les coins comme le montre la Figure 2.15.

De manière à contourner le problème lié aux sections rectangulaires, des chemises ayant une courbure ont donc été développées et ont démontré être plus efficaces que les chemises rectangulaires pour fournir une pression continue et latérale aux colonnes.

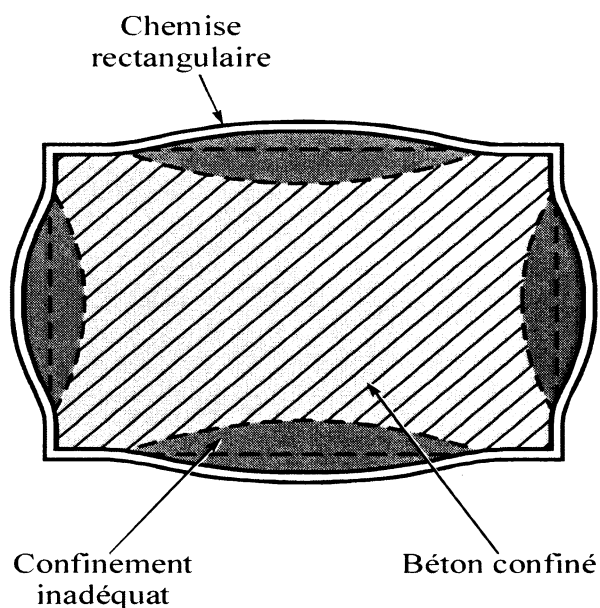


Figure 2.15 : Confinement d'une section rectangulaire.

Du point de vue de leur efficacité structurale, les trois types de chemise (acier, béton, matériaux composites) démontrent de bons résultats. Toutefois, en ce qui a trait à leurs propriétés physiques, certains facteurs font en sorte que les matériaux composites sont de plus en plus utilisés. En effet, contrairement à un renforcement avec matériaux composites, un renforcement en béton demande souvent beaucoup de temps et peut exiger des interruptions de trafic à cause des besoins d'accès et d'espace d'équipements lourds. Dans le cas de l'acier, le besoin de soudage complique l'installation en chantier et sa dégradation due à la corrosion diminue sa durée de vie. De plus, l'acier entraîne une augmentation de la rigidité et de la capacité en résistance de la colonne renforcée, laquelle n'est pas désirable puisque des forces sismiques plus élevées seront transmises aux éléments structuraux adjacents.

2.5.1 Chemise en acier

Surtout utilisée pour des sections circulaires, ce type de chemise est composé de deux demi-cylindres d'acier soudés longitudinalement sur toute la hauteur de la zone à renforcer. Le rayon interne de ces demi-cylindres est en général plus grand que le rayon du poteau de 12.5 à 25 mm. Ces chemises sont soudées en chantier pour former un tube continu et le vide est rempli avec du béton ou du coulis de ciment. Elles sont efficaces et offrent un confinement passif dont le niveau induit dépend de la rigidité de la chemise en acier. Dans les zones de compression, l'effort de confinement est fourni par la restriction en flexion de la chemise lors de l'expansion du béton. De la même façon, dans la zone de traction, la dilatation des fissures causée par le glissement des barres de chevauchement est limitée par la présence de la chemise qui confine le béton et permet ainsi à la pile de subir des déformations ductiles.

Les systèmes de renforcement avec les chemises en acier circulaires et elliptiques ont fait l'objet de plusieurs recherches approfondies et des équations de conception ont été développées en outre par Priestley et al. (1996). En Californie seulement, il y avait en 1997 des milliers de chemises en acier installées. Étant donné qu'un nombre important d'entre elles avaient été installées avant le tremblement de terre de Northridge en 1994, il a été possible d'observer leur bonne efficacité structurale durant ce tremblement de terre (Seible et al. 1997).

Pour des piles de section rectangulaire, la pratique recommandée est d'utiliser une chemise elliptique à cause de la faible rigidité hors plan en flexion des chemises en acier. Parmi les études sur le sujet, on retrouve celle effectuée par Chai et al. (1990) où il a été démontré que dans le cas d'une section rectangulaire, la chemise elliptique est plus efficace qu'une chemise rectangulaire avec des profilés en C boulonnés ou une chemise rectangulaire avec des raidisseurs.

Face aux problèmes que représentent les chemises ovales pour le renforcement de piles de sections rectangulaires, Aboutaha (1994) de l'Université du Texas a développé un concept alternatif. Ainsi, dans le cadre de ses travaux, il a démontré qu'il était possible d'obtenir une amélioration de la ductilité avec une chemise rectangulaire en acier si cette dernière était installée avec des boulons d'ancrage. En effet, contrairement aux performances médiocres habituellement observées lors de l'utilisation d'une chemise rectangulaire, ses essais effectués avec des boulons d'ancrage introduits jusqu'à une profondeur de 200 mm dans le béton ont démontré des résultats très intéressants. Il a été observé que les boulons d'ancrage forçaient la chemise à se déformer avec la colonne en béton et aidaient au confinement de la région de chevauchement. Ce concept de chemise avec boulons vient donc ouvrir la porte vers des chemises en acier plus attrayantes que celle de formes ovales pour les colonnes rectangulaires. Il reste toutefois à être évalué pour différents rapports largeur/profondeur de colonnes rectangulaires avant d'être recommandé pour des applications réelles.

2.5.2 Chemise en béton

Cette technique consiste à construire un bloc de béton armé qui enveloppe la section initiale. L'addition de béton adéquatement armé à la base d'une pile permet d'améliorer la résistance en flexion, en cisaillement et en ductilité. Pour une pile circulaire, l'amélioration du confinement se réalise aisément avec une chemise en béton en utilisant des frettes ou des spirales rapprochées. Par contre, pour une section rectangulaire, il est difficile d'appliquer un confinement effectif à moins d'utiliser une chemise circulaire ou elliptique. Si une chemise rectangulaire est utilisée, des armatures de ligature doivent être insérées dans le noyau de béton de la section existante afin d'assurer le confinement des armatures longitudinales situées dans la région centrale de chaque face. Ces renforcements sont coûteux et la mise en place des armatures de ligature est complexe

puisque'il est nécessaire pour l'efficacité structurale de les ancrer en leur façonnant des crochets aux extrémités après les avoir enfilés dans le béton de la section existante.

2.5.3 Chemise en béton renforcé de fibres

Afin de développer une méthode de renforcement pour les piles de ponts rectangulaires, une nouvelle technique de renforcement utilisant un béton renforcé de fibres a récemment été étudiée à l'École Polytechnique de Montréal (Vachon, 2004). Cette technique consiste à renforcer les zones de chevauchement d'armature en recouvrant cette zone d'une surépaisseur de béton renforcé de fibres. Le principe de cette technique n'est pas de créer un confinement du béton comme le font les chemises conventionnelles, mais de limiter le fendage du béton en améliorant ses propriétés mécaniques face à la fissuration. Les résultats préliminaires de cette étude ont permis d'observer que la mise en place d'une chemise de béton renforcé de fibres dans la zone de chevauchement des armatures permettait d'améliorer considérablement la ductilité des spécimens lorsque ces derniers étaient soumis à des essais de flexion monotonique et à des essais de flexion cyclique.

2.5.4 Chemise en matériaux composites

Ces dernières années, de nombreuses recherches ont été réalisées pour augmenter la vitesse d'installation et la durabilité des chemises utilisées pour le renforcement sismique des piles de ponts en béton armé. Dans ce cadre d'idée, les matériaux composites ont suscité beaucoup d'intérêt et de multiples études ont été effectuées pour déterminer leur degré d'efficacité.

L'intérêt du renforcement avec matériaux composites réside dans le fait que ces matériaux possèdent généralement un plus grand rapport résistance/poids que les

matériaux conventionnels. De plus, ils sont résistants à la corrosion, polyvalents et rapides à installer. Les matériaux composites sont constitués de composantes de fibres (fibres de verre, fibres de carbone ou fibres d'aramide) et d'époxy ce qui fait que leur capacité en déformation est à la fois dépendante des propriétés des fibres et de la résine d'époxy. Les fibres dans le composite peuvent être orientées dans une seule direction ou dans plusieurs directions pour optimiser la performance structurale. Les caractéristiques du comportement contrainte-déformation du composite sont pour la plupart linéaire jusqu'à la rupture dans la direction du chargement.

À travers le monde, de nombreuses méthodes faisant varier les modes de fabrication et la forme des chemises en matériaux composites ont été étudiées au cours des dernières années. Tout comme pour les deux autres types de renforcement, les études avec matériaux composites ont surtout porté sur des colonnes de sections circulaires, carrées et rectangulaires de faible rapport largeur/profondeur. Les principaux travaux de recherches ayant conduit au développement de lignes directrices pour la conception de ces chemises sont présentés dans cette section ainsi que les diverses validations expérimentales effectuées en laboratoire et en chantier.

Une étude effectuée par Seible et al. (1997) sur des colonnes à grande échelle a permis de démontrer que le concept des chemises en matériaux composites de même que les lignes directrices développées pour la conception du renforcement sont adéquats. Dans cette étude, des renforcements pour les trois modes de rupture possibles, cisaillement, confinement de la rotule plastique et rupture d'ancrage ont été étudiés. De plus, des essais à grande échelle ont été effectués sur des colonnes de section rectangulaire ayant un rapport largeur/profondeur de 1.5 et sur des colonnes circulaires renforcées avec des chemises en fibres de carbone. Les résultats de cette étude ont démontré que les chemises en matériaux composites étaient au moins aussi efficaces que les chemises en acier pour accroître la ductilité des colonnes.

Afin d'évaluer les procédures de conception des chemises en matériaux composites, Pantelides et al. (1999, 2001, 2002) ont effectué un renforcement avec des fibres de carbone sur une section d'un pont construit en 1963. L'aspect nouveau de leur étude était le renforcement des joints colonnes-poutres des portiques. Toutefois, on retrouve également dans cette étude le renforcement de colonnes carrées de 914 mm x 914 mm pour la résistance en cisaillement, le confinement des rotules plastiques et le confinement de la zone de chevauchement des barres d'armature longitudinales. Les renforcements ont été effectués en installant plusieurs épaisseurs de matériaux composites de fibres de carbone aux endroits stratégiques et les essais ont été effectués en chantier en appliquant une charge cyclique quasi-statique horizontale sur la poutre de transfert. Les résultats ont démontré que les renforcements avaient permis d'augmenter la capacité latérale du portique, de former des rotules plastiques à la base et au sommet des colonnes et de surpasser les objectifs de renforcement qui était de doubler l'énergie de dissipation hystérésis du portique.

Ma et Xiao (1999) ont effectué une étude expérimentale sur le renforcement de colonnes circulaires ayant des chevauchements d'armature de faible longueur. Les renforcements utilisaient des chemises préfabriquées de fibres de verre et étaient appliqués dans la région de la rotule plastique. Les colonnes d'échelle 1:2 étaient sujettes à une charge axiale et à des forces latérales cycliques réversibles. Une rupture fragile a été observée dans la colonne témoin à cause de la perte d'adhérence des armatures de chevauchement. Par contre, dans le cas des colonnes renforcées, il n'y a pas eu de rupture fragile et une augmentation significative de la ductilité et de la capacité d'absorption d'énergie a été observée.

Saadatmanesh et al. (1997) ont effectué des essais, sous une charge cyclique réversible, sur des colonnes rectangulaires ayant une échelle de 1:5. La comparaison entre les colonnes témoins et renforcées a permis d'observer l'amélioration remarquable apportée

par les composites au niveau de la ductilité et de la résistance. En effet, alors que dans le cas des colonnes témoins, il y a eu une rupture d'ancrage, les colonnes ayant un renforcement comprenant plusieurs bandes de matériaux composites appliquées dans la région potentielle de la rotule plastique ont obtenu un niveau de ductilité en déplacement de 6 sans montrer de détériorations structurales. La comparaison entre des chemises rectangulaires et ovales effectuée dans cette étude n'a démontré aucune différence majeure entre ces deux types de chemise. Toutefois, puisque le nombre d'essais était limité, les auteurs recommandent d'effectuer des études additionnelles avant de conclure définitivement sur l'influence de la forme des chemises.

Plusieurs autres études ont été effectuées sur les renforcements de piles de sections circulaires et carrées pour augmenter le confinement et la résistance au cisaillement (Xiao et al. 1999; Ogata et al. 2000; Monti et al. 2001). Toutefois, en ce qui a trait aux piles de section rectangulaire de grand rapport largeur/profondeur, peu de travaux ont été effectués jusqu'à présent. Pour ce type de section, il est donc habituellement recommandé d'installer une chemise ovale autour de la pile afin d'assurer un effort de confinement latéral plus efficace. Étant donné que les chemises ovales peuvent s'avérer difficilement réalisables dans le cas de larges piles rectangulaires, il a été décidé de pousser plus loin les recherches sur les techniques de renforcement applicables aux piles de section rectangulaire.

2.6 Technique de renforcement proposée

Jusqu'à présent, il a été démontré qu'une prédisposition pour la rupture d'ancrage peut être évitée si une pression de serrage adéquate est fournie le long des barres chevauchées afin de limiter le fendage du béton. Dans le cas des nouvelles constructions, cette pression est généralement prévue lors de la conception en fournissant une quantité suffisante d'armatures transversales. Toutefois, dans le cas des constructions existantes,

un renforcement doit être effectué pour satisfaire cette exigence. Dans cette optique, le développement d'une technique de renforcement externe capable de limiter la dilatation des fissures de fendage et ne nécessitant pas de réparations importantes de la pile est souhaitable.

Dans le cadre de ce projet de recherche, un renforcement avec matériaux composites a été retenu pour effectuer le renforcement dans la zone de chevauchement des armatures. Les raisons qui font que ce type de matériau a été préféré à l'acier et au béton sont multiples. D'un point de vue pratique, les matériaux composites permettent d'augmenter la vitesse d'installation des chemises sur les piles, de diminuer la maintenance et d'améliorer la durabilité des systèmes. D'un point de vue structural, les matériaux composites sont très attrayants puisqu'ils ont un faible poids, une grande résistance en traction, un module élastique élevé en plus d'offrir un bon contact avec la colonne originale et cela pour diverses géométries.

Du point de vue de l'installation de la chemise, un avantage important de cette technique par rapport à une chemise en béton armé ou en béton renforcé de fibres est qu'elle ne nécessite pas de réparation importante et qu'elle n'augmente pas la superficie de la colonne. En effet, comme le montre la Figure 2.16, les matériaux composites peuvent être installés directement à la surface du béton suite à un nettoyage au jet de sable.

Un autre aspect non négligeable lié à l'utilisation des matériaux composites est qu'en disposant les fibres dans le sens transversal de la colonne, deux types de renforcement peuvent être effectués. Ainsi, en plus de contribuer à limiter l'ouverture des fissures de fendage dans la zone de chevauchement des armatures, les matériaux composites peuvent augmenter la résistance en cisaillement de la colonne. Dans le cadre de ce projet, l'intérêt de la chemise en matériaux composites a été porté uniquement sur sa contribution à limiter l'ouverture des fissures de fendage. Toutefois, lors d'études

ultérieures des chargements plus complexes incluant des efforts tranchants pourraient être effectués de manière à évaluer l'efficacité de la technique à renforcer en cisaillement les colonnes de ponts rectangulaires.

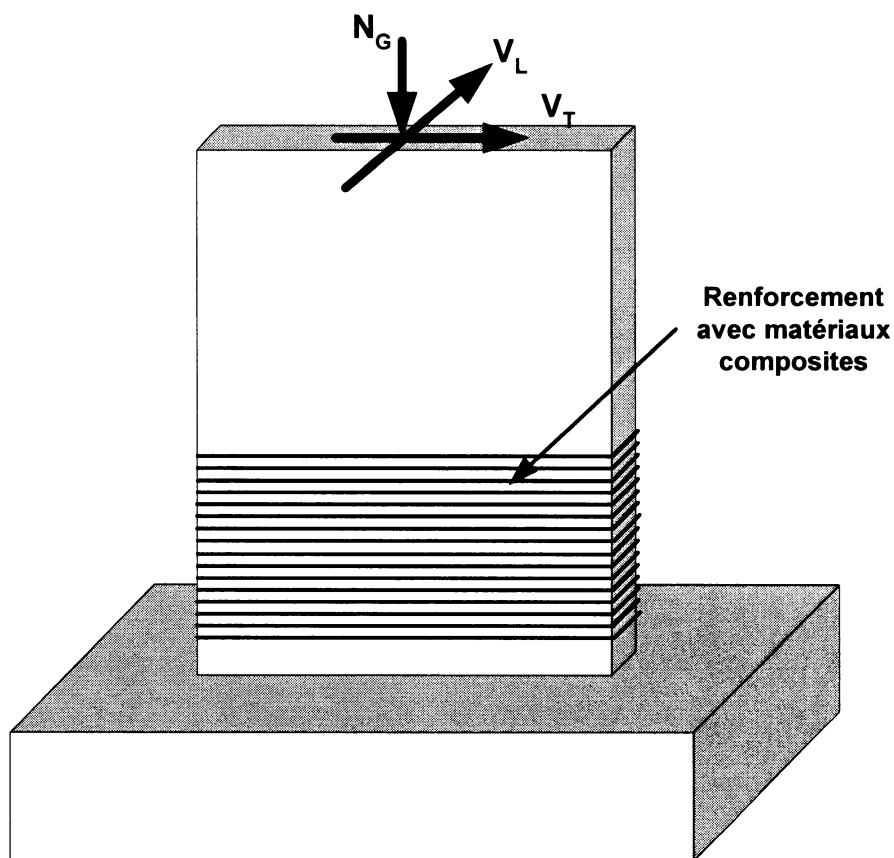


Figure 2.16 : Renforcement avec des matériaux composites.

La technique de renforcement avec matériaux composites qui est étudiée expérimentalement et analytiquement dans le cadre de ce mémoire est différente des techniques traditionnelles de chemisage puisqu'elle ne dépend pas d'un confinement latéral pour accroître la ductilité de la pile. En effet, comme le montre la Figure 2.17, le principe de la technique proposée est qu'en disposant les fibres dans le sens transversal de la pile, les matériaux composites limitent l'ouverture des fissures de fendage étant

donné leur grande rigidité en traction et ainsi empêchent le glissement des barres de chevauchement. De cette façon, les barres longitudinales peuvent développer leur pleine capacité et des rotules plastiques peuvent se former à la base des piles.

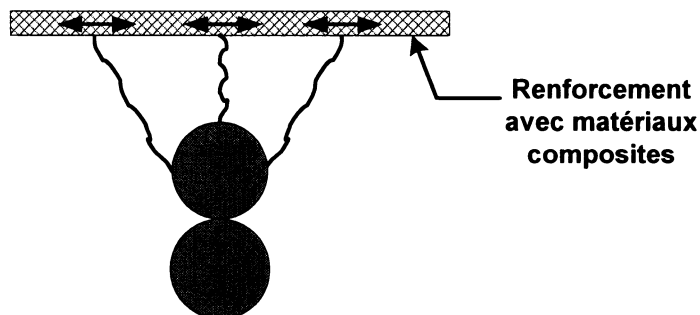


Figure 2.17 : Schéma des forces développées dans les matériaux composites.

Afin de vérifier le principe de fonctionnement de la technique de renforcement et d'évaluer son efficacité à limiter l'ouverture des fissures de fendage, deux séries d'essais ont été effectuées en laboratoire. La description et l'analyse de ces essais de même que les modèles par éléments finis développés pour étudier le renforcement de piles rectangulaires sont présentés dans les prochains chapitres.

CHAPITRE 3

ESSAIS D'ARRACHEMENT

Tel que discuté au chapitre précédent, les ruptures d'ancrage se produisent lorsque les forces de fendage dans le béton sont suffisamment grandes pour engendrer une perte totale d'adhérence entre les armatures et le béton. Afin d'étudier quels sont les paramètres qui ont une influence sur le mécanisme de rupture d'ancrage, des essais d'arrachement ont été effectués en laboratoire.

Ce chapitre présente les essais d'arrachement effectués sur des blocs de béton armé comprenant des barres d'armature chevauchées. L'organisation de ce chapitre est répartie en trois grandes sections. Dans la première section, un résumé de la revue littéraire qui a aidé au choix du programme expérimental est effectué. Dans la deuxième section, les objectifs du projet de même que la description des spécimens, du montage et de l'instrumentation choisis dans le cadre du projet sont présentés. Finalement, dans la troisième section, les observations et les résultats expérimentaux des essais d'arrachement sont illustrés et commentés.

3.1 Revue des essais d'arrachement

Le choix des dimensions des spécimens et de la technique d'essai utilisée en laboratoire ont une grande influence sur les résultats obtenus et les informations que l'on peut en retirer. Il est donc important lors de la planification des essais de prendre des décisions éclairées de manière à pouvoir répondre aux objectifs du projet. Dans cette optique, une revue des essais développés par divers chercheurs depuis le début des années 60 pour étudier l'ancrage des armatures a été effectuée et sera présentée dans cette section.

3.1.1 Essais sur des spécimens ayant de courtes longueurs d'ancrage

La majorité des essais d'arrachement a été développée pour reproduire une distribution uniforme de la contrainte d'adhérence le long des barres d'armature de manière à pouvoir obtenir facilement des relations entre la contrainte d'adhérence et le glissement des barres. Pour cette raison, des longueurs d'ancrage (l_d) inférieures ou égales à 5 fois le diamètre de la barre (d_b) sont généralement adoptées ($l_d/d_b \leq 5$).

Le premier montage utilisé pour étudier les ruptures d'arrachement est celui développé par Rehm au début des années 60 (Figure 3.1(a)). Ce montage bien qu'imparfait est souvent cité dans la littérature puisqu'il a servi de modèle de base à plusieurs chercheurs qui se sont intéressés aux mécanismes d'ancrage des armatures dans le béton. Face aux points faibles du montage de Rehm qui étaient la friction entre le spécimen cubique et la plaque de transfert ainsi que l'effet d'arc dans la région centrale près de la portion ancrée de la barre, certaines modifications ont été proposées dans les années 70. La première modification se retrouve dans le RILEM/CEM/FIP standard pull-out test développé en 1970. Dans ce montage, présenté à la Figure 3.1(b), la longueur d'ancrage a été déplacée loin de la région centrale et une bande de caoutchouc limitant la friction a été insérée entre le spécimen et la plaque de transfert. Quelques années plus tard, Losberg (Figure 3.1(c)) a proposé une autre approche où l'effet d'arc était réduit en diminuant l'excentricité de la force de réaction distribuée par rapport à l'axe de la barre en insérant une sorte d'anneau entre le spécimen et la plaque de transfert.

Ce n'est que vers la fin des années 70 que le montage original de Rehm a été réellement amélioré par Rehm et Eligehausen (Figure 3.1(d)) en adoptant des cylindres relativement allongés, où la friction et l'effet d'arc ont été significativement réduits. Par la suite, Tassios a développé un montage avec une cellule de charge spéciale qui a rendu possible

le chargement inversé grâce à l'ajout de membrures permettant de tirer et de pousser sur les armatures (Figure 3.1(e)).

Dans tous ces spécimens, seulement une portion limitée de la barre était ancrée dans le béton, les portions restantes étant quant à elles désactivées en quelque sorte par le biais de tubes de plastique, l'utilisation d'adhésif ou de minces couches de paraffine. De plus, dans ces spécimens il n'y avait pas d'armatures transversales et l'ancrage était supposé se rompre par arrachement (rupture de type cisaillement).

D'autres essais plus raffinés, mais dérivant toujours de ceux de Rehm ont été effectués par Giuriani (Figure 3.1(f)) qui a reproduit le comportement local d'une seule crénelure enfouie dans une poutre fissurée sujette à de la flexion. Les deux surfaces verticales libres représentaient des fissures de flexion alors que la surface du dessous représentait le dessous de la poutre et les retenues de la surface supérieure reproduisaient la continuité avec la région supérieure de compression. Dans ces essais, les recouvrements du dessous et des côtés étaient des variables. Comme dans les essais précédents, ceux de Giurani étaient conçus pour obtenir des ruptures d'arrachement et éviter le fendage du béton.

En ce qui a trait aux essais sur le confinement passif, les essais de Bertero et Eligehausen (Figure 3.1(g)) de même que ceux de Noghabai (Figure 3.1(h)) doivent être mentionnés. Dans le premier cas, des essais d'arrachement sur des prismes ayant une seule barre et une grande densité d'armatures transversales ont été effectués sous des charges réversibles. Dans le deuxième cas, l'action de confinement a été fournie par un tube d'acier. Les essais de Noghabai (1995) ont permis d'obtenir des courbes de la contrainte d'adhérence en fonction du glissement sous des conditions de grand confinement pour différents diamètres de barre. Dans les deux types d'essais, des mesures étaient prises pour éviter le fendage du béton et assurer une rupture par arrachement.

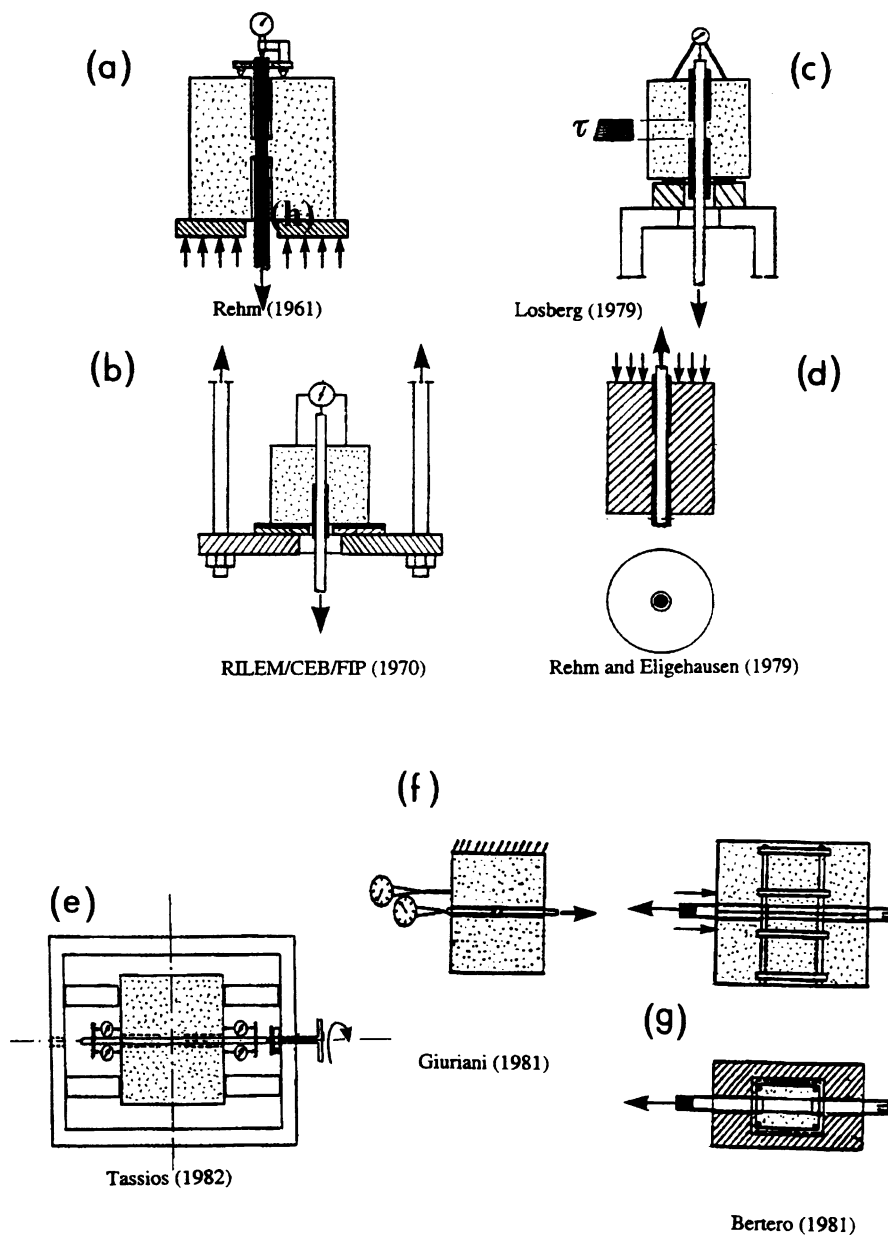
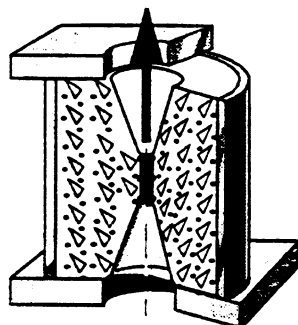


Figure 3.1 : Exemples d'essai d'arrachement sur de courtes longueurs d'ancrage :
 (a) Rehm, 1961; (b) RILEM/CEB/FIP, 1970; (c) Losberg, 1979; (d) Rehm et Eligehausen, 1979; (e) Tassios, 1982; (f) Giuriani, 1981; (g) Bertero et Eligehausen, 1981.



(h)

Figure 3.1 : Exemples d'essai d'arrachement sur de courtes longueurs d'ancrage (suite): (h) Noghabai 1995.

Pour ce qui est de l'étude de l'interaction entre l'adhérence et le fendage, des essais plus variés les uns des autres ont été développés compte tenu du plus grand nombre de paramètres qui entrent en ligne de compte. Sachant que les fissures de fendage jouent un rôle fondamental dans la réduction de la contrainte d'adhérence et de la rigidité, des spécimens non fissurés ont souvent été utilisés pour étudier d'une part la dégradation de l'adhérence durant le processus de fendage et d'autre part les effets favorables d'un confinement latéral. Par contre, pour étudier le comportement suite au fendage du béton, des spécimens pré-fissurés ont souvent été utilisés de manière à assurer que le fendage n'avait pas été causé par d'autres facteurs que le chargement, comme par exemple la corrosion ou le retrait du béton.

Évidemment, le principal défi lors de l'étude des effets du fendage sur l'adhérence est de savoir comment séparer la composante de cisaillement, responsable des contraintes d'adhérence le long de la barre, de la composante normale provenant de la pression radiale.

Une façon simple et efficace d'obtenir des données de base sur le fendage a été développée par Tepfers et Olsson (1992). Dans cette méthode, la composante de cisaillement des forces d'adhérence est balancée par la réaction transmise par la bande de téflon située très proche de l'extrémité chargée de la barre alors que la composante radiale est résistée par la contrainte de confinement du béton avant le fendage et par l'anneau d'acier une fois que le béton est fissuré. L'anneau d'acier est instrumenté dans la direction transversale et fait partie intégrante du spécimen, comme le montre la Figure 3.2. Cet essai est bien approprié pour obtenir les tendances du fendage de différents types de béton et de patrons de crénelures sur les barres. Toutefois, les forces de fendage locales peuvent difficilement être quantifiées à partir de cet essai puisque seulement une moyenne des déformations loin de la surface ancrée sont mesurées par le biais de l'anneau d'acier.

Malvar (1992) a quant à lui effectué des essais plus élaborés sur des cylindres de béton afin d'étudier l'évolution du fendage, avec et sans confinement passif ou actif (Figure 3.3). Lors de ces essais, les spécimens étaient chargés jusqu'à la perte totale d'ancrage à l'aide d'un montage innovateur constitué d'une chemise en acier fendu qui entourait le spécimen de béton armé et confinait activement ce dernier par le biais d'un vérin hydraulique. Ce montage a permis à Malvar d'établir des courbes contrainte-glissement pour différents niveaux de confinement.

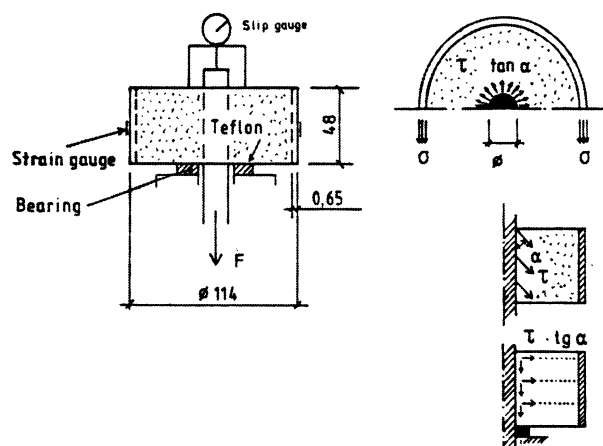


Figure 3.2 : Montage de Tepfers et Olsson (1992) pour les essais de ruptures par fendage.

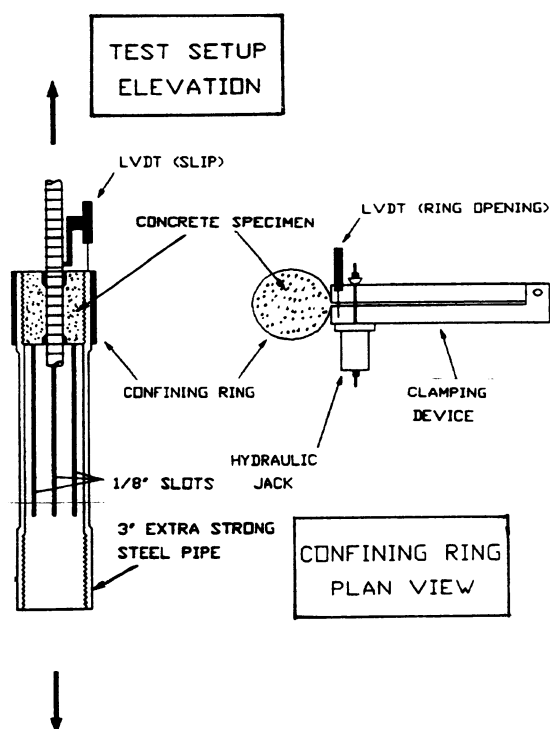


Figure 3.3 : Montage de Malvar (1992) pour les essais de ruptures par fendage.

Une approche complètement différente a été adoptée par Gambarova et al. (1989) qui ont fait des essais sur des spécimens de béton pré-fissurés avec et sans armatures transversales (Figure 3.4). Pour ces spécimens, la fissure de fendage artificielle était obtenue en insérant un séparateur dans le coffrage le long de la barre avant la coulée de béton. Les essais étaient effectués en forçant l'ouverture de la fissure à demeurer constante durant toute la période de chargement de l'essai. Ces essais ont permis d'obtenir des courbes de l'adhérence et du confinement en fonction du glissement de la barre de même que des relations entre l'adhérence et le confinement.

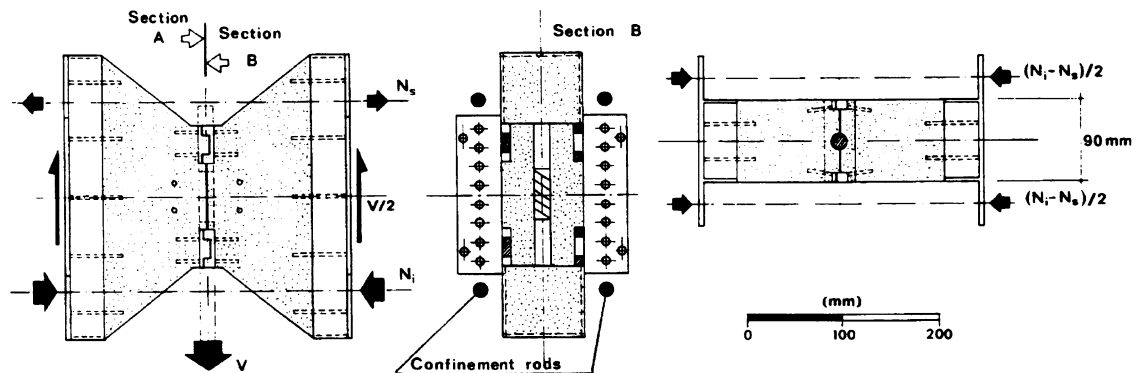


Figure 3.4: Montage de Gambarova et al. (1989) pour les essais sur les spécimens pré-fissurés.

3.1.2 Essais sur des spécimens avec de grandes longueurs d'ancrage

Les essais sur de courtes longueurs d'ancrage sont souvent nécessaires lorsque l'objectif est d'étudier la relation entre la contrainte d'adhérence et le glissement puisque dans un tel contexte, il est préférable que la contrainte d'adhérence et le glissement soient aussi uniformément distribués que possible. Toutefois, en utilisant de courtes longueurs

d'ancrage, les relations ne représentent qu'une loi locale entre l'adhérence et le glissement et ne donnent pas une vision globale du mécanisme d'ancrage des armatures. Ainsi, pour fournir de l'information sur la distribution de la contrainte d'adhérence le long d'une seule barre ou de barres chevauchées de même que pour obtenir une référence plus proche de la réalité pour la modélisation par éléments finis, des essais sur des longueurs d'ancrage plus longues sont nécessaires.

De manière à évaluer la distribution des déformations et de la contrainte d'adhérence le long de la longueur d'ancrage des armatures, la technique la plus répandue consiste à instrumenter intérieurement les armatures avec plusieurs jauges électriques (Houde 1973, Kankam 1997). Cette approche évite la dégradation de l'adhérence autour de la surface des barres, comme c'est le cas avec des jauges posées en surface. Cette technique a connu un développement considérable avec les travaux de Scott et al. (1996) qui ont rendu possible l'instrumentation de barres variant entre 6 et 32 mm de diamètres avec une centaine de jauges.

En ce qui a trait aux études sur le fendage de spécimens ayant des longueurs d'ancrage relativement longues, on peut citer les travaux de Plizzari et al. (1998). L'aspect innovateur de leur montage, montré à la Figure 3.5, a été de venir contrebalancer la force d'arrachement qui agit sur le spécimen par deux blocs de réaction qui permettaient à la fissure principale de s'ouvrir. Dans leur étude, le comportement de longueurs d'ancrage relativement longues ($l_d/d_b = 9$) a été étudié par le biais de spécimens comprenant une ou deux barres d'armature enfouies dans des blocs de béton d'une certaine épaisseur dont certains étaient pré-fissurés dans le plan des barres et renforcés transversalement par trois séries d'étrier. Les objectifs de ces essais étaient premièrement d'obtenir des informations au sujet de l'évolution du processus de fendage dans le cas d'ancrage relativement long sujet ou non à un confinement passif, deuxièmement d'établir l'action

de confinement induit par la cohésion de la fissure et troisièmement de clarifier l'influence de la contrainte d'adhérence sur la quantité d'étrier.

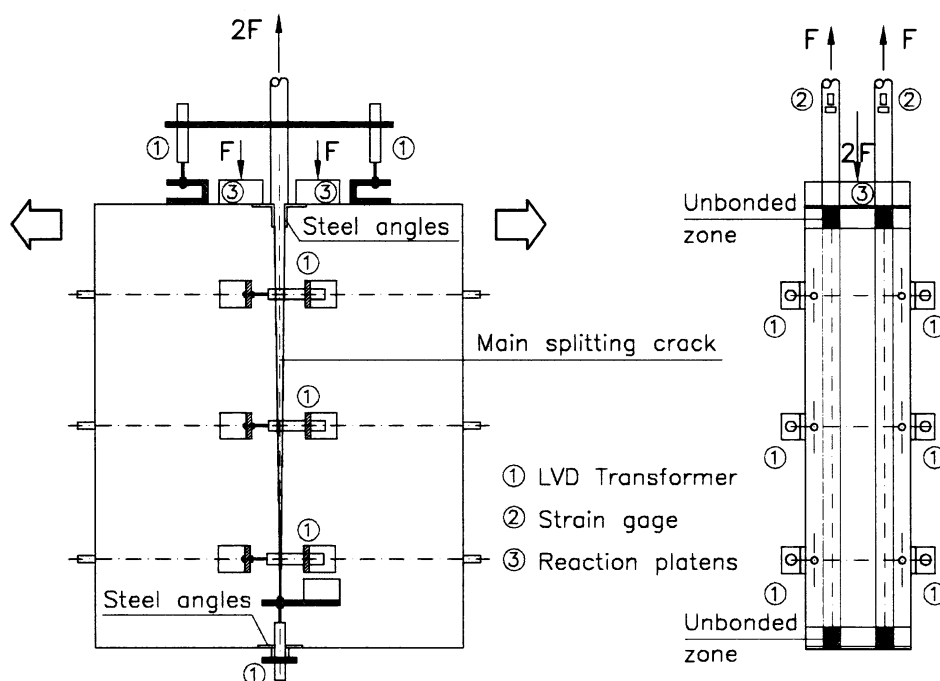


Figure 3.5 : Montage des essais d'arrachement sur des ancrages relativement long ($l_d/d_b = 9$) (Plizzari et al. 1998).

Quant aux travaux sur le fendage de spécimen ayant des armatures chevauchées, ceux de Cairns et al. (1994, 1996a, 1996b) ont apporté plusieurs informations intéressantes. Ces derniers ont effectué des essais sur des spécimens ayant deux paires de barres chevauchées sur une longueur correspondant à 20 fois le diamètre de la barre (Figure 3.6). Lors des essais, une force était appliquée perpendiculairement au plan de fissuration par des vérins hydrauliques de manière à augmenter le confinement sur les barres chevauchées. Les apports importants de leurs travaux ont été d'établir de nouvelles formes de relations pour relier l'adhérence des barres aux contraintes radiales et de donner des hypothèses concernant la distribution des forces de fendage autour des

armatures chevauchées. Ces hypothèses seront décrites plus en détails au chapitre 5 de ce mémoire et seront utilisées pour la modélisation par éléments finis.

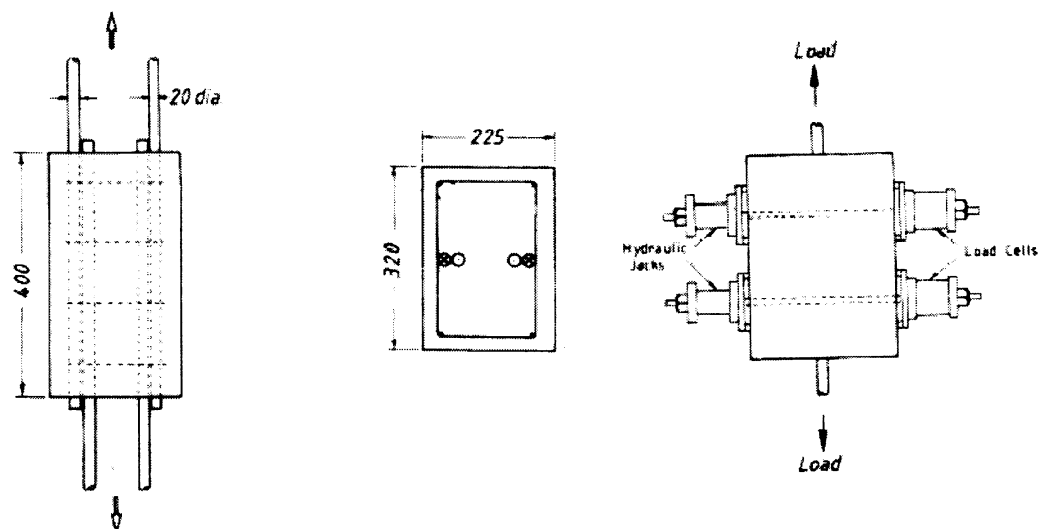


Figure 3.6 :Spécimen utilisé par Cairns et al. (1996a, 1996b).

3.2 Programme expérimental

Comme on vient de le voir dans la section précédente, il y a un nombre considérable de montages et de spécimens qui ont été développés pour les essais d'arrachement au cours des trente dernières années. Cependant, l'intérêt de ces travaux a porté sur des longueurs d'ancrage inférieure à 10 fois le diamètre de la barre d'armature et très peu d'essais n'ont été développés pour des longueurs d'ancrage ou de chevauchement près de la réalité ($l_d/d_b > 20$). Il a donc fallu dans le cadre du projet mettre au point une nouvelle technique pour répondre à nos objectifs.

3.2.1 Objectifs des essais d'arrachement

Lors de la planification du programme expérimental, les essais d'arrachement sur des spécimens ayant de grandes longueurs de chevauchement ont été retenus pour répondre à trois principaux objectifs. Le premier objectif était de mesurer l'efficacité locale des matériaux composites à restreindre l'ouverture des fissures. Le deuxième objectif était de mesurer la longueur d'ancrage requise de part et d'autre des barres chevauchées. Le troisième objectif était d'aider à l'interprétation des essais de flexion sur des poutres qui seront présentés au chapitre 4.

Les principaux paramètres d'étude qui ont retenu notre attention sont présentés au Tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Paramètres d'étude des essais d'arrachement.

Paramètres quantitatifs	Paramètres qualitatifs
Distribution des contraintes le long de l'ancrage des barres	Patron de fissuration le long des barres de chevauchement
Ouvertures des fissures de fendage en fonction des efforts dans les barres	Ampleur des dommages et de la délamination du béton lors des ruptures d'ancrage
Efforts dans les matériaux composites	Adhérence entre les matériaux composites et le béton
Glissement des barres d'armature	

3.2.2 Choix des spécimens

Les deux principaux paramètres qui ont influencé le choix des dimensions des spécimens sont la longueur de chevauchement des armatures et la longueur d'ancrage des matériaux composites.

Pour fixer la longueur de chevauchement, il a été décidé de se référer aux codes en vigueur dans les années 70. Ainsi, la longueur de chevauchement des barres d'armature No 25 utilisée dans les essais de ce mémoire a été fixée à 600 mm, soit 24 fois le diamètre de la barre longitudinale. Cette longueur de chevauchement correspond à la longueur minimale permise dans le Code Canadien des ponts routiers CSA/S6-66 (CSA, 1966) et à un peu moins de 40 % des longueurs requises dans le Code Canadien des ponts routiers actuel CSA/S6-00 (CSA, 2000). Pour ce qui est de l'ancrage des matériaux composites, étant donné que la combinaison des produits utilisés pour les essais était relativement nouvelle, aucune donnée n'était disponible à ce sujet. Il a donc été décidé de faire un choix conservateur et d'utiliser des spécimens suffisamment larges qui assurent un ancrage adéquat tout en utilisant qu'une seule face de manière à éviter un confinement.

Pour les essais d'arrachement, quatre spécimens en béton armé de 1000 mm x 700 mm x 200 mm ont été fabriqués en laboratoire. À l'intérieur de ces spécimens de béton, deux barres d'armature No 25 de 1400 mm de long ont été chevauchées au centre des spécimens sur une longueur de 600 mm. Comme on peut le voir sur la Figure 3.7, à la limite des longueurs de chevauchement, des conduits en plastique de 50 mm de long ont été mis en place autour des barres d'armature pour éviter une rupture prématurée en cône du béton dans ces zones lors de l'essai de traction.

De manière à représenter de façon plus adéquate la face d'une colonne ayant plusieurs barres d'armature, des barres adjacentes parallèles à celles chevauchées ont été ajoutées à 150 mm de chaque côté de ces dernières. Les barres adjacentes de même que la barre de chevauchement supérieure ont toutes été positionnées sous des étriers No 10 espacés de 300 mm et ayant un recouvrement de béton de 25 mm.

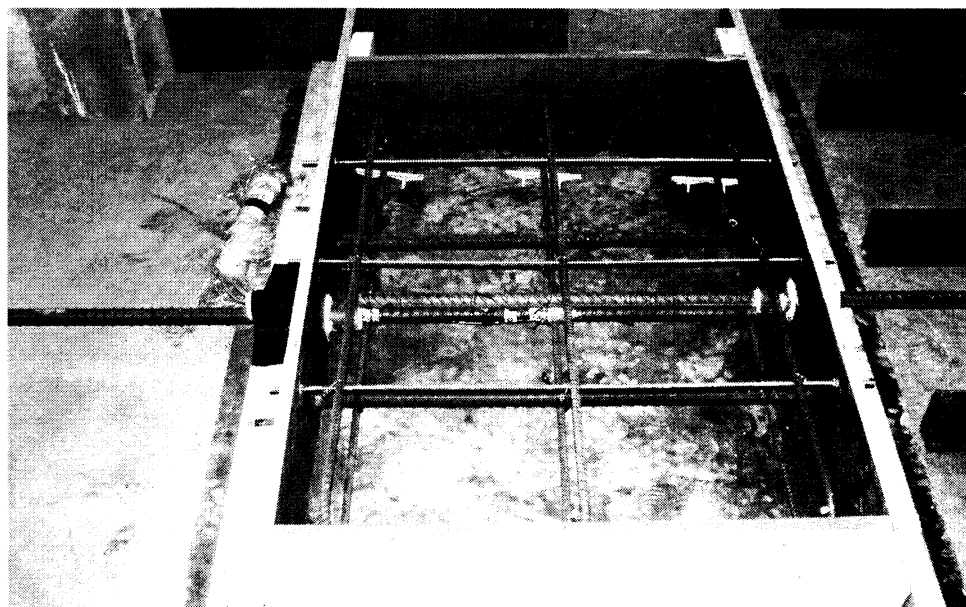


Figure 3.7 : Photo de l'armature d'un spécimen.

Les spécimens ont été fabriqués le 19 février 2003 dans le laboratoire de Structures de l'École Polytechnique de Montréal. Ils ont été décoffrés 5 jours plus tard et soumis à une cure humide pendant 1 semaine. Par la suite, de manière à préparer la surface pour le collage éventuel des composites, un nettoyage au jet de sable de la surface supérieure des spécimens a été effectué par un entrepreneur. De plus, pour éviter que le composite soit ancré sur toute la largeur de 1000 mm, des traits de scie de 15 mm de profondeur simulant des fissures de fendage ont été effectués au-dessus des deux barres adjacentes aux barres chevauchées, comme le montre les Figures 3.8 et 3.9.

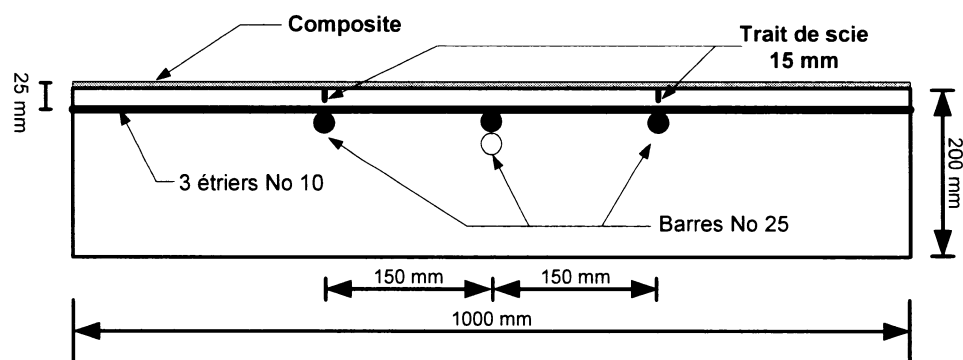


Figure 3.8 : Coupe transversale du spécimen.

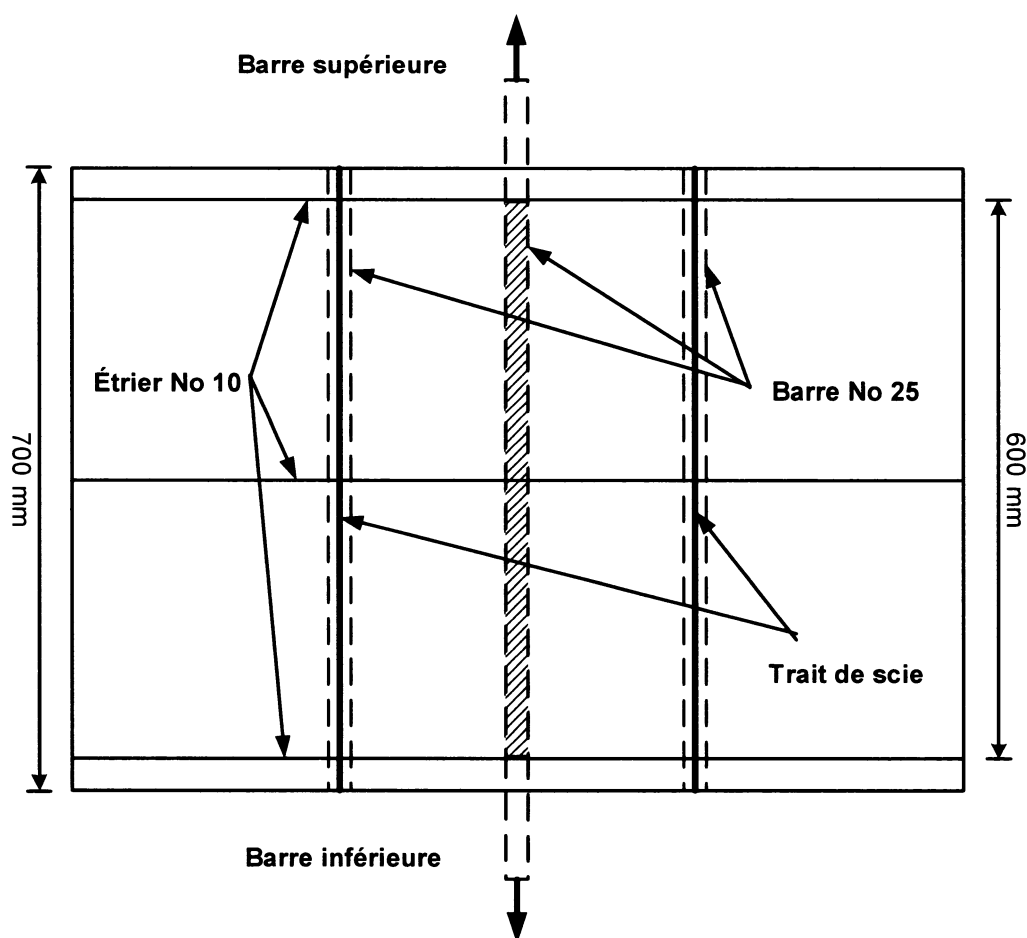


Figure 3.9 : Vue de dessus du spécimen.

Lors de la planification du programme expérimental, les quatre spécimens avaient été fabriqués avec l'intention d'en utiliser un comme spécimen témoin et trois comme spécimens renforcés où différentes épaisseurs de matériaux composites seraient comparées. Toutefois, lors des premiers essais il a été observé que les spécimens étaient beaucoup plus résistants que prévu ce qui fait que des modifications ont dûes être apportées au programme expérimental. Ainsi, au lieu d'effectuer une seule série d'essai où le paramètre d'étude aurait été l'épaisseur du renforcement comme prévu, deux séries d'essais ont été effectuées. Ces deux séries d'essais seront identifiées dans ce mémoire comme étant sans et avec fissures de flexion.

Pour chacune de ces séries, un spécimen témoin et un spécimen renforcé ont été étudiés. Le système d'identification utilisé dans ce mémoire est présenté au Tableau 3.2. Tous les spécimens ont été testés en utilisant le même montage expérimental. Les modifications apportées lors de la deuxième série ont été effectuées uniquement sur les spécimens et seront décrites en détails à la section 3.4.1.

Tableau 3.2 : Spécimens soumis à des essais d'arrachement.

	Type de spécimen	Identification
Spécimens sans fissure de flexion	Spécimen témoin	D-0
	Spécimen renforcé	D-C1
Spécimens avec une fissure de flexion	Spécimen témoin	DF-0
	Spécimen renforcé	DF-C1

3.2.3 Montage et procédure des essais de traction

Le montage qui a été utilisé pour les essais est montré à la Figure 3.10. Dans ce montage, la barre supérieure de chevauchement était reliée au vérin par l'entremise de HSS et de tiges filetées alors que la barre inférieure était fixée à une colonne de sorte qu'aucun effort de compression n'était appliqué sur le spécimen. Durant les essais, le bloc était libre de se déplacer horizontalement grâce à des rouleaux installés sous le spécimen alors que les déplacements verticaux étaient empêchés à l'extrémité libre de la barre supérieure par un système de retenue (Figure 3.11). La force de traction dans les barres était contrôlée à l'aide d'un vérin relié à un système d'acquisition de données. Le chargement a été réalisé par incréments de charge de 5 kN et des lectures électroniques ont été prises à chaque incrément jusqu'à la rupture. Dans le cas des spécimens témoins, les lectures avec les plots Demec ont été notées à des intervalles de 10 kN au début, puis à des intervalles plus rapprochés vers la fin de l'essai.

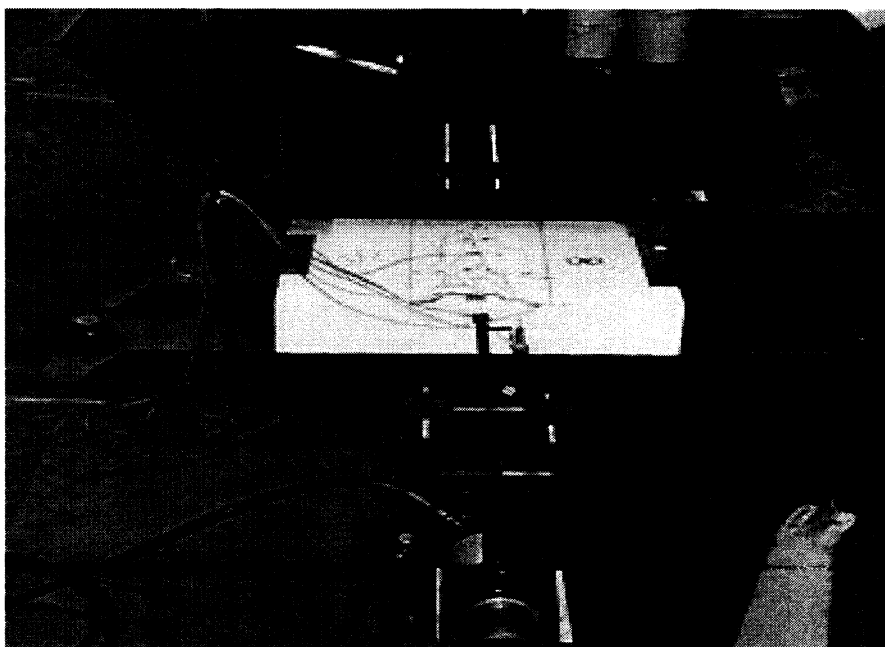


Figure 3.10 : Photo du montage pour les essais d'arrachement.

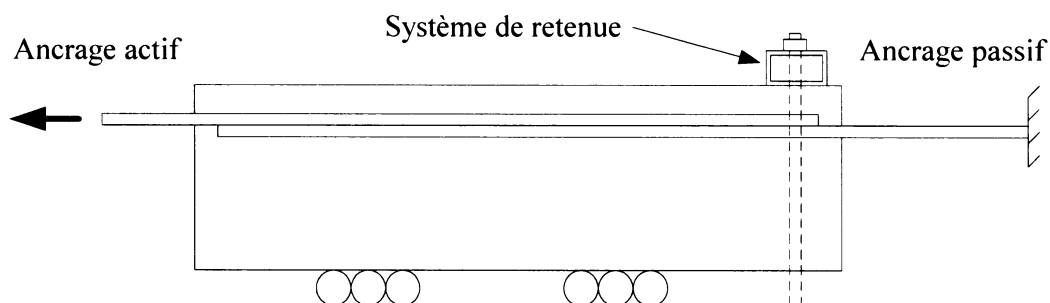


Figure 3.11 : Représentation du montage pour les essais d'arrachement.

3.2.4 Propriétés des matériaux

Les propriétés du béton utilisé pour les quatre spécimens ont été évaluées à partir d'essais sur 5 cylindres de béton. Deux types d'essais ont été effectués soit l'essai de compression, pour obtenir la résistance en compression du béton (f'_c), et l'essai de module, pour obtenir le module d'Young (E) et le coefficient de Poisson (ν). En effectuant la moyenne des résultats obtenus sur les cylindres de béton, les propriétés suivantes ont été déterminées:

$$E_c = 30\,324 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 34 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0.22$$

Les barres d'armature No 25 et No 10 utilisées étaient de grade 400 W. La courbe contrainte-déformation d'une barre No 25 est représentée à la Figure 3.12. Cette courbe a été obtenue à partir de deux essais de traction sur des barres No 25. Dans le premier essai, la barre a été réduite à un diamètre de 21.6 mm sur une section de 50.8 mm et deux jauges diamétralement opposées ont été installées dans cette section de manière à

obtenir le comportement élastique de l'acier. Dans le deuxième essai, aucune réduction de section n'a été effectuée et des lectures d'allongement sur une longueur initiale de 203 mm ont été prises à partir de pointes sèches ce qui a permis de définir la partie de la courbe contrainte-déformation correspondant aux déformations plastiques. Les propriétés déterminées à partir de ces courbes et utilisées pour les calculs sont les suivantes :

$$E_s = 208\,000 \text{ MPa}$$

$$f_y = 488 \text{ MPa}$$

$$f_u = 670 \text{ MPa}$$

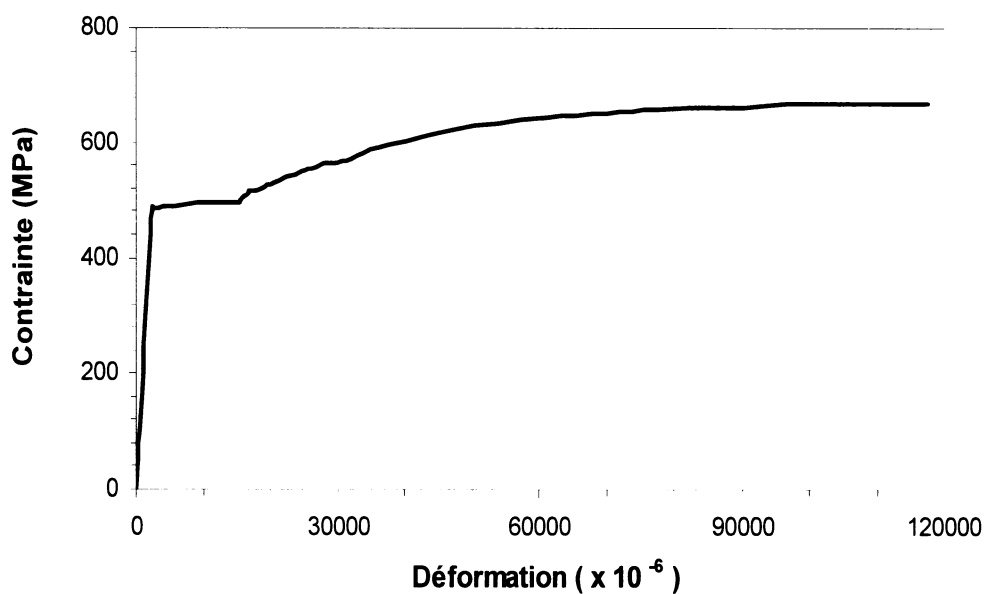


Figure 3.12 : Courbe contrainte-déformation d'une barre M-25.

3.2.5 Renforcement

Le tissu de fibres de carbone SikaWrap Hex 103C de la compagnie Sika Canada a été utilisé pour renforcer les spécimens. Ce tissu de fibres unidirectionnelles possède une résistance de 717 MPa et un module élastique de 65 087 MPa lorsqu'il est mûri et imprégné avec la résine Sikadur Hex 300. Pour les renforcements, une seule couche de 640 mm par 800 mm a été installée sur les spécimens en disposant les fibres dans le sens transversal, comme le montre la Figure 3.13. Deux résines ont été utilisées pour poser le composite. La résine Sikadur-330 a été utilisée comme couche d'apprêt alors que la résine Sikadur Hex 300 a été utilisée comme résine d'imprégnation.

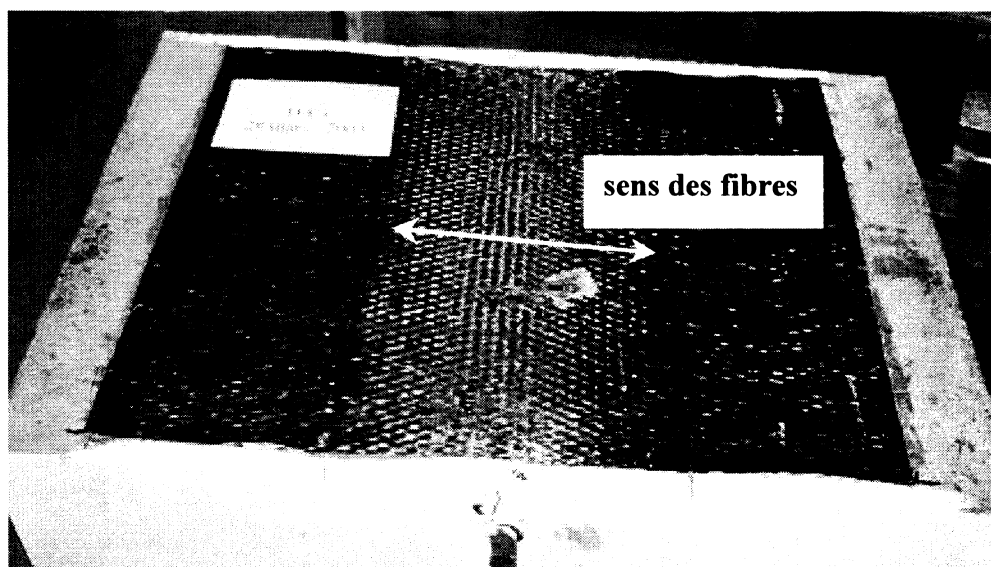


Figure 3.13 : Photo d'un spécimen avec matériaux composites.

L'installation des matériaux composites a été effectuée en suivant les directives du fournisseur. Ainsi, la résine Sikadur-330 sous forme de pâte a été posée sur la surface de béton à l'aide d'une truelle à raison de 1 kg/m². La résine Sikadur Hex 300 a pour sa part été imprégnée manuellement dans le tissu de fibres de carbone à l'aide d'un rouleau à peindre avant que ce dernier soit appliqué sur le béton. L'imprégnation du Sikadur Hex

300 a été effectuée des deux côtés du tissu à raison de 0.366 kg/m^2 . Suite à la pose des composites, les spécimens ont été entreposés à la température ambiante durant un minimum de 7 jours avant les essais.

3.2.6 Instrumentation

L'instrumentation qui a été installée pour les essais de traction est constituée de jauges électriques, de points de repères mécaniques et de capteurs de déplacement de type "LVDT" (Figure 3.14). Pour chacun des spécimens, des jauges électriques diamétralement opposées ont été installées sur la barre de chevauchement supérieure à 300 mm et 600 mm à partir de l'extrémité libre de cette dernière (Figure 3.15). Les capteurs de déplacement ont pour leur part été installés sur les barres d'armature à leur sortie du béton. Dans le cas des spécimens non fissuré (D-0 et D-C1), un seul capteur a été installé pour lire le déplacement de la barre. Par contre, dans le cas des spécimens fissurés (DF-0 et DF-C1) deux capteurs de déplacement ont été installés sur chaque barre de manière à pouvoir éliminer la flexion dans les barres, comme le montre la Figure 3.14.

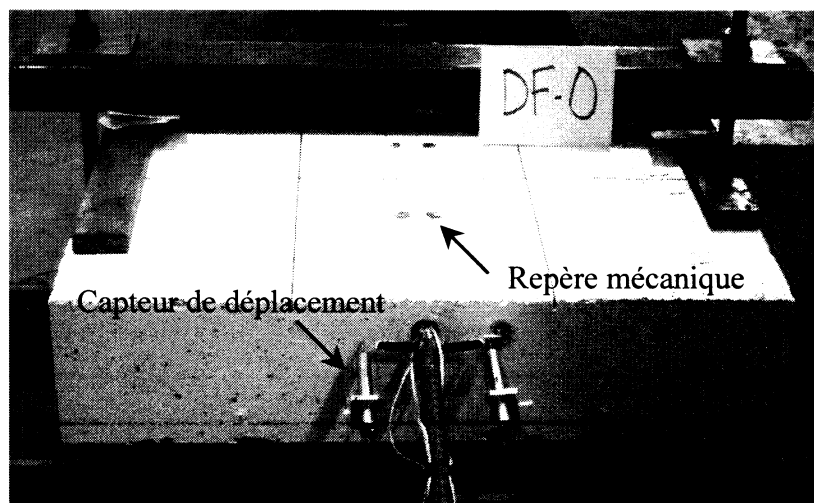


Figure 3.14 : Position des LVDT et des repères mécaniques.

Dans le cas des spécimens non renforcés, deux séries de repères mécaniques ont été installées sur la face supérieure de la dalle de béton de manière à suivre l'ouverture des fissures de fendage. Ces repères mécaniques, espacés de 50.8 mm, ont été installés au-dessus des barres chevauchées (Figure 3.15).

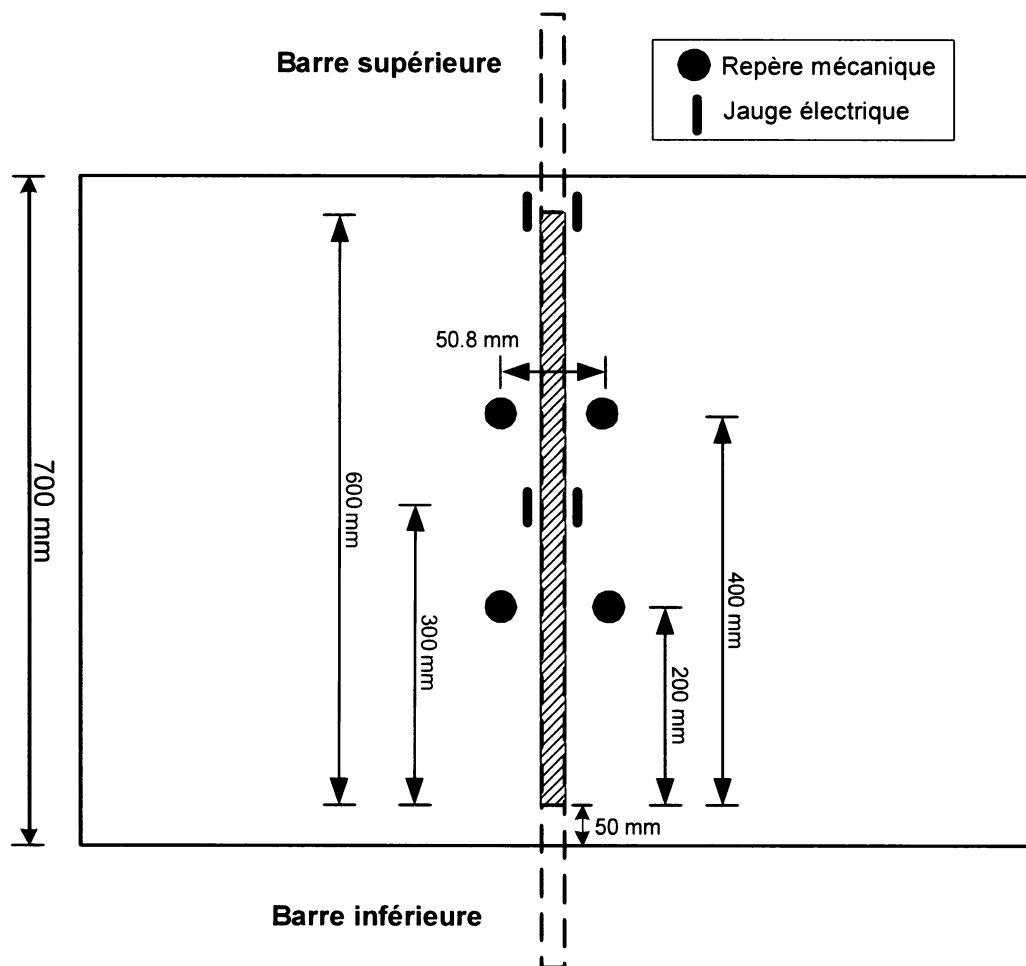


Figure 3.15 : Positions des jauges et des repères mécaniques.

Pour les spécimens renforcés, des jauges électriques ont été posées sur les matériaux composites dans le sens des fibres afin de mesurer les déformations subies dans le composite dues aux efforts de fissuration et d'éclatement du béton. Tout comme dans le cas des repères mécaniques, certaines jauges ont été installées au-dessus des barres de

chevauchement. Toutefois, puisqu'il est également intéressant de suivre les déformations dans le composite en fonction de la distance par rapport aux barres chevauchées, d'autres jauges ont également été posées selon l'axe transversal des spécimens.

Dans le cas du spécimen D-C1, les jauges ont été posées à 200 mm et 400 mm de l'extrémité libre de la barre supérieure chevauchée suivant l'axe longitudinal des spécimens alors que dans le sens transversal, les jauges ont été posées au centre des barres chevauchées de même qu'à 40 mm et 80 mm du côté droit de ces dernières (Figure 3.16).

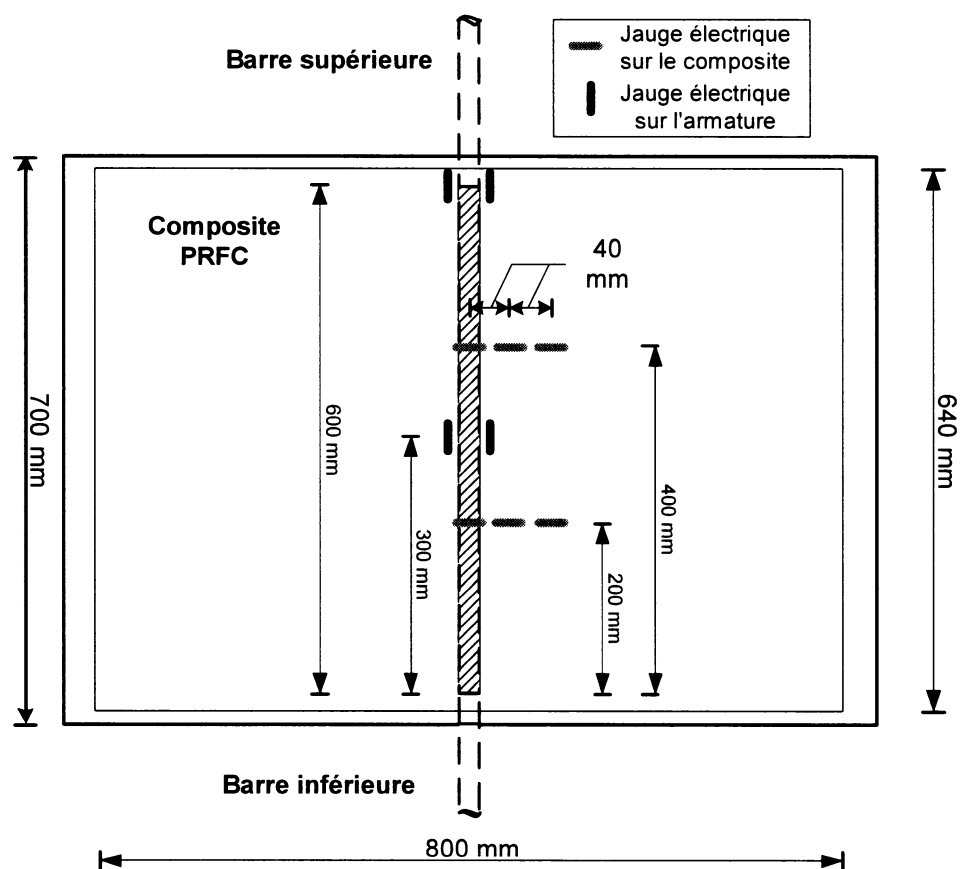


Figure 3.16 : Position des jauges sur le spécimen D-C1.

Dans le cas du spécimen DF-C1, un plus grand nombre de jauges ont été installées (Figure 3.17). Au-dessus de l'axe des barres chevauchées, 4 jauges ont été installées à des distances variant entre 195 mm et 495 mm de l'extrémité libre de la barre supérieure. Selon l'axe transversal des spécimens, deux séries de jauges ont été posées à 50 mm et 100 mm de chaque côté des barres chevauchées.

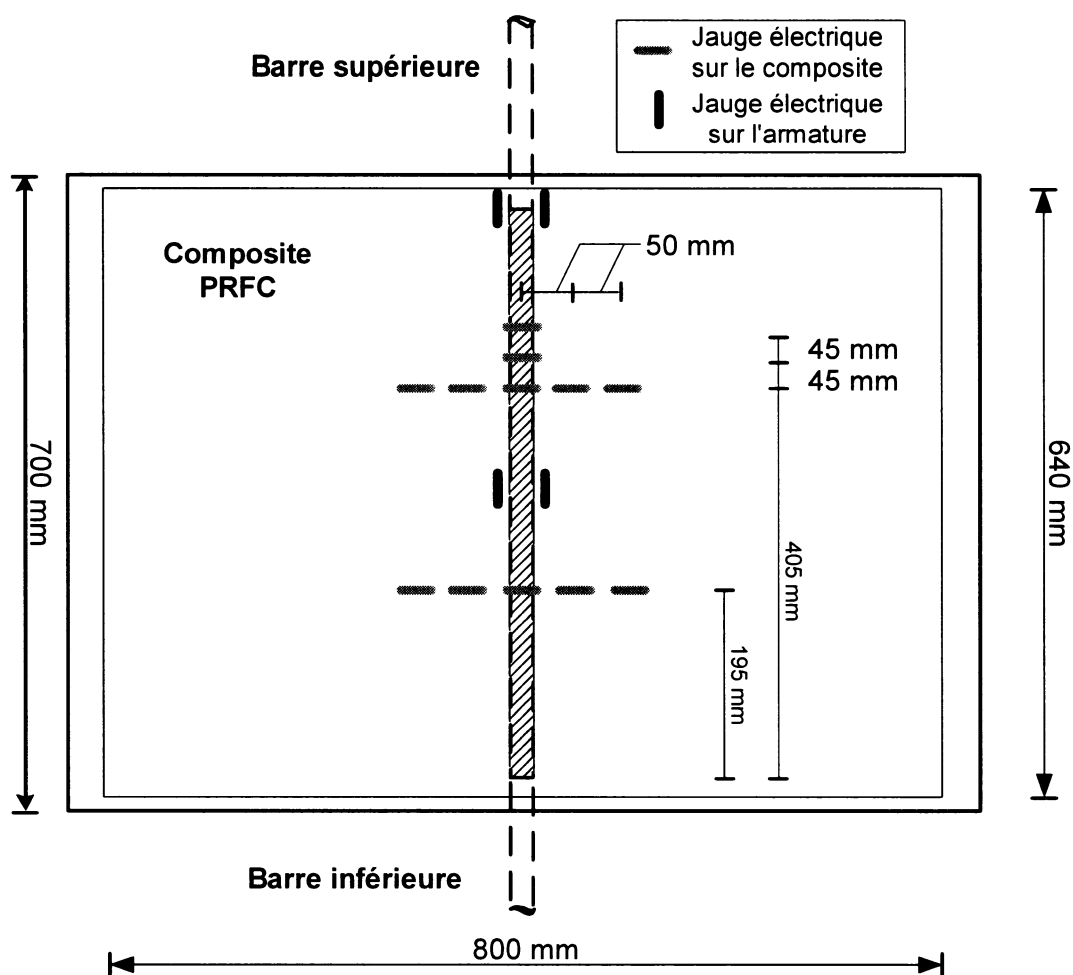


Figure 3.17 : Position des jauges sur le spécimen DF-C1.

3.3 Résultats de la première série d'essais

3.3.1 Mode de rupture

Tel que discuté précédemment, on peut souligner que la résistance des spécimens témoin et renforcé non fissuré a été au-delà de celle qui avait été estimée au départ. En effet, bien que la longueur de chevauchement des armatures utilisées dans ces essais ait été de beaucoup inférieure à celle qui est prescrite dans le code canadien actuel, les spécimens ont été en mesure de résister à une très grande charge de traction. Le tableau 3.3 présente un résumé du comportement global des spécimens.

Tableau 3.3 : Résultats sommaires des essais de la première série.

	Bloc témoin D-0	Bloc renforcé D-C1
Contrainte à la rupture	663 MPa	690 MPa
Micro-déformations à la rupture	300 mm : 1 681 600 mm : 87 500	300 mm : 1 395 600 mm : 117 500
Mode de rupture	Rupture d'ancrage	Rupture de la barre

Les photos des spécimens à la rupture sont montrées aux Figures 3.18 et 3.19. Dans le cas du spécimen témoin, il y a eu rupture d'ancrage à la contrainte de 663 MPa, suite à la perte d'adhérence complète entre les barres de chevauchement et le béton environnant. Par contre, dans le cas du spécimen renforcé, l'adhérence entre les barres d'armature et le béton a pu être maintenue tout au long de l'essai ce qui fait qu'il n'y pas eu rupture d'ancrage, mais plutôt rupture de la barre supérieure à 600 mm où la section avait été réduite pour poser les jauges (Figure 3.19).

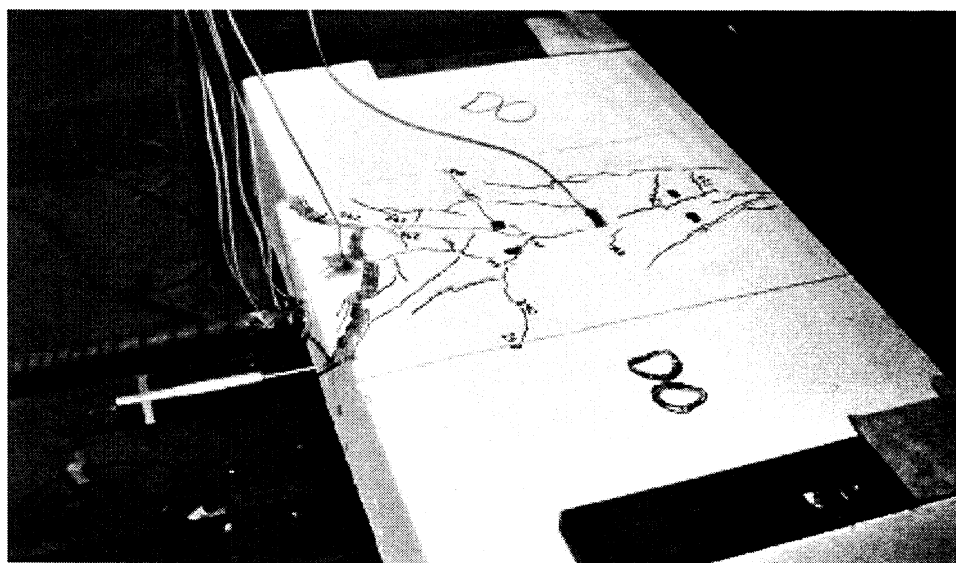


Figure 3.18: Rupture d'ancrage du spécimen témoin D-0.

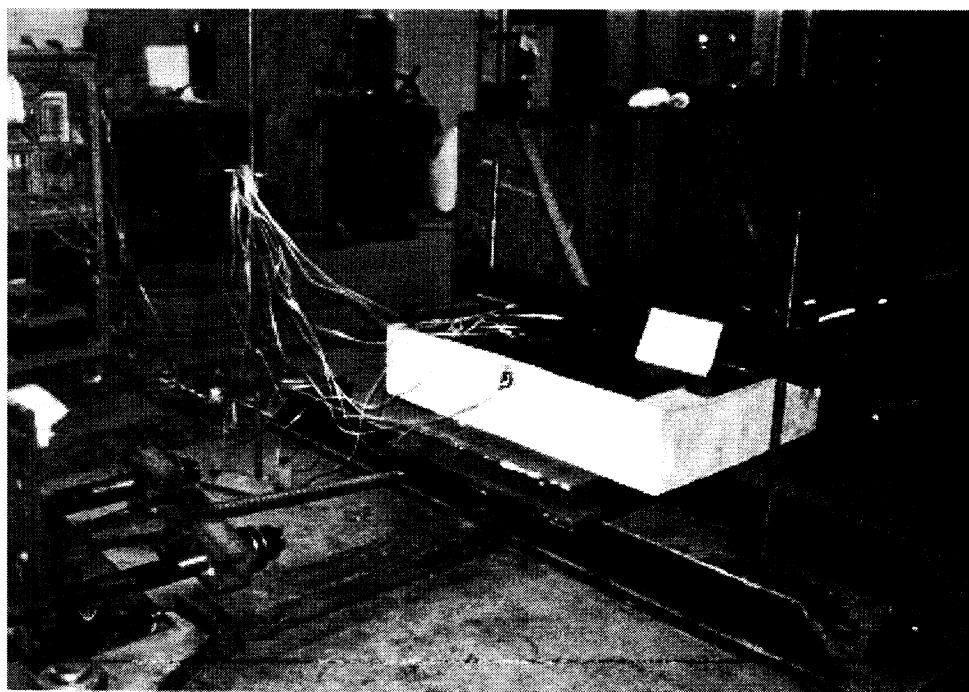


Figure 3.19 : Rupture de la barre d'armature à 600 mm spécimen D-C1.

3.3.2 Déformation des aciers d'armature

Les lectures de déformations sur la barre d'armature supérieure ont été prises à l'aide des jauges de déformations électriques positionnées à 300 mm et 600 mm le long de la barre d'armature supérieure. Étant donné que pour la pose des jauges, l'aire des sections avait été réduite, l'aire réelle de l'armature a été calculée pour ces sections et utilisée pour les analyses. Les résultats des essais seront donc présentés en fonction de la contrainte dans la barre au lieu de la force appliquée de manière à tenir compte de la réduction de l'aire des armatures.

Dans le cas des jauges positionnées à 300 mm, des lectures ont pu être lues tout au long des essais. Par contre, dans le cas des jauges à 600 mm il n'a pas été possible d'obtenir la courbe contrainte-déformation complète à cause de la perte de fiabilité des jauges suite à de grandes déformations. Ainsi, de manière à évaluer les déformations qui auraient été obtenues tout au long de l'essai à 600 mm dans les barres d'armature, une extrapolation jusqu'à la contrainte de rupture de chacun des spécimens a été effectuée en utilisant la courbe de l'acier présentée à la Figure 3.12. Les courbes présentées aux Figures 3.20 et 3.21, montre les déformations mesurées et extrapolées des lectures des jauges à 600 mm. À partir de ces graphiques il a été estimé que les déformations moyennes à 600 mm ont atteint 87 500 micro-déformations dans le cas du spécimen témoin et 117 500 micro-déformations dans le cas du spécimen renforcé.

Les courbes contraintes-déformations moyennes de l'acier à 300 mm pour le spécimen témoin et renforcé sont présentées à la Figure 3.22. En comparant les déformations des deux spécimens, on remarque que pour une même contrainte les déformations sur le spécimen témoin sont supérieures à celles du spécimen renforcé. Cette observation est intéressante puisqu'elle indique que la technique de renforcement avec matériaux composites aide à réduire la longueur d'ancrage des armatures dans le béton.

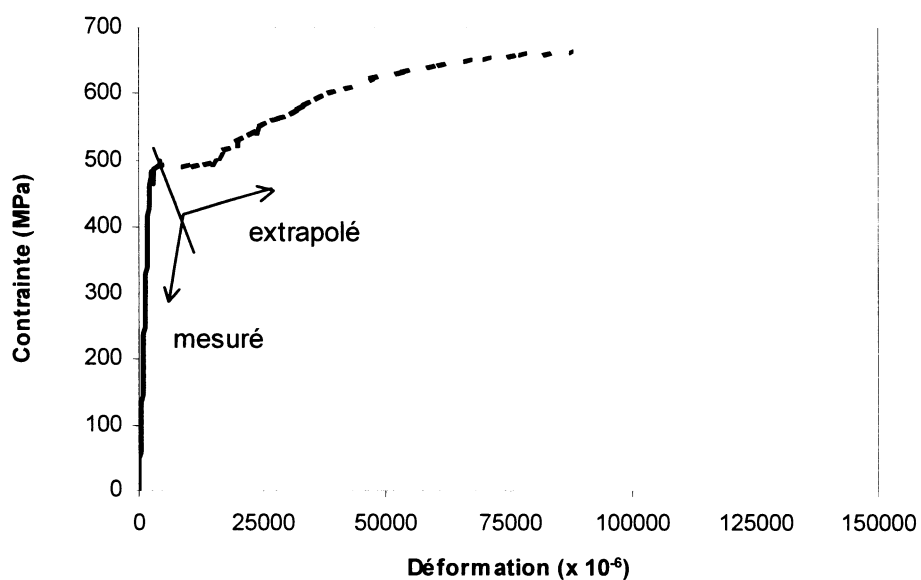


Figure 3.20 : Courbe contrainte-déformation de l'acier à 600 mm spécimen D-0.

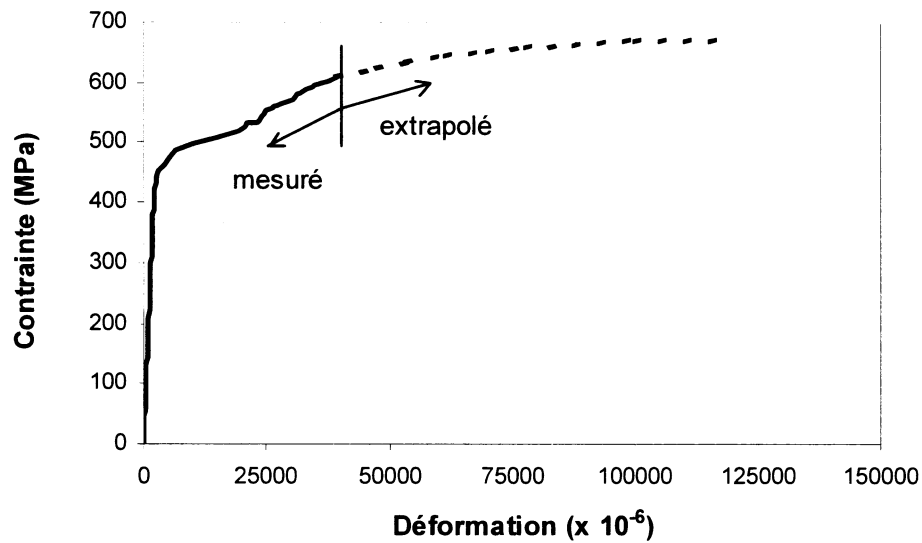


Figure 3.21 : Courbe contrainte-déformation de l'acier à 600 mm spécimen D-C1.

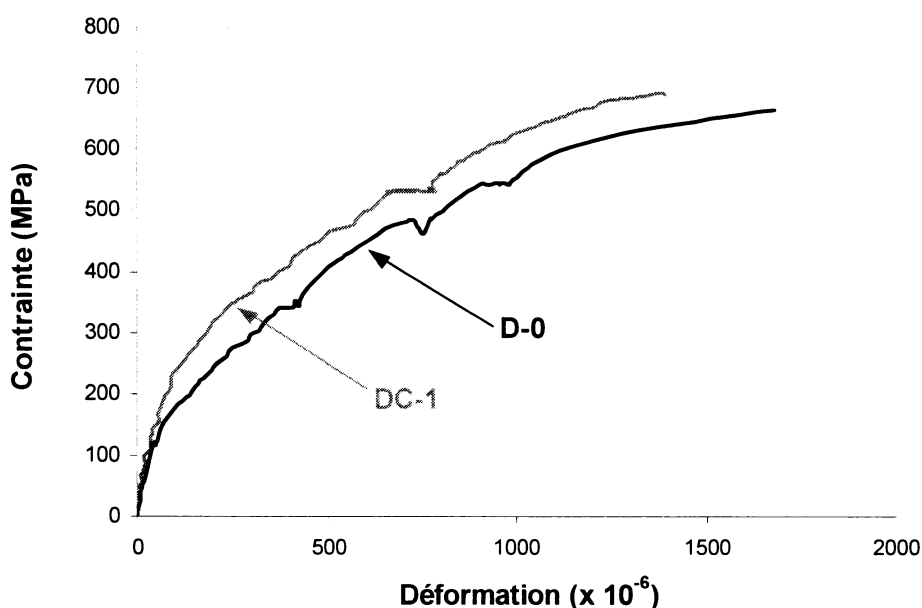


Figure 3.22 : Courbe contrainte-déformation de l'acier à 300 mm.

Les déformations moyennes de l'acier le long des barres d'armature supérieures sont présentées aux Figures 3.23 et 3.24 pour le spécimen D-0 et aux Figures 3.25 et 3.26 pour le spécimen D-C1. Deux points importants peuvent être notés à partir de ces graphiques. Dans un premier temps, on peut remarquer qu'au-delà de F_y les déformations à l'extrémité de la longueur de chevauchement (600 mm) augmentent très rapidement. Dans un deuxième temps, si on compare les déformations à 300 mm des deux spécimens, on observe que les déformations du spécimen témoin sont supérieures à celles du spécimen renforcé, tel que mentionné précédemment.

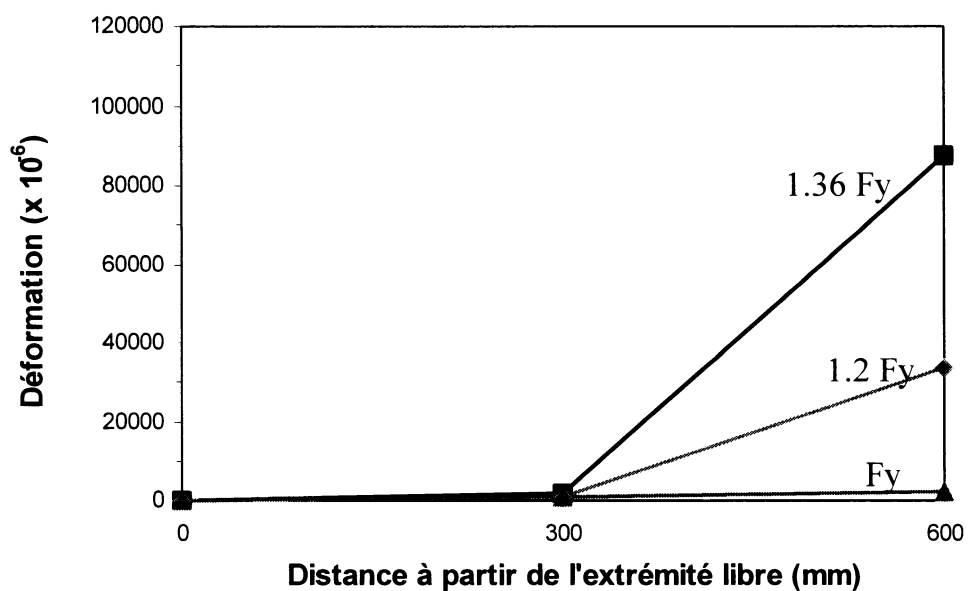


Figure 3.23 : Déformation de l'acier le long de la longueur de chevauchement du spécimen D-0.

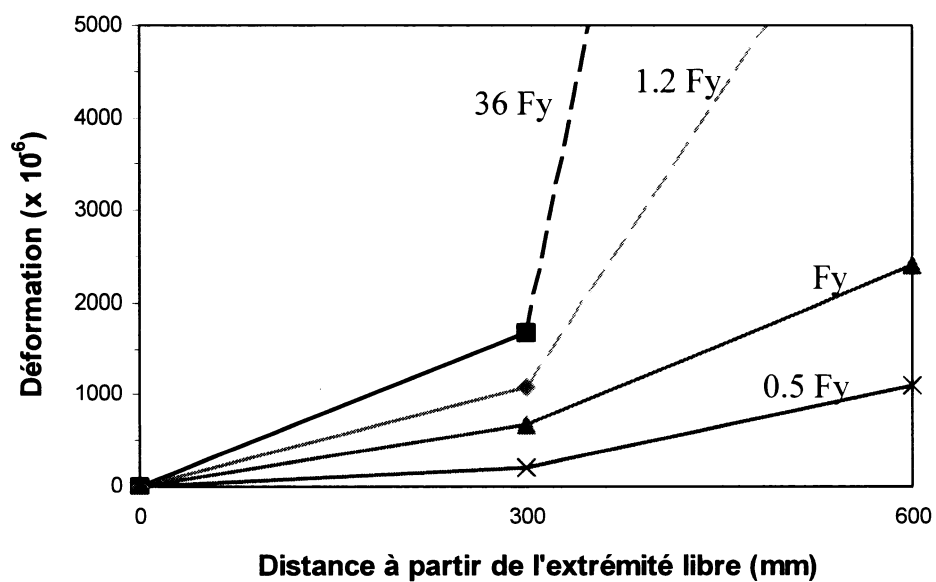


Figure 3.24 : Agrandissement des déformations de l'acier le long de la longueur de chevauchement du spécimen D-0.

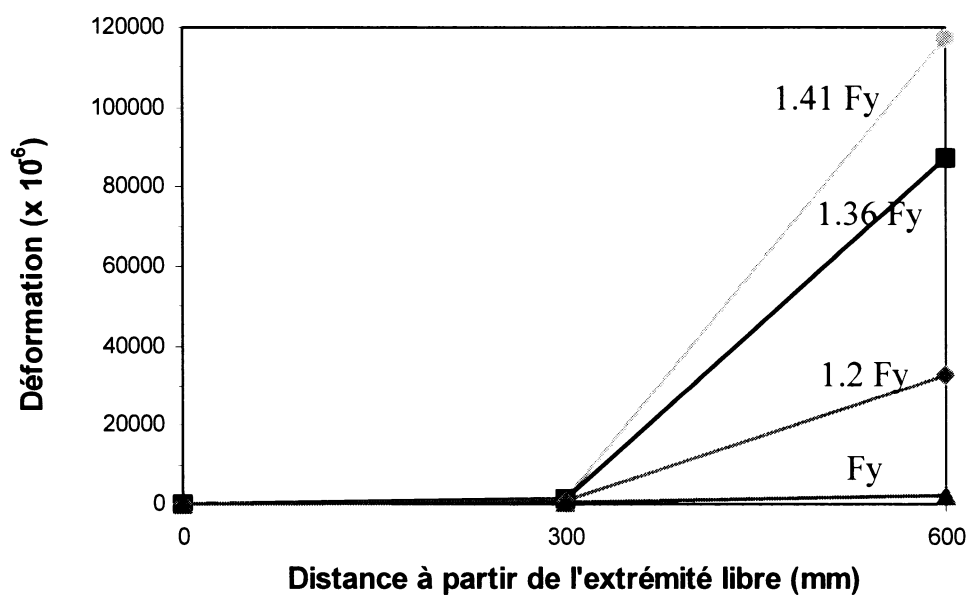


Figure 3.25 : Déformation de l'acier le long de la longueur de chevauchement du spécimen D-C1.

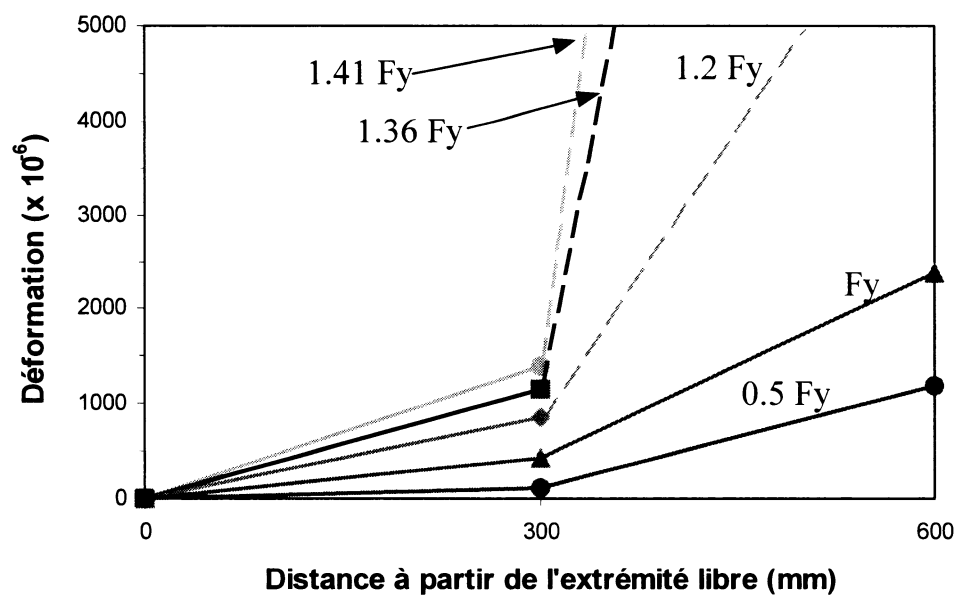


Figure 3.26 : Agrandissement des déformations de l'acier le long de la longueur de chevauchement du spécimen D-C1.

3.3.3 Patron de fissuration du spécimen témoin D-0

Lors de l'essai du spécimen témoin, les premières fissures longitudinales et transversales sont apparues à une charge de 120 kN (contrainte de 270 MPa). Par la suite, en fonction de l'augmentation du chargement, ces fissures ont pris de l'expansion et d'autres fissures se sont développées de sorte qu'à la fin de l'essai le patron de fissuration était localisé principalement au-dessus des barres chevauchées et avait une forme conique, comme le montre la Figure 3.27.

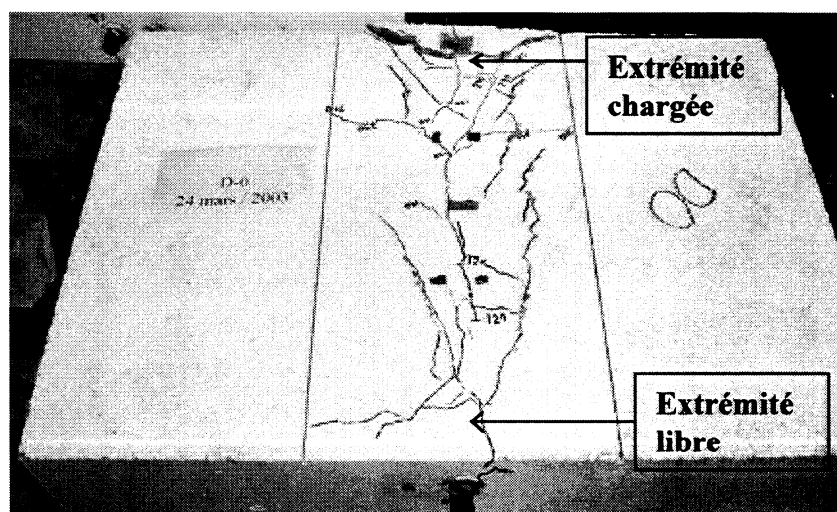


Figure 3.27: Patron de fissuration du spécimen témoin D-0.

Si on observe plus attentivement le patron de fissuration du spécimen D-0, on remarque premièrement que les fissures sont concentrées dans une section assez étroite à l'extrémité libre de la barre chevauchée supérieure et qu'elles s'élargissaient en direction de l'extrémité chargée pour atteindre une largeur de 200 mm de part et d'autre de l'axe central du spécimen. Deuxièmement, on remarque à partir de ce patron que l'angle

d'inclinaison des fissures par rapport à l'axe central est généralement faible et qu'en moyenne il se situe autour de 30° .

3.3.4 Ouverture des fissures du bloc témoin D-0

Deux séries de repères mécaniques ont été installés sur la surface du béton à 200 mm et 400 mm de l'extrémité libre de la barre de chevauchement supérieure de manière à suivre l'ouverture des fissures en fonction de la contrainte de traction dans les barres. Dans le cas des repères à 200 mm, une fissure de fendage s'est développée entre les repères. Par contre, dans le cas des repères à 400 mm, aucune fissure ne s'est développée entre les repères ce qui fait que les lectures sont demeurées pratiquement nulles tout au long de l'essai. La variation de l'ouverture des fissures à 200 mm en fonction de la contrainte calculée avec la section réduite est montrée à la Figure 3.28.

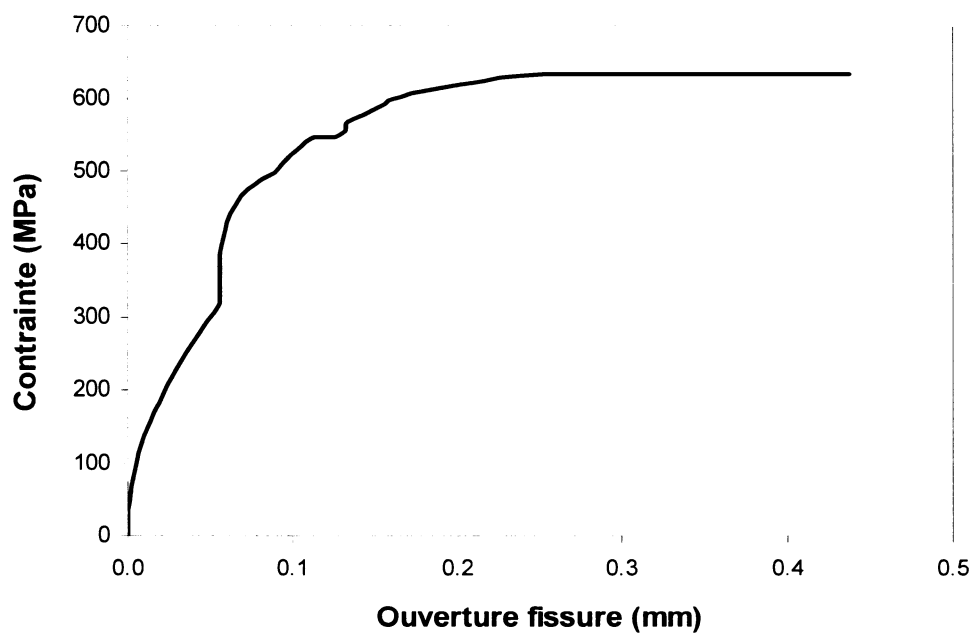


Figure 3.28 : Ouverture de la fissure à 200 mm sur le spécimen témoin D-0.

3.3.5 Relevé des dommages des spécimens D-0 et D-C1

Afin d'évaluer l'étendue des dommages du bloc témoin D-0, un relevé du béton délaminé a été effectué à l'aide d'un marteau et marqué par une zone hachurée tel que montré à la Figure 3.29. Par la suite, cette zone de béton a été enlevée et un relevé de la profondeur du béton délaminé a été effectué (Figure 3.30). Lors de cette étape, il a été noté que toute la section de béton au-dessus de la barre de chevauchement supérieure s'était détachée de la matrice lors de la rupture d'ancrage, alors que le béton sous la barre supérieure était toujours en bon état. De plus, on peut observer que sous les pressions radiales, une délamination sous forme de cône s'est produite dans le couvert de béton.

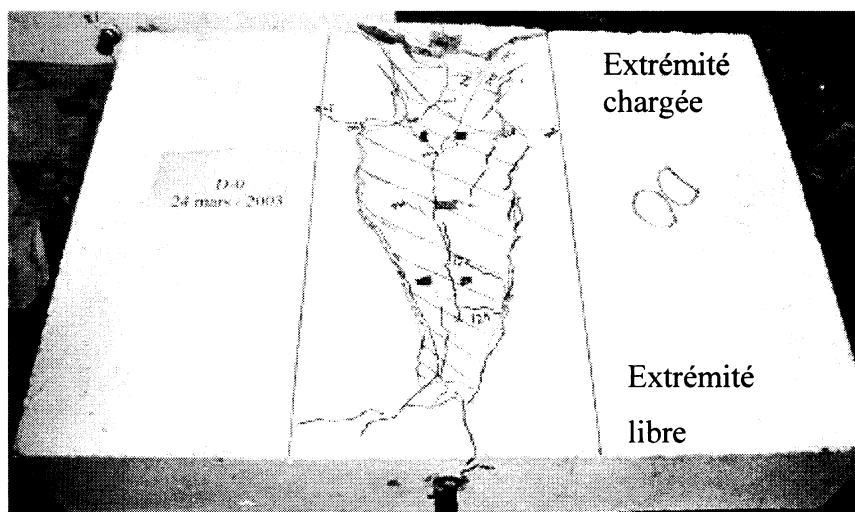


Figure 3.29 : Surface de béton délaminé sur le spécimen témoin D-0.

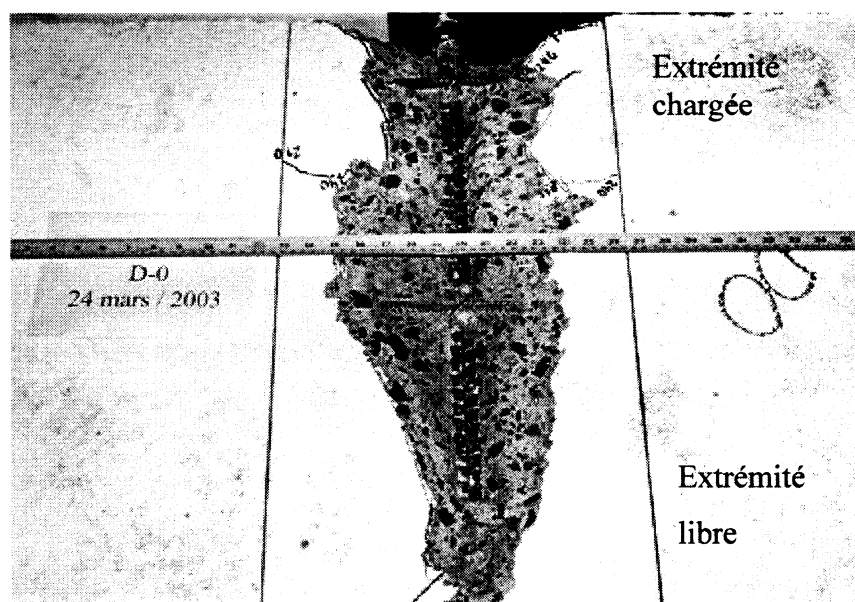


Figure 3.30 : Profondeur de béton délaminé sur le spécimen témoin D-0.

Dans le cas du spécimen renforcé, une inspection de la qualité du béton de recouvrement et du composite a également été effectuée en surface à l'aide d'un marteau. Contrairement à ce qui avait été observé sur le spécimen témoin, le recouvrement de béton du spécimen renforcé ne démontrait aucun signe de délamination. De plus, il n'y avait pas apparence de décollement du composite avec le béton ce qui a rendu impossible l'enlèvement de ce dernier.

3.3.6 Déformation du composite sur le spécimen D-C1

Les lectures de déformations recueillies avec les jauges électriques positionnées à 200 mm et 400 mm de l'extrémité libre de la barre sont présentées aux Figures 3.31 et 3.32. Étant donné qu'à 200 mm la jauge située au centre de la barre n'a pas donné de bons résultats, seules les lectures effectuées à 40 mm et 80 mm du côté droit des barres chevauchées sont présentées à la Figure 3.31. Dans le cas des jauges à 400 mm, les

valeurs des jauges positionnées au centre, à 40 mm et à 80 mm sont présentées à la Figure 3.32.

On remarque à partir de ces graphiques que les valeurs des déformations à 40 mm sont similaires pour les sections à 200 mm et 400 mm. Par contre, les valeurs à 80 mm diffèrent grandement d'une section à l'autre. Si on fait l'hypothèse que le patron de fissuration et le pourtour de la section de béton délaminé du spécimen témoin sous le composite sont similaires à ceux du spécimen témoin, on peut supposer que cet écart est logique. En effet, comme on peut le voir à partir de la répartition des fissures à ces sections (Figure 3.27), alors qu'à 200 mm de l'extrémité libre des barres chevauchées les fissures ne couvrent qu'une petite superficie, à 400 mm le patron de fissuration est beaucoup plus développé et s'étend sur une section plus large. De plus, en regardant le pourtour de la section de béton délaminé (Figure 3.30), on peut remarquer la présence de fissures sous forme conique qui se développent dans la section transversale du couvert de béton lors de l'ancrage des armatures. Ainsi, comme le montre le schéma de la Figure 3.33, si la jauge à 80 mm était située directement au-dessus d'une fissure inclinée du cône il est normal que cette dernière ait subi de grandes déformations.

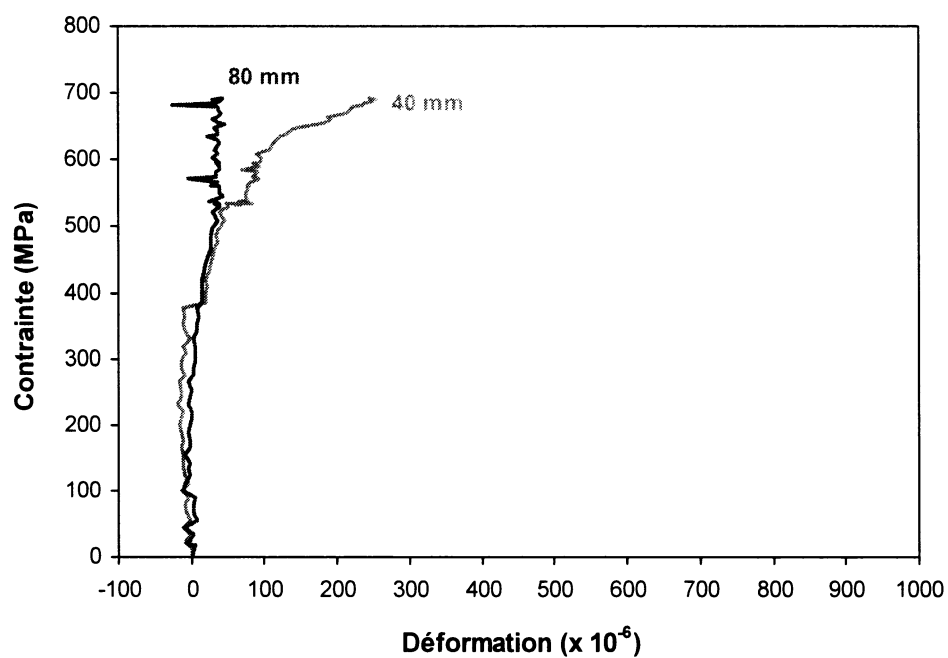


Figure 3.31 : Lectures des jauges à 200 mm de l'extrémité libre de la barre (D-C1).

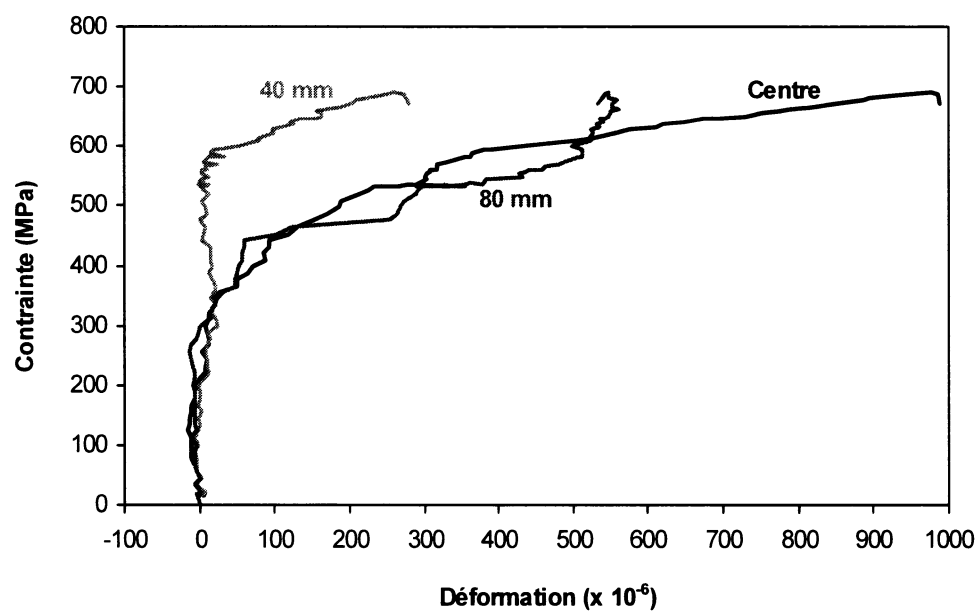


Figure 3.32: Lectures des jauges à 400 mm de l'extrémité libre de la barre (D-C1).

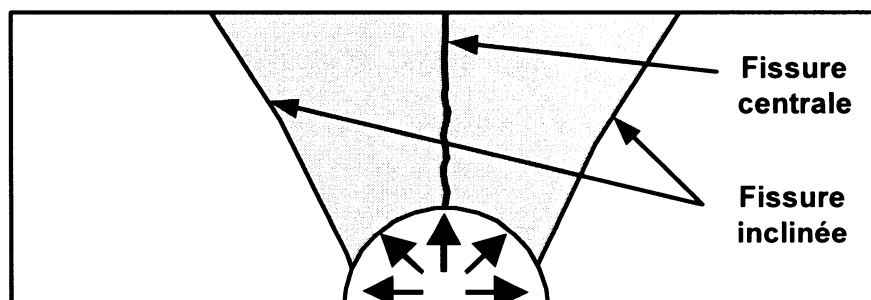


Figure 3.33 : Représentation des modes de fissuration.

3.3.7 Glissement des barres d'armature

Dans le but de lire le glissement des barres d'armature à la sortie du béton, un capteur de déplacement a été installé sur chacune des barres de chevauchement. Toutefois, étant donné qu'il y a eu de la flexion en plan dans les barres lors des essais, les lectures obtenues peuvent difficilement être interprétées. Ces lectures ne sont donc pas présentées pour cette série d'essais.

3.4 Résultats des essais sur les spécimens fissurés DF-0 et DF-C1

3.4.1 Modifications apportées aux spécimens de la deuxième série d'essais

Suite à la première série d'essais, il a été observé que l'ancrage des armatures était trop fort pour les besoins du projet étant donné que les armatures plastifiaient avant la rupture des spécimens. Il a donc été décidé d'apporter deux modifications aux spécimens afin de réduire l'ancrage des armatures. La première modification effectuée sur les spécimens a été de créer une fissure au centre des spécimens alors que la deuxième modification a été de couper les deux barres d'armature adjacentes aux barres chevauchées.

Dans le cas de la fissure au centre des spécimens, cette modification a été apportée afin de simuler les fissures de flexion que l'on retrouve sur les piles de pont (Figure 3.34). La présence de ces fissures isole la zone d'ancrage et limite la charge pouvant être transférée entre les armatures et le béton.

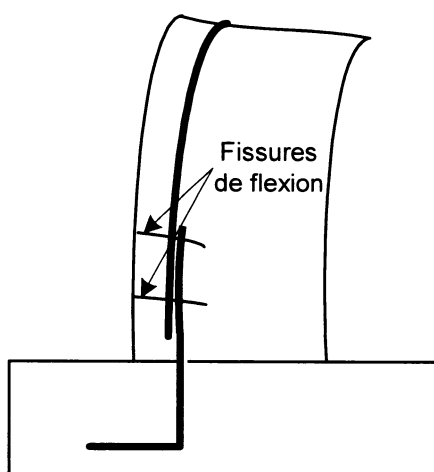


Figure 3.34 : Fissures de flexion sur les piles de pont.

Quant à la décision de couper les barres adjacentes aux barres chevauchées, cette dernière a été prise pour éviter que ces barres ne reprennent les efforts des bielles de compression dans le béton. En effet, il a été conclu suite aux observations de la première série d'essais que ces barres passives introduites pour initier une fissure s'avéraient être une mauvaise idée puisqu'elles permettaient la création d'un modèle de bielles et tirants, comme le montre la Figure 3.35. Étant donné que ces modèles contribuent à augmenter l'ancrage des armatures, il a été convenu de les couper à mi-longueur.

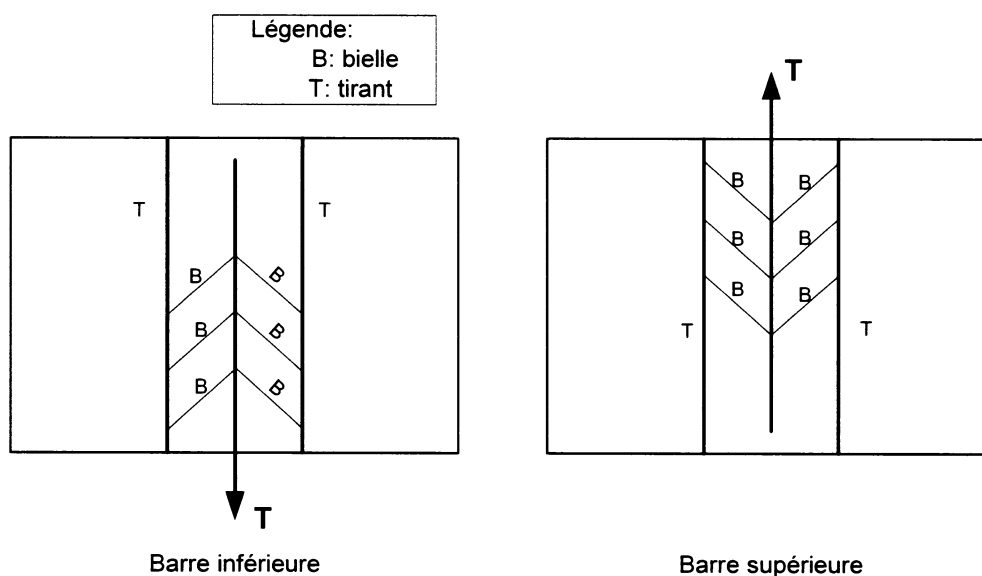


Figure 3.35 : Modèles de bielles-tirants.

Pour effectuer les modifications aux spécimens, deux traits de scie de 15 mm de profondeur ont été faits sur la face supérieure et inférieure des spécimens sur toute la largeur de 1 000 mm. Par la suite, les spécimens ont été soumis à une charge de flexion de chaque côté de manière à fissurer le bloc sur toute la hauteur tout en évitant la plastification des barres d'armature (Figure 3.36). Finalement, des entailles plus profondes ont été effectuées au centre des armatures adjacentes de manière à les couper en deux, comme le montre la Figure 3.37.

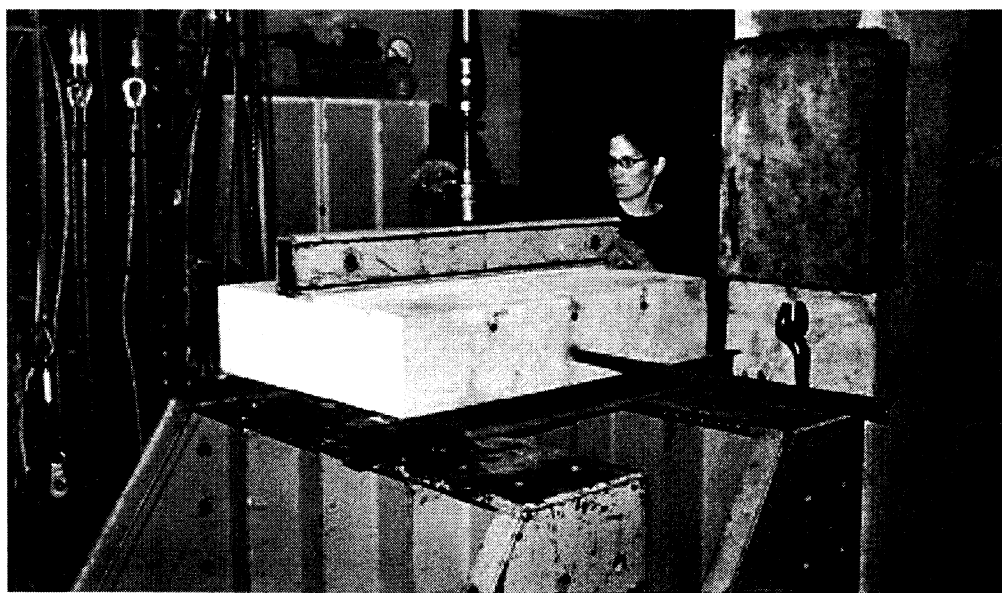


Figure 3.36 : Photo du montage pour la fissuration des spécimens.

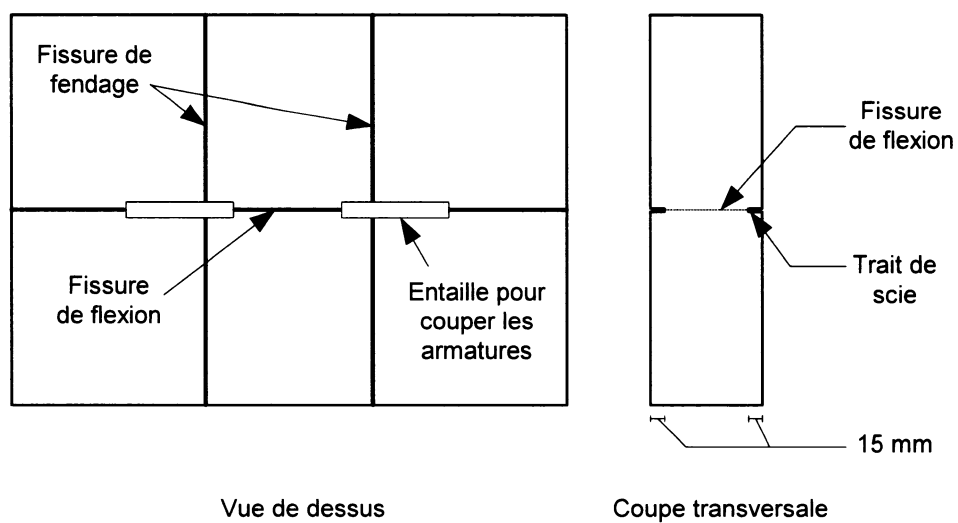


Figure 3.37 : Modifications apportées aux spécimens.

3.4.2 Comportement général

Le tableau 3.4 présente les données qui traduisent le comportement global des spécimens fissurés. À première vue, on peut remarquer à partir des contraintes et des déformations que les spécimens de cette série sont moins résistants que ceux de la première série d'essais. Cependant, tout comme dans la série précédente, on observe que le renforcement avec les matériaux composites aide à améliorer le comportement des spécimens. En effet, malgré le fait qu'une rupture d'ancrage se soit produite dans le cas du spécimen renforcé, les données laissent présager que la barre supérieure était très près de la rupture à la fin de l'essai et donc que la capacité maximale du spécimen a été atteinte grâce aux matériaux composites.

Tableau 3.4 : Résultats sommaires des essais de la deuxième série.

	Bloc témoin DF-0	Bloc renforcé DF-C1
Contrainte à la rupture	608 MPa	670 MPa
Micro-déformations à la rupture	300 mm : 1 660	300 mm : 2 241
	600 mm : 42 500	600 mm : 117 500
Mode de rupture	Rupture d'ancrage	Rupture d'ancrage

3.4.3 Déformation des aciers d'armature

Tout comme dans la série précédente, des lectures ont pu être lues tout au long des essais avec les jauges positionnées à 300 mm, mais pas avec les jauges à 600 mm. Ainsi, puisqu'aucune lecture de déformation n'a pu être effectuée avec les jauges au-delà de 25000 micro-déformations, la courbe de l'acier (Figure 3.12) a été utilisée pour extrapoler les lectures jusqu'à la contrainte de rupture de chacun des spécimens, comme le montre les Figures 3.38 et 3.39. On remarque à partir de ces figures que la déformation maximale estimée à 600 mm pour le spécimen renforcé (117500 $\mu\epsilon$) est largement supérieure à celle du spécimen témoin (42500 $\mu\epsilon$), ce qui témoigne de l'efficacité du composite à améliorer l'ancrage des armatures.

Les déformations moyennes de l'acier à 300 mm de l'extrémité libre de la barre pour le spécimen témoin et renforcé sont présentées à la Figure 3.40. Il ressort de cette figure que pour une contrainte donnée, les déformations des deux spécimens sont très similaires et plus élevées que lors de la première série. Ce phénomène peut être expliqué par le fait qu'en introduisant une fissure de flexion au centre des spécimens, les longueurs d'ancrage ont été divisées en deux parties. Il est donc raisonnable, malgré l'atteinte d'une contrainte maximale inférieure dans cette série d'essai comparativement à la première série, que des déformations près de la limite élastique de l'acier ($\epsilon_s = 2241$) aient été relevées à 300 mm sur le spécimen renforcé, suite aux modifications apportées.

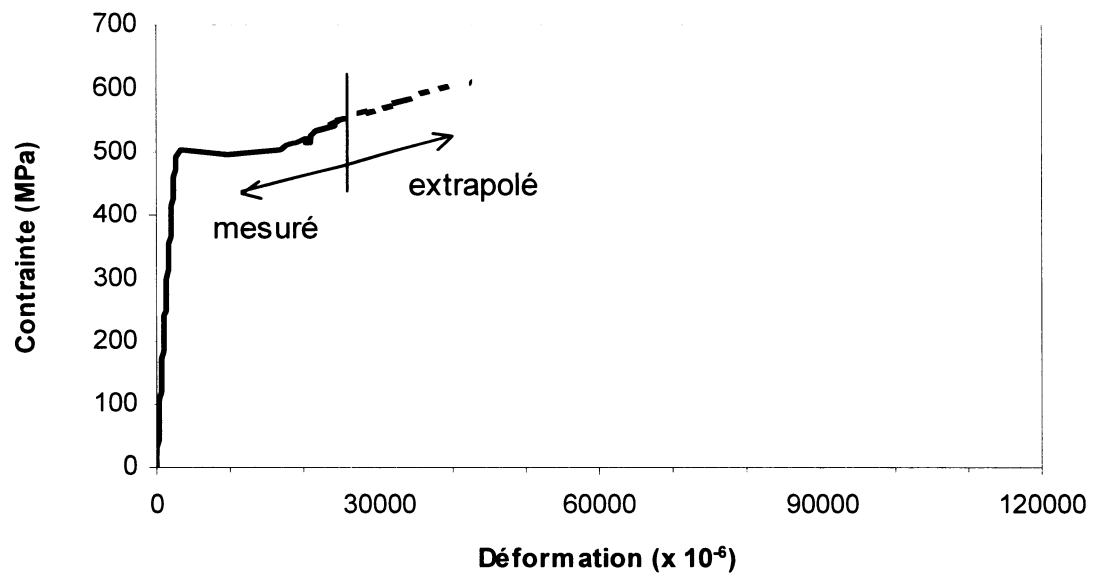


Figure 3.38 : Courbe contrainte-déformations à 600 mm DF-0.

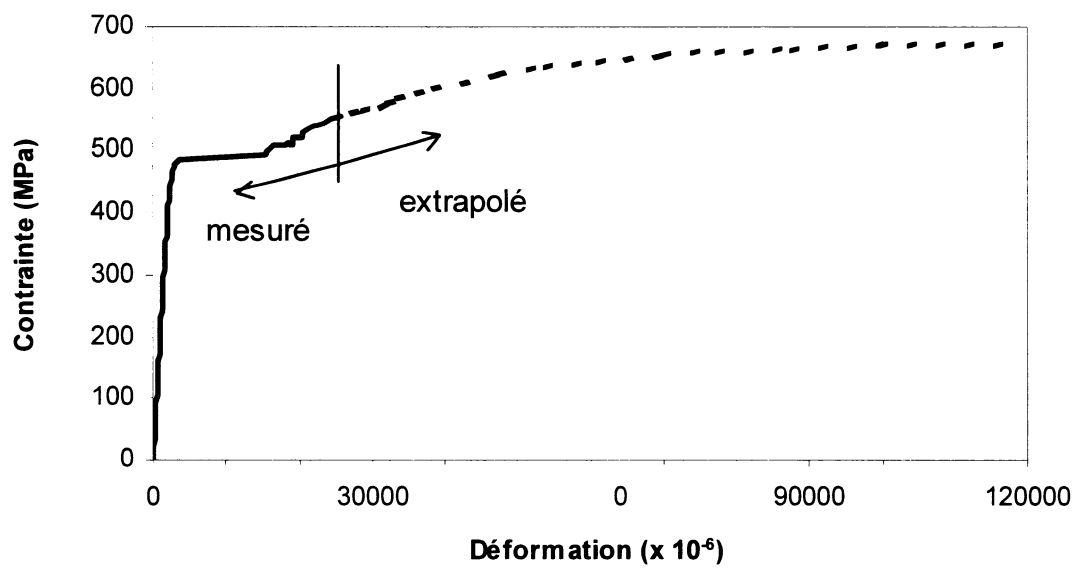


Figure 3.39 : Courbe contrainte-déformations à 600 mm DF-C1.

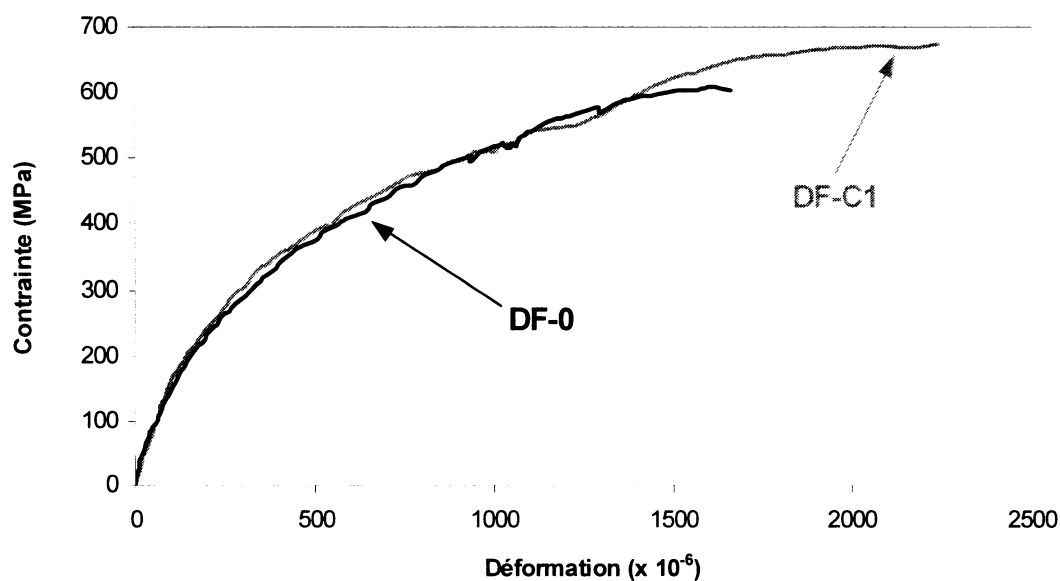


Figure 3.40 : Courbe contrainte-déformations à 300 mm pour les spécimens DF-0 et DF-C1.

3.4.4 Patron de fissuration du spécimen témoin DF-0

Les fissures relevées visuellement sur le bloc témoin sont présentées à la Figure 3.41. Les premières fissures longitudinales sont apparues à une contrainte de 280 MPa et étaient situées juste au-dessus des barres chevauchées. Par la suite, à mesure que la charge augmentait, des fissures transversales inclinées dans la direction de l'extrémité chargée se sont progressivement développées de chaque côté des fissures longitudinales. Les premières fissures inclinées ont été visibles à la surface du béton à une contrainte de 450 MPa. Une des particularités de ce patron de fissuration est qu'il occupe pratiquement la même largeur sur toute la longueur. De plus, l'angle des fissures avec l'axe de la barre longitudinale est plus grand que lors de la première série d'essais à savoir 40° au lieu de 30°.

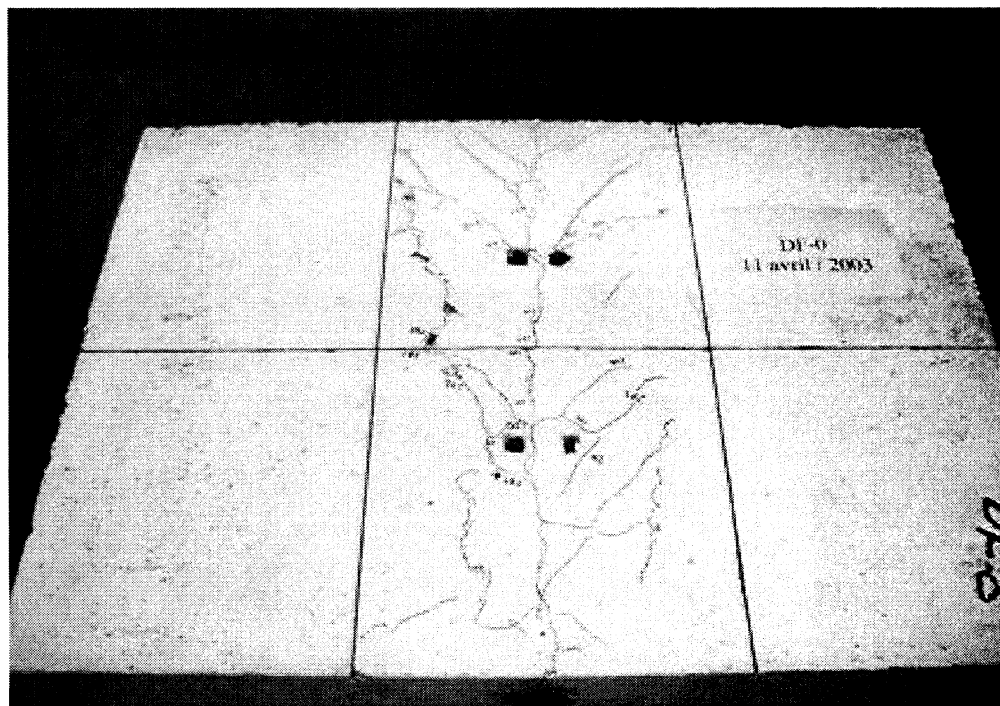


Figure 3.41 : Patron de fissuration du spécimen témoin fissuré DF-0.

3.4.5 Ouverture des fissures du spécimen témoin fissuré DF-0

Afin d'estimer l'ouverture des fissures, une inspection visuelle du patron de fissuration a été effectuée pour évaluer le nombre de fissures qui traversait les deux séries de repères mécaniques à 200 mm et 400 mm de l'extrémité libre de la barre de chevauchement supérieure. Étant donné que dans les deux cas une seule fissure majeure traversait les repères, les valeurs obtenues ont directement été utilisées pour évaluer l'ouverture des fissures longitudinales de fendage.

Les valeurs d'ouverture de fissures sont montrées à la Figure 3.42. Comme on peut le voir sur cette figure, les lectures pour les sections de part et d'autre de la fissure de flexion transversale suivent pratiquement la même courbe. Globalement, les valeurs d'ouverture sont très faibles au début de l'essai et augmentent rapidement lorsque les contraintes dans la barre supérieure dépassent 400 MPa.

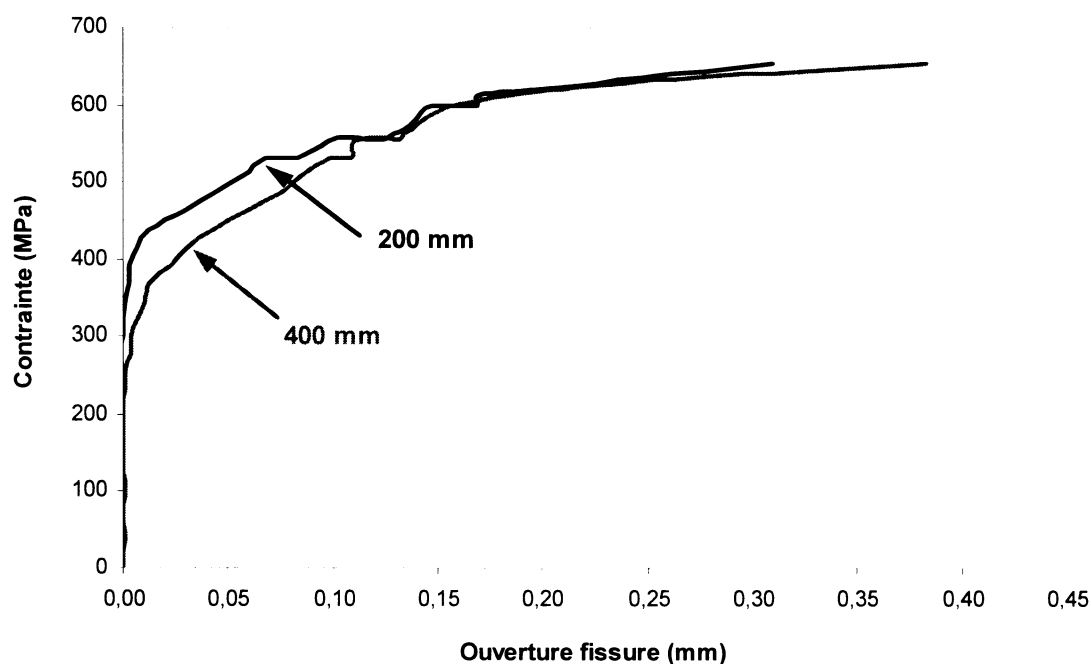


Figure 3.42 : Ouverture des fissures – spécimen témoin DF-0.

3.4.6 Dommages à la fin de l'essai

De manière à évaluer l'étendu des dommages du béton, un relevé de délamination a été effectué à l'aide d'un marteau pour les spécimens témoin et renforcé. Dans le cas du spécimen témoin, le relevé a été effectué directement sur la face supérieure, comme le montre la Figure 3.43. Par contre, dans le cas du spécimen renforcé, une partie des matériaux composites a été arrachée avant d'effectuer le relevé (Figure 3.45). Cette

étape a été possible puisque lors de la rupture d'ancrage, la pression interne d'éclatement du béton à l'extrémité libre de la barre supérieure était suffisamment grande pour faire soulever localement le béton et décoller légèrement les matériaux composites. Si on compare la superficie des dommages des deux spécimens, on peut noter qu'alors que dans le cas du spécimen témoin la largeur de la zone de béton endommagé est relativement constante sur toute la longueur du spécimen, cette dernière varie dans le cas du spécimen renforcé et atteint une largeur de 350 mm au centre et à l'extrémité chargée de la barre supérieure.

Quant à la profondeur des dommages sur les spécimens, on peut noter à partir des Figures 3.44 et 3.46 que toute la section de béton au-dessus des barres de chevauchement supérieures s'est détachée de la matrice lors des essais. De plus, on remarque tel que discuté précédemment, que malgré le fait que la fissure de fendage principale se produit juste au-dessus des armatures chevauchées, la pression radiale qui se développe autour des armatures fait en sorte que la section de béton délaminé est de forme conique.

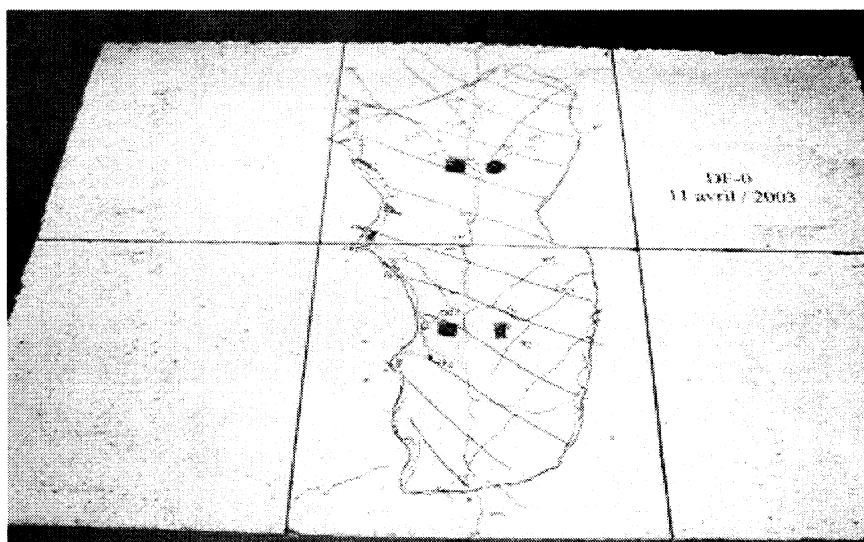


Figure 3.43 : Surface du béton délaminé – spécimen témoin DF-0.

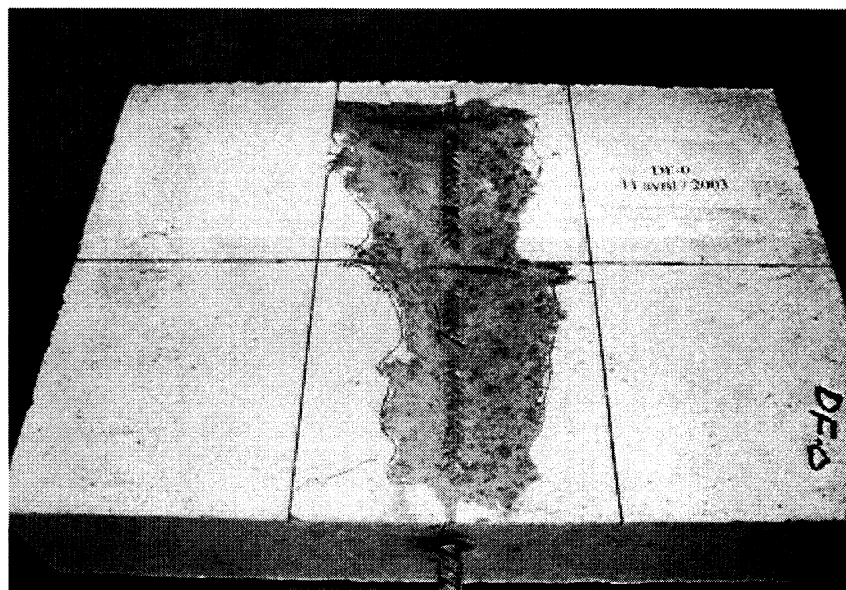


Figure 3.44 : Profondeur du béton délaminé – spécimen témoin DF-0.

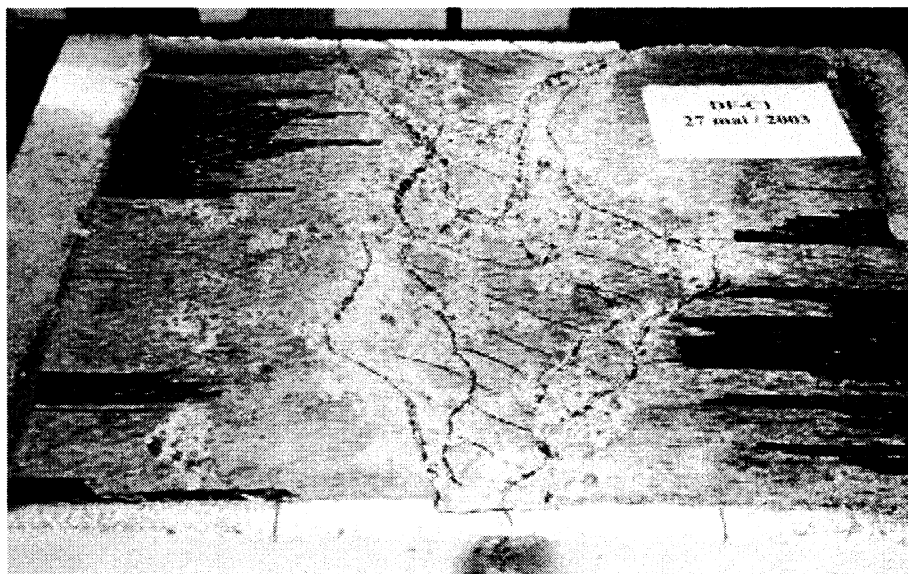


Figure 3.45 : Surface du béton délaminé – spécimen renforcé DF-C1.

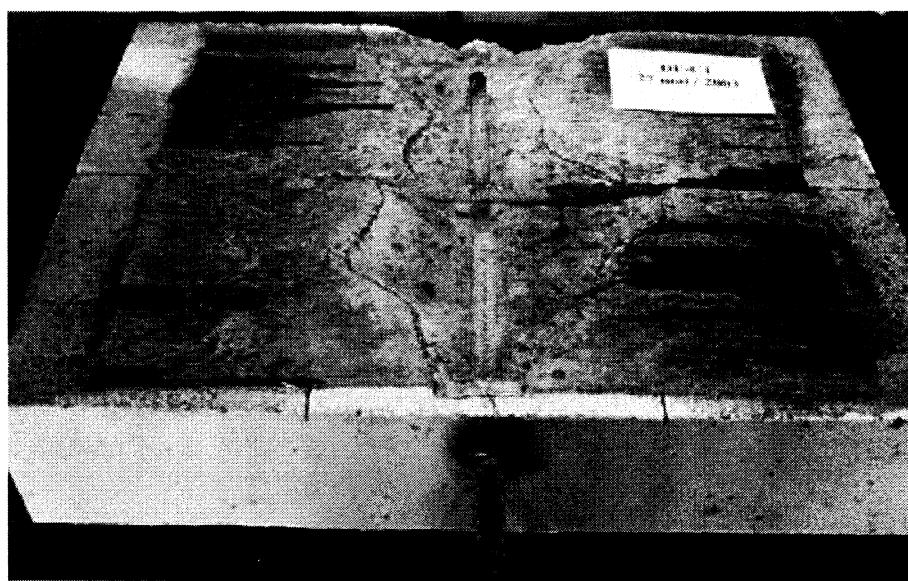


Figure 3.46: Profondeur du béton délaminé – spécimen renforcé DF-C1.

3.4.7 Déformation du composite

Tel que mentionné à la section 3.2.6, 12 jauges électriques ont été posées sur les matériaux composites le long de l'axe des barres chevauchées de même qu'à 50 mm et 100 mm de chaque côté de ces dernières. Pour les fins de l'analyse, chacune de ces jauges a été identifiée, comme le montre la Figure 3.47.

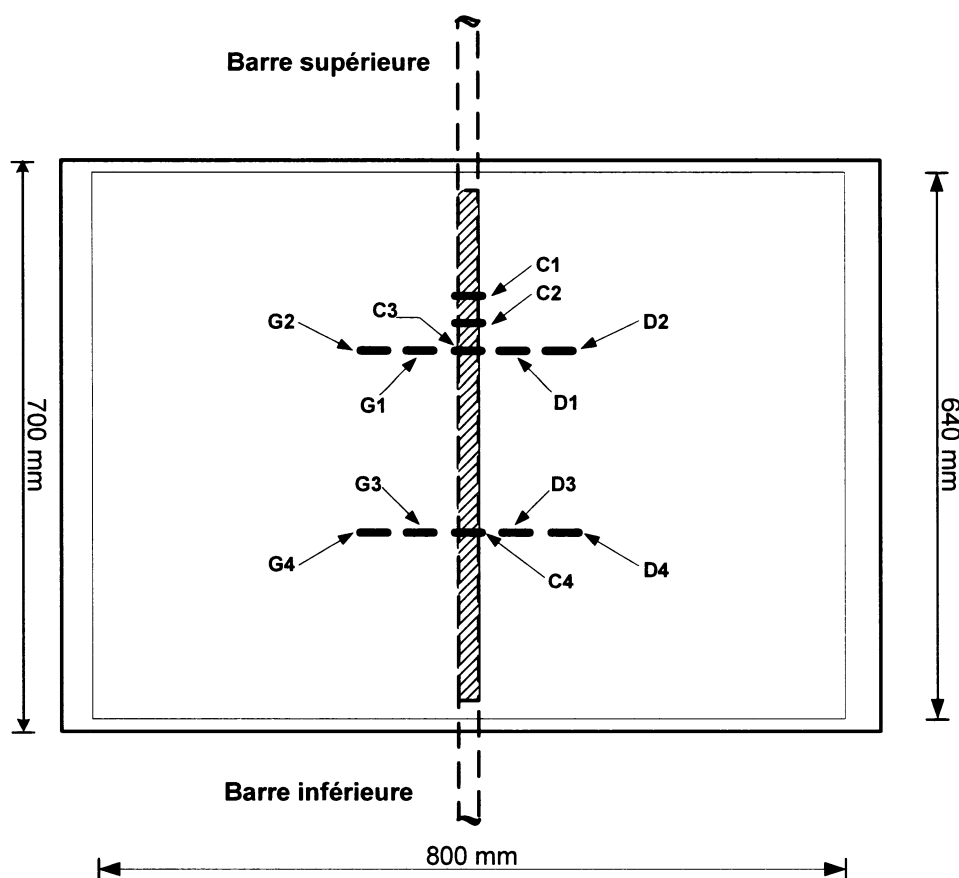


Figure 3.47 : Identification des jauges sur le composite - spécimen DF-C1.

Les déformations relevées à la surface du composite le long de l'axe des armatures chevauchées sont présentées à la Figure 3.48. Divers points intéressants peuvent être notés à partir de cette figure. Premièrement, on remarque que les matériaux composites commencent à subir des déformations aux environs de 280 MPa, ce qui correspond à la

contrainte d'apparition des fissures à la surface du spécimen témoin. Deuxièmement, on observe que ce sont les jauges les plus près de l'extrémité chargée (C1 et C2) qui subissent les premières déformations et qu'à mesure que la charge augmente les autres jauges lisent progressivement des déformations. Troisièmement, à la rupture, les déformations les plus élevées sur les matériaux composites ne sont pas situées à proximité de l'extrémité chargée de la barre chevauchée supérieure (C1), mais plus près de l'extrémité libre (C3, C4). Lorsqu'on analyse cette dernière observation en tenant compte des informations visuelles recueillies sur le spécimen renforcé, on remarque que les résultats sont réalistes. En effet, étant donné qu'il y a eu un soulèvement notable du béton près de l'extrémité libre de la barre supérieure vers la fin de l'essai, on peut supposer que les efforts dans cette zone étaient plus élevés à cette extrémité et donc qu'il est normal d'observer une augmentation des déformations.

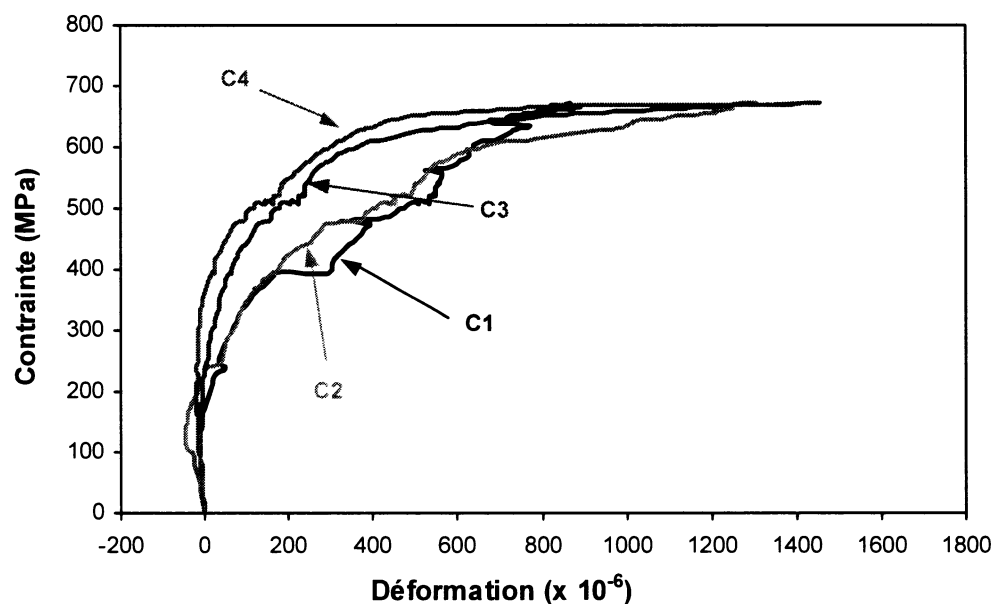


Figure 3.48 : Courbe contrainte-déformation du composite au-dessus des barres chevauchées du spécimen DF-C1.

De manière à faire ressortir la variation des déformations du composite le long de la longueur de chevauchement des armatures, les déformations pour différentes contraintes ont été tracées en fonction de la distance à partir de l'extrémité libre de la barre supérieure (Figure 3.49). Il est apparaît clairement en observant cette figure que les déformations progressent graduellement le long de la longueur de chevauchement avec l'augmentation de la charge appliquée.

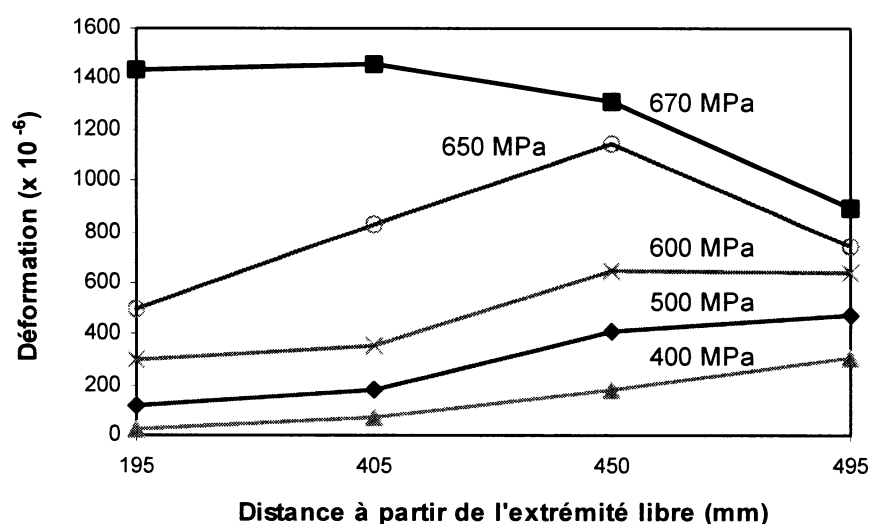


Figure 3.49: Déformation du composite au-dessus des armatures chevauchées le long de la zone de chevauchement du spécimen DF-C1.

Afin d'expliquer pourquoi il y a eu une augmentation progressive de la contribution du composite le long de l'axe des barres chevauchées en commençant par l'extrémité chargée, une corrélation avec la force d'adhérence développée pour différentes forces de traction sera présentée. Pour ce faire, le modèle simplifié d'Azizinamini (1998) sera utilisé.

Comme le montre la Figure 3.50a pour une faible charge, seules les crénelures les plus près du point de chargement sont en contact avec le béton. Par conséquent, seules ces crénelures exercent des forces d'appui sur le béton dont la composante horizontale produit la contrainte d'adhérence et la composante verticale crée une force radiale qui

est responsable du fendage du béton environnant. À mesure que la charge augmente, cette force d'appui entraîne l'éclatement du béton à proximité de la crénelure. Cette action permet alors aux crénelures suivantes de venir en contact avec le béton et de contribuer à résister à la force de traction axiale (Figure 3.50b). Ce processus se continue progressivement ce qui fait qu'à l'ultime, pour un béton normal, il est souvent assumé que la distribution de la contrainte d'adhérence est uniforme et donc que plusieurs des crénelures s'appuient contre le béton et aident à résister à la force (Figure 3.50c).

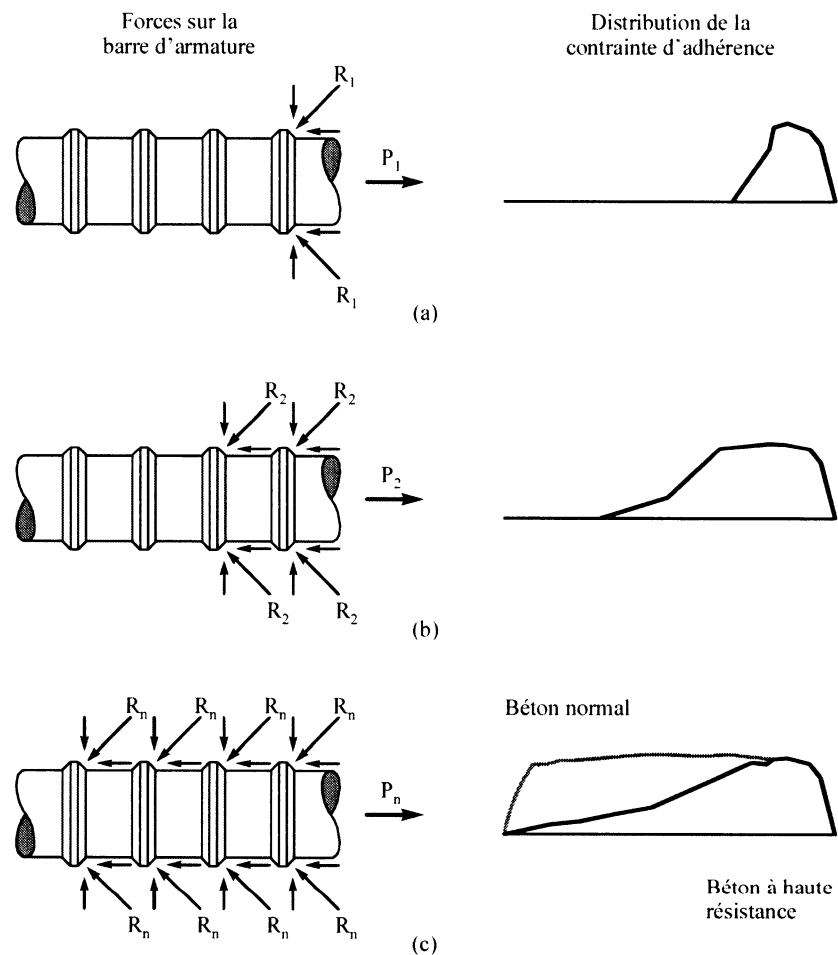


Figure 3.50 : Distribution de la force d'adhérence en fonction de la charge.

La distribution des déformations dans le composite pour la section transversale située à 195 mm de l'extrémité libre de la barre supérieure est présentée à la Figure 3.51. On observe pour cette section que les premières déformations perçues par le composite se produisent au moment où la barre supérieure atteint la plastification, soit 488 MPa. De plus, on remarque qu'alors que les premières déformations se situaient au centre de la barre (C4), à la rupture les déformations les plus élevées se situent à 50 mm du côté gauche (G3) et s'élèvent à 1780 micro-déformations. Malheureusement, étant donné que les jauges à 100 mm de part et d'autre des barres centrales n'ont pas résisté très longtemps, aucune lecture n'a pu être relevée à ces endroits au-delà de 550 MPa.

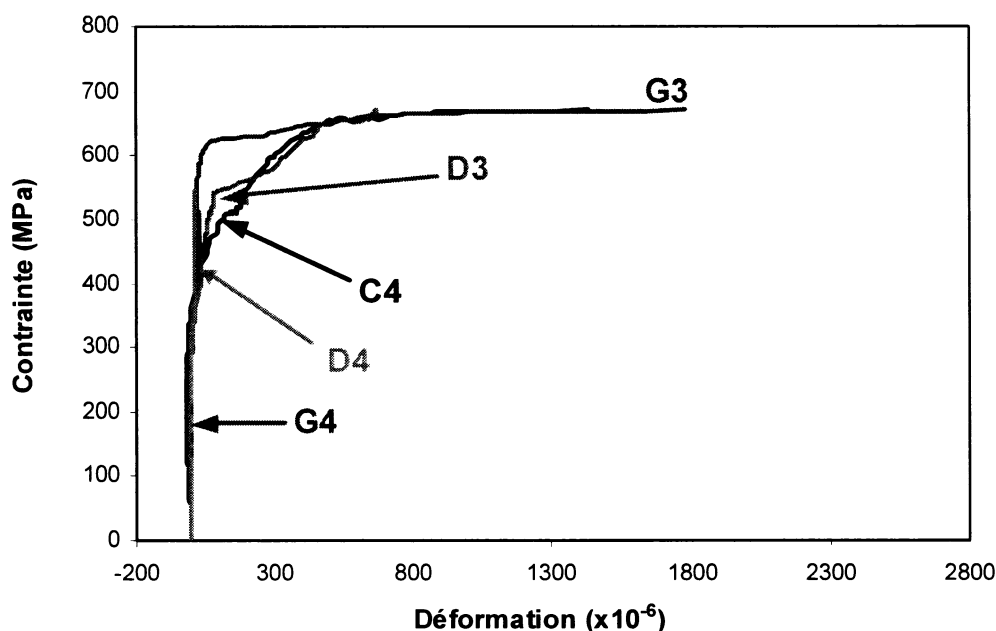


Figure 3.51 : Déformation du composite à 195 mm de l'extrémité libre DF-C1.

La distribution des déformations pour la section transversale située à 405 mm de l'extrémité libre de la barre supérieure est présentée à la Figure 3.52. On remarque à partir de cette figure qu'au centre du spécimen le composite commence à subir des déformations à environ 280 MPa. Toutefois, des deux côtés de l'axe central, les déformations apparaissent au-delà de 600 MPa, lors de l'écrouissage des barres. Tout

comme il a été observé dans la section à 195 mm, les déformations les plus importantes ont été lues à 50 mm du côté gauche de l'axe central des barres chevauchées (G1). À cet endroit, la déformation maximale a été de 2528 micro-déformations, ce qui correspond à une contrainte de 164 MPa dans le matériau composite. Par contre, à 100 mm de part et d'autre de l'axe central, il y a eu très peu de déformations ce qui est cohérent avec les dommages observés sous le composite, comme le montre la Figure 3.46.

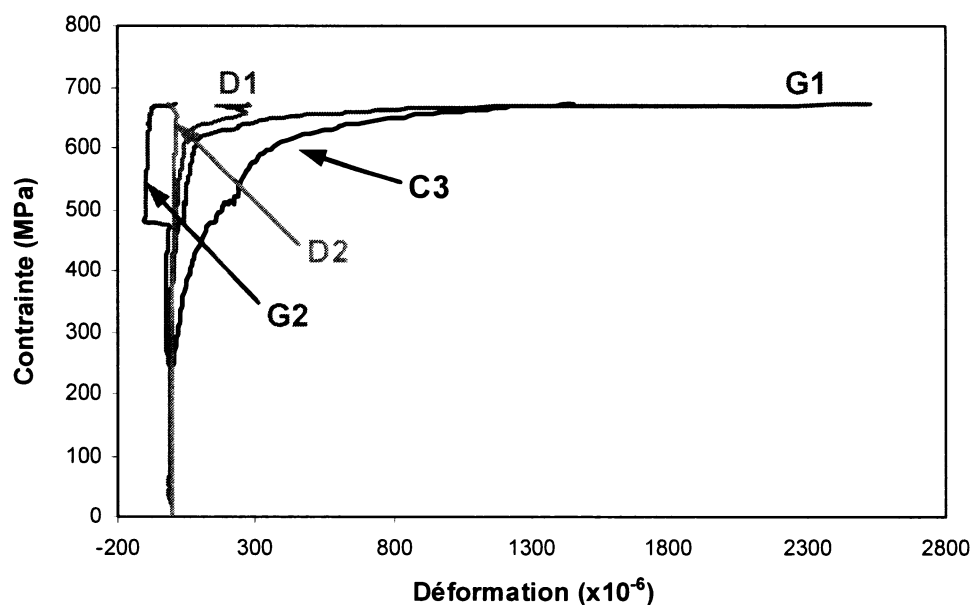


Figure 3.52 : Déformation du composite à 405 mm de l'extrémité libre DF-C1.

La répartition des déformations le long de l'axe transversal du spécimen pour les sections situées à 195 mm et 405 mm est présentée pour différentes contraintes aux Figures 3.53 et 3.54 respectivement. Il ressort de ces graphiques qu'avant la rupture des spécimens (670 MPa), les déformations dans le composite sont généralement plus élevées directement au-dessus des barres chevauchées et qu'elles diminuent assez rapidement de part et d'autre de ces dernières. Toutefois, au moment de la rupture d'ancrage du spécimen, les déformations les plus grandes ont été relevées à 50 mm du côté gauche des barres, ce qui laisse supposer qu'une fissure importante se serait développée sous la jauge vers la fin de l'essai.

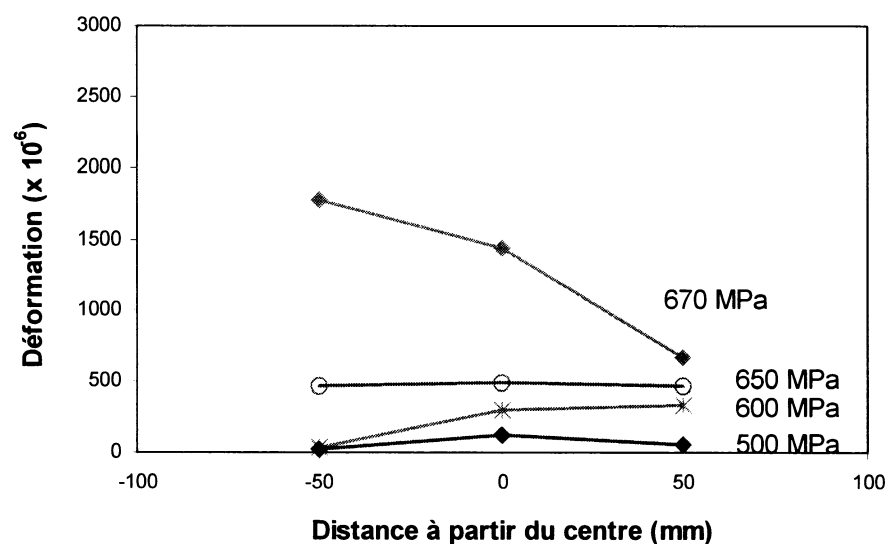


Figure 3.53 : Déformation du composite selon la section transversale à 195 mm de l'extrémité libre du spécimen DF-C1.

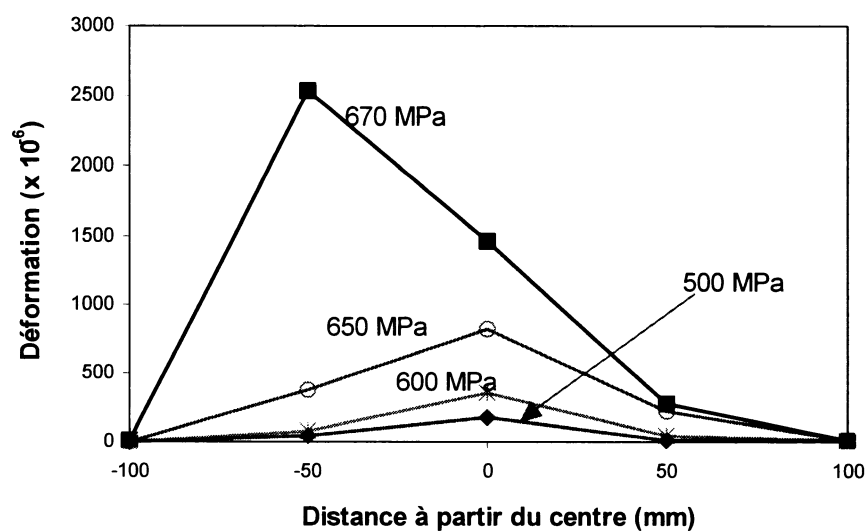


Figure 3.54 : Déformation du composite selon la section transversale à 405 mm de l'extrémité libre du spécimen DF-C1.

3.4.8 Glissement des barres d'armature

Les lectures prises par les capteurs de déplacement, LVDT, correspondent au déplacement de la barre par rapport à la surface extérieure du béton. Cette valeur comprend donc d'une part le glissement de la barre d'armature et d'autre part l'allongement élastique et plastique subi par la barre. Les lectures des LVDT qui ont été prises sur les barres chevauchées supérieures et inférieures sont présentées aux Figures 3.55 et 3.56.

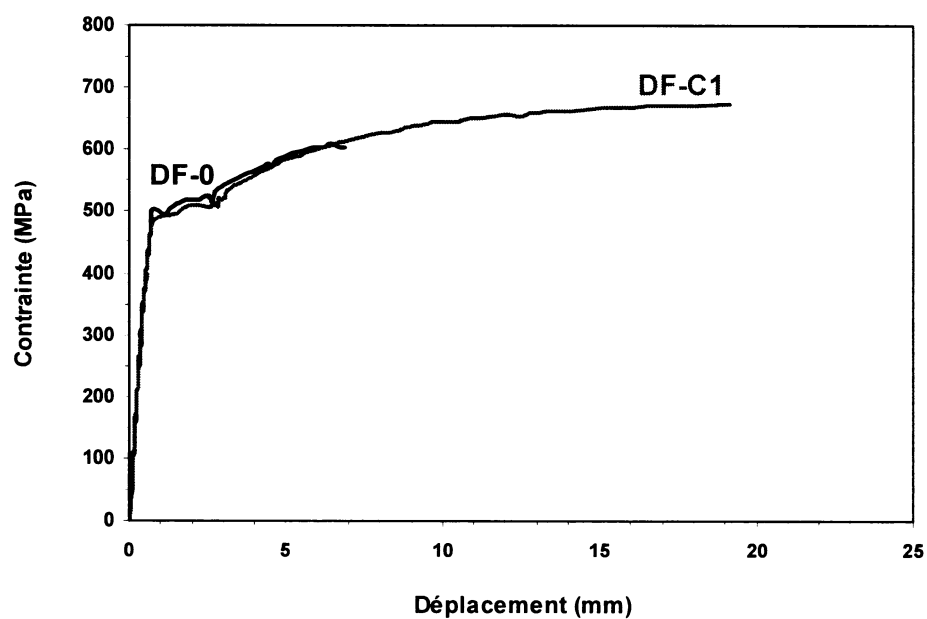


Figure 3.55 : Déplacement des LVDT sur les barres supérieures.

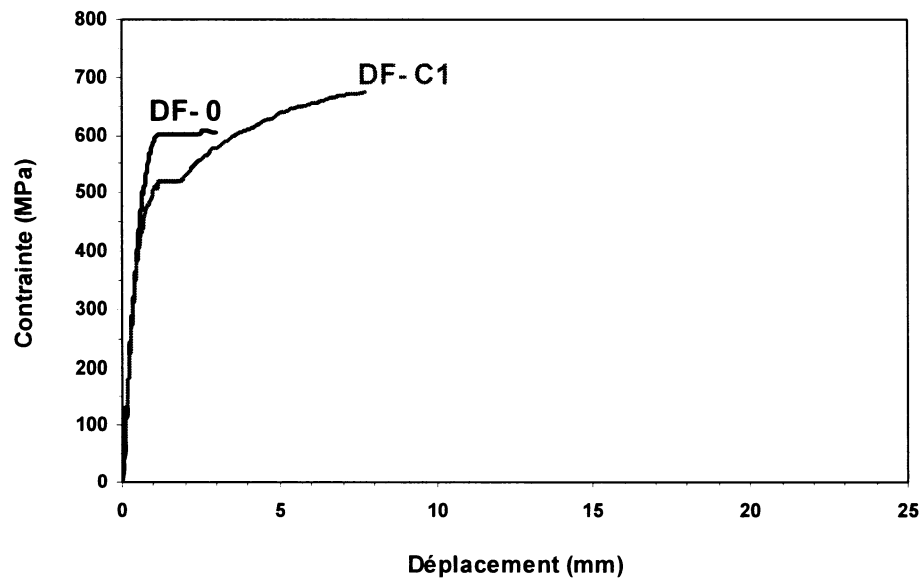


Figure 3.56: Déplacement des LVDT sur les barres inférieures.

De manière à calculer le glissement, l'allongement totale de la barre doit être soustrait du déplacement lu par les LVDT. Pour estimer l'allongement total de la barre, la somme des allongements locaux entre l'extrémité libre de la barre et l'attache du LDT peut être calculée en utilisant l'équation suivante :

$$\Delta_L = \sum \varepsilon_m l \quad (3.1)$$

où ε_m : déformation moyenne entre deux points de lecture subséquents

Δ_L : allongement total de la barre entre l'extrémité libre et l'attache du LVDT

l : distance entre deux points de lecture

Étant donné que dans notre situation les lectures des déformations ont été prises à 300 mm et 600 mm durant les essais, trois intervalles (0-300 mm et 300-600 mm et 600-670 mm) ont été utilisés pour les calculs de l'allongement total de la barre supérieure,

comme le montre la Figure 3.57. Il a été supposé pour les calculs que les déformations à l'extrémité libre de la barre étaient nulles et que celles à 670 mm étaient les mêmes qu'à 600 mm. Pour les intervalles entre 0-300 mm et 300-600 mm, les valeurs moyennes des déformations ont été utilisées alors que pour l'intervalle 600-670 mm, la valeur des déformations à 600 mm a été considérée. L'hypothèse de l'utilisation des déformations moyennes pour le calcul de l'allongement d'un intervalle donné est valide dans le domaine élastique où les déformations suivent une courbe linéaire. Toutefois, comme il a été discuté précédemment, au-delà d'environ 60% de la contrainte ultime des spécimens, les déformations à 600 mm deviennent très grandes sur une distance localisée, à cause de la plastification locale des armatures. Face à cette problématique, le glissement a donc été calculé uniquement pour des contraintes inférieures à 60% de la contrainte ultime du spécimen renforcé. Comme le montre les Figures 3.58 et 3.59, les déplacements relevés par les LVDT pour cette plage de contrainte correspondaient principalement aux déformations des armatures et pratiquement aucun glissement n'a été relevé que ce soit pour le spécimen témoin ou le spécimen renforcé.

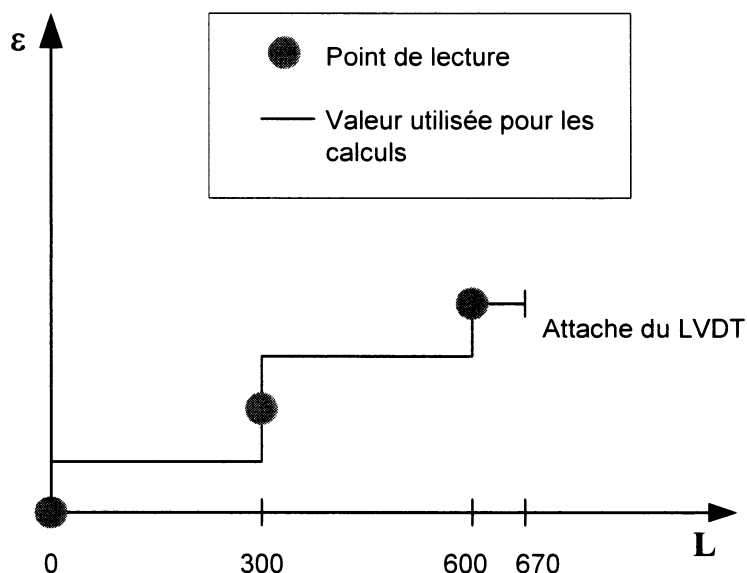


Figure 3.57 : Représentation des hypothèses utilisées pour le calcul du glissement.

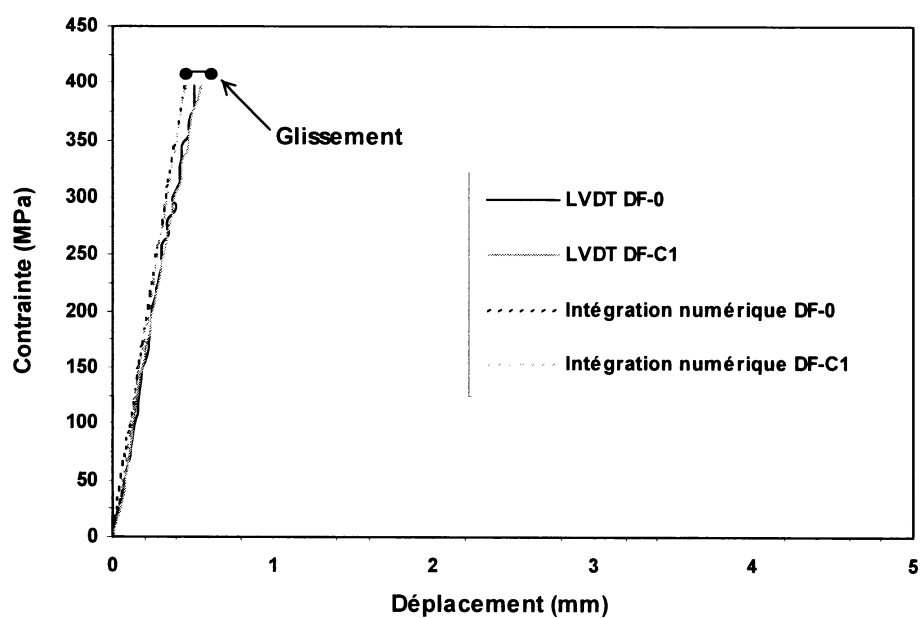


Figure 3.58 : Déplacement des barres supérieures.

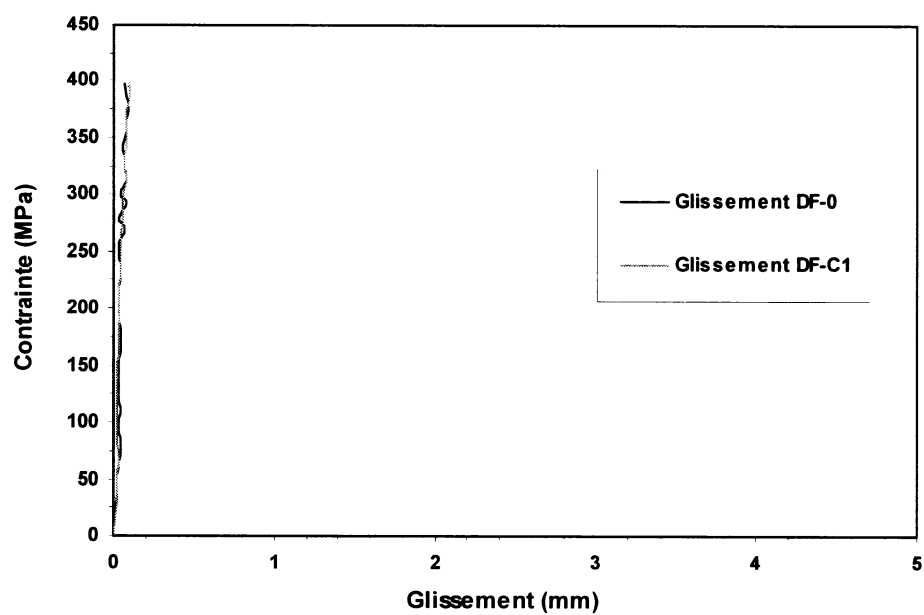


Figure 3.59 : Glissement des barres supérieures.

3.5 Sommaire des résultats des essais d'arrachement

L'essai d'arrachement développé dans le cadre de ce mémoire pour étudier le fendage du béton a permis d'obtenir plusieurs informations intéressantes concernant entre autre la distribution des contraintes le long de l'ancrage des barres, les patrons de fissuration et l'ouverture des fissures de fendage. De plus, les essais d'arrachement ont permis d'évaluer l'amélioration pouvant être apportée par un renforcement avec des matériaux composites. Dans ce sens, les principaux points qui ressortent de ces essais peuvent être résumés comme suit :

1. Afin d'augmenter la valeur des contraintes pouvant être développées dans les barres d'armature chevauchées, un renforcement avec des matériaux composites peut être utilisé.
2. Les matériaux composites n'empêchent pas les fissures de fendage d'atteindre la surface du béton, mais interviennent en limitant la dilatation des fissures grâce à des efforts de serrage.
3. Sous l'action des pressions radiales qui se développent dans le béton lors de l'ancrage des armatures, les matériaux composites subissent des déformations locales. Il a été observé à partir des déformations que les forces dans les matériaux composites se développaient sur une très courte distance.
4. La répartition des déformations le long de l'axe longitudinal des armatures a permis d'observer que suivant l'augmentation de la charge appliquée, les déformations dans les matériaux composites progressent graduellement de l'extrémité chargée de la barre vers l'extrémité libre.

5. La répartition des déformations selon l'axe transversal du spécimen a permis de conclure que durant la majeure partie de l'essai, les déformations les plus importantes sont généralement obtenues directement au-dessus des barres chevauchées où le couvert de béton est le plus petit. Toutefois, à la rupture, avec le soulèvement du béton et l'augmentation du nombre de fissures, il est possible de lire des déformations plus élevées à proximité des barres chevauchées que directement au-dessus de ces dernières.
6. Les modifications apportées aux spécimens lors de la deuxième série d'essais a permis de réduire la résistance du spécimen témoin. Toutefois, la méthode expérimentale n'est pas encore au point et une réduction de la longueur de chevauchement serait nécessaire pour être en mesure d'étudier les ruptures d'ancrage avant la plastification des armatures du spécimen témoin. Dans ce sens, sans doute qu'une longueur de chevauchement correspondant à 10 fois le diamètre de la barre serait suffisante pour obtenir des contraintes maximales correspondant à la moitié de la limite élastique de l'acier dans le cas du spécimen témoin.
7. Il serait préférable d'utiliser un montage qui permettrait un chargement symétrique et qui n'aurait pas recourt à l'utilisation de tiges filetées pour transférer la charge entre le vérin et les armatures. Il est possible que ces facteurs aient influencé la précision des lectures et introduit de la flexion dans les barres d'armature.
8. Pour être en mesure de calculer le glissement des armatures pour toute la durée des essais, une plus grande quantité de jauges devraient être utilisées. De manière à ne pas affecter l'adhérence des barres, ces jauges devraient être posées à l'intérieur des armatures au lieu d'en surface.

CHAPITRE 4

ESSAIS DE FLEXION SUR DES POUTRES

Afin de faire suite aux essais d'arrachement où le fendage du béton et l'ancrage des barres d'armature ont été étudiés dans des conditions simplifiées, une deuxième série d'essais a été effectuée de manière à étudier les ruptures d'ancrage dans des conditions se rapprochant davantage de celles auxquelles les piles de pont peuvent être soumises. Pour ce faire, des essais de flexion ont été effectués de manière à inclure la présence du béton en traction et des fissures de flexion dans l'évaluation de la technique de renforcement.

Le contenu de ce chapitre est divisé en plusieurs sections. Dans un premier temps, on retrouve un énoncé des objectifs des essais de flexion et une explication du choix des spécimens. Par la suite, une description du montage d'essais et de l'instrumentation est effectuée. Finalement, les résultats des essais de flexion sont présentés et commentés.

4.1 Objectifs des essais de flexion

Les essais de flexion ont été effectués dans le cadre de ce projet pour répondre à plusieurs objectifs dont les principaux sont :

- Étudier le mécanisme de fendage de béton dans le cadre de spécimens soumis à de la flexion;
- Étudier le transfert des efforts entre les armatures chevauchées;
- Établir le gain de ductilité pouvant être apporté par une chemise en matériaux composites;

- Évaluer l'influence de la variation de l'épaisseur des matériaux composites sur le comportement des poutres.

4.2 Description et conception des spécimens

4.2.1 Choix des spécimens

Premièrement, il a été décidé pour les essais de flexion de fabriquer des spécimens en se basant sur le mode de conception des piles de pont de forme rectangulaire construites avant 1988. Deuxièmement, comme des essais sur des piles de grande dimension nécessitaient des installations particulières qui n'étaient pas disponibles au moment de ce projet, il a été convenu d'utiliser des spécimens de dimension réduite qui simuleraient une tranche d'une section de colonne rectangulaire. En tenant compte de ces deux conditions, trois poutres en béton armé de 450 mm x 550 mm x 3 000 mm ont été fabriquées pour les essais de flexion. Chacune de ces poutres comprenait trois séries de barres d'armature chevauchées situées dans la partie centrale. Les armatures longitudinales étaient des barres No 25 et les armatures transversales des barres No 10 toutes de nuance 400W. La longueur de chevauchement des barres d'armature était la même que celle utilisée pour les essais d'arrachement soit 600 mm ou 24 fois le diamètre de la barre longitudinale (Figure 4.1).

Pour le calcul des armatures, la largeur nominale des poutres a été utilisée soit 450 mm. La géométrie des étriers et des barres d'armature dans la partie tendue des poutres reflétait ceci. Toutefois, afin d'ancrer le matériau composite sans introduire d'effort local de confinement, les poutres ont été fabriquées avec une sur-largeur de 50 mm de chaque côté.

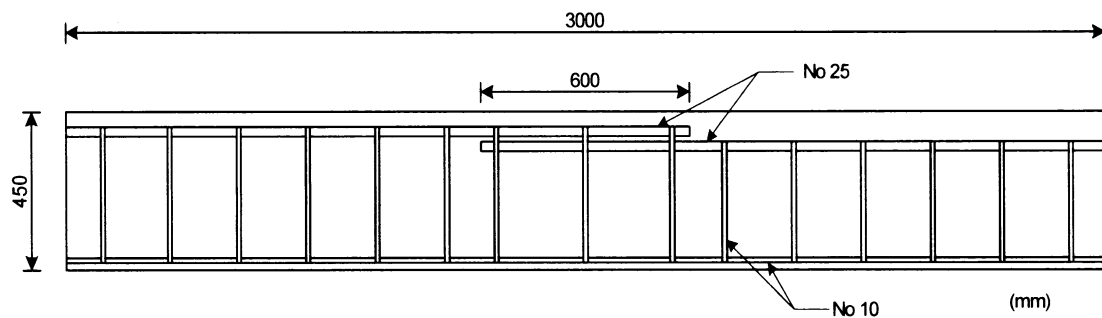


Figure 4.1: Dimension des poutres utilisées pour les essais de flexion.

Pour la conception des étriers des poutres, deux approches ont été utilisées. Dans la section centrale des poutres, où il y avait chevauchement des armatures, les étriers ont été positionnés et fabriqués en suivant les normes de conception prévalant avant 1988. Ainsi, dans cette zone des étriers espacés de 300 mm ont été utilisés et ces derniers ont été imbriqués les uns aux autres, tel que montré à la Figure 4.2. Toutefois, dans les extrémités des poutres, la norme canadienne de béton sur les structures en béton CSA/A23.3 (CSA, 1994) a été suivie afin de prévenir une rupture en cisaillement dans ces zones. En se basant sur cette norme, il a été évalué que pour résister à l'effort tranchant dans les zones à l'extérieur des chevauchements d'armature, un espacement de 200 mm était requis. De plus, ces étriers n'ont pas été imbriqués, mais fabriqués conformément à la norme A23.3, comme le montre la Figure 4.3.

Pour assurer une bonne mise en place et empêcher une rupture prématurée du matériau composite, il a été planifié d'arrondir les coins supérieurs des poutres lors de l'étape de fabrication. Dans le manuel de conception de ISIS (2001), il est spécifié que les coins des colonnes rectangulaires doivent être arrondis de telle sorte que le rayon rencontre la plus faible des deux conditions suivantes :

$$r \geq \frac{b}{6} \quad \text{où } b \text{ correspond à la largeur de la colonne}$$

$$r \geq 35 \text{ mm}$$

Dans notre cas, le rayon minimum de 35 mm aurait pu être choisi. Toutefois, il a été décidé d'utiliser un rayon de 50 mm pour des raisons pratiques. De plus, tel qu'indiqué précédemment, il a été assumé que les matériaux composites n'apporteraient pas de confinement aux poutres.

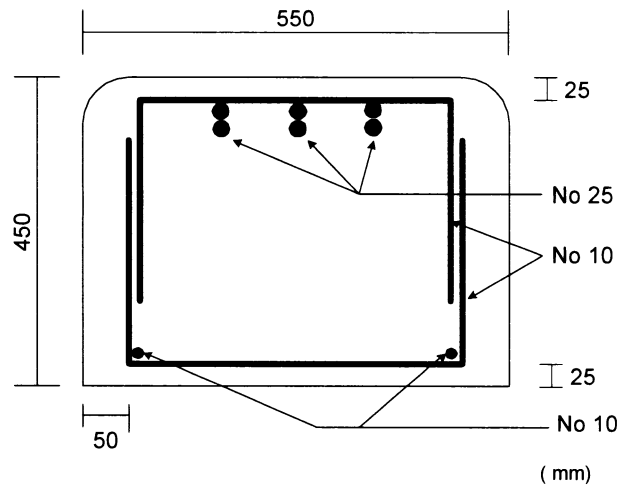


Figure 4.2 : Coupe transversale des poutres dans la zone de chevauchement.

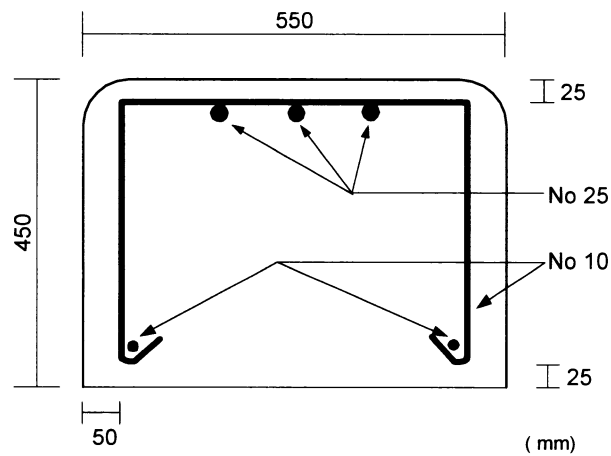


Figure 4.3 : Coupe transversale des poutres hors de la zone de chevauchement.

4.2.2 Fabrication des spécimens

Une photo d'un coffrage avec la cage d'armature et mettant en évidence divers détails de fabrication de même que les deux configurations d'étrier présentées précédemment est montrée à la Figure 4.4.

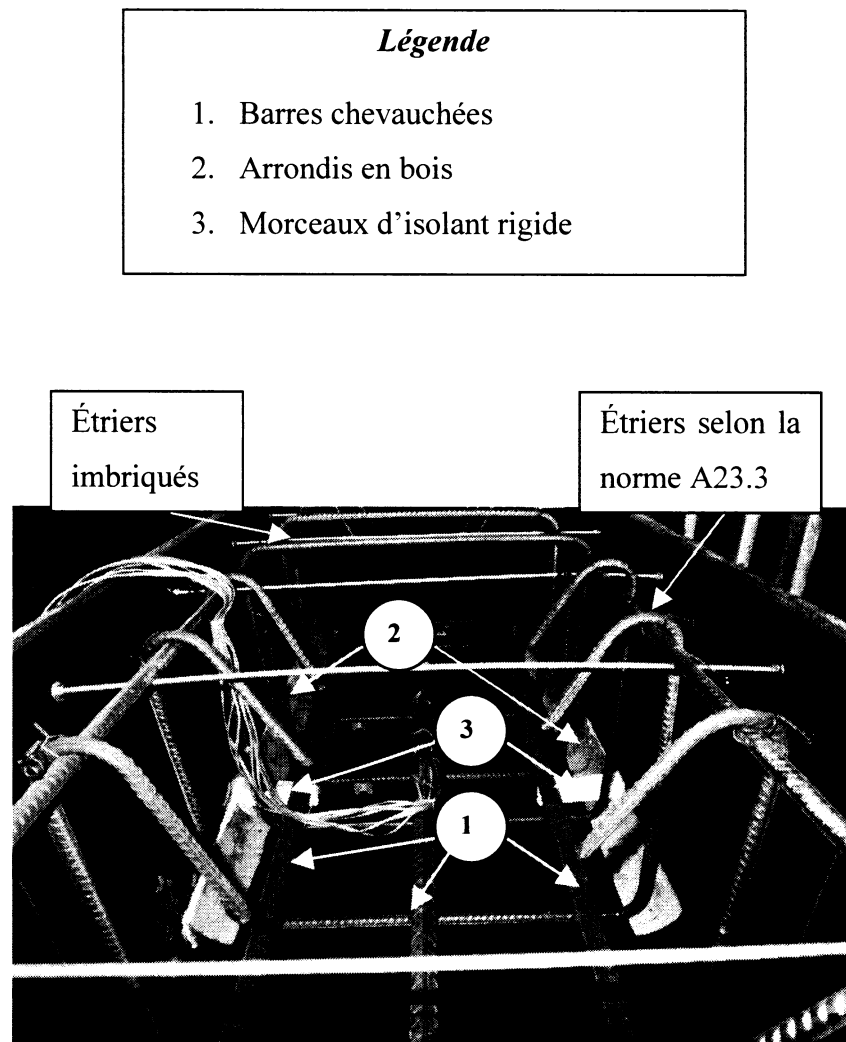


Figure 4.4 : Photo des coffrages des poutres avec les détails de fabrication.

Lors de la fabrication, les arrondis en bois ont été positionnés à la base des coffrages dans le but d'obtenir des coins avec un rayon de 50 mm. Quant aux isolants rigides, ces derniers ont été utilisés pour entourer une tige d'acier soudée transversalement à l'extrémité des barres d'armature extérieures de manière à pouvoir suivre leur glissement lors des essais.

La coulée des poutres a été effectuée le 13 août 2002 dans le laboratoire de Structure de l'École Polytechnique de Montréal à partir d'un béton préparé en usine par un fabricant industriel. Le béton était déposé dans les coffrages à l'aide d'un godet et vibré pour assurer une bonne mise en place. Suite à la coulée, les spécimens ont subi une cure humide de 3 jours et une cure à l'aire libre d'au moins deux mois dans le laboratoire avant les essais.

4.2.3 Propriétés des matériaux

Lors de la coulée de béton, des essais sur le béton frais ont été effectués et 10 cylindres ont été fabriqués de manière à pouvoir évaluer les propriétés réelles du béton au moment des essais. Les tests effectués sur le béton frais ont indiqué un affaissement de 10 mm, un pourcentage d'air de 1.6 % et une masse de 2 438 kg/m³. À partir des cylindres de béton, deux types d'essais ont été effectués soit l'essai de compression, pour obtenir la résistance en compression du béton (f'_c), et l'essai de module pour obtenir le module d'Young (E) et le coefficient de Poisson (ν). En effectuant la moyenne des résultats obtenus sur les cylindres de béton, les propriétés suivantes ont été déterminées:

$$E = 30\,277 \text{ MPa}$$

$$f'_c = 36 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0.22$$

L'acier des barres d'armature No 25 et No 10 était de grade 400W et présentait la même courbe contrainte-déformation que l'acier utilisé dans les essais d'arrachement (Figure 3.12). Les valeurs des propriétés utilisées dans les calculs sont donc les mêmes que celles présentées précédemment soit :

$$f_y = 488 \text{ MPa}$$

$$f_u = 670 \text{ MPa}$$

$$E_s = 208\,000 \text{ MPa}$$

4.2.4 Renforcement avec les matériaux composites

Deux des trois poutres ont été renforcées avec des polymères renforcés de fibres de carbone (PRFC). Le matériel utilisé pour le renforcement des poutres dans la zone de chevauchement était le même que celui utilisé dans les essais d'arrachement (SikaWrap Hex 103C). La poutre C2 a été renforcée avec 2 épaisseurs de PRFC alors que la poutre C4 a été renforcée avec 4 épaisseurs de PRFC. Dans les deux cas, la chemise avait une largeur de 640 mm, ce qui signifie qu'elle dépassait la zone de chevauchement de 20 mm de chaque côté. La pose des matériaux composites a été effectuée en utilisant deux résines. La résine Sikadur-330 sous forme de pâte a été utilisée comme apprêt et posée sur la surface de béton à l'aide d'une truelle, comme le montre la Figure 4.5. La résine Sikadur Hex 300 a pour sa part été imprégnée manuellement dans le tissu à l'aide d'un rouleau à peindre avant que ce dernier soit appliqué sur le béton, comme le montre les Figures 4.6 et 4.7.

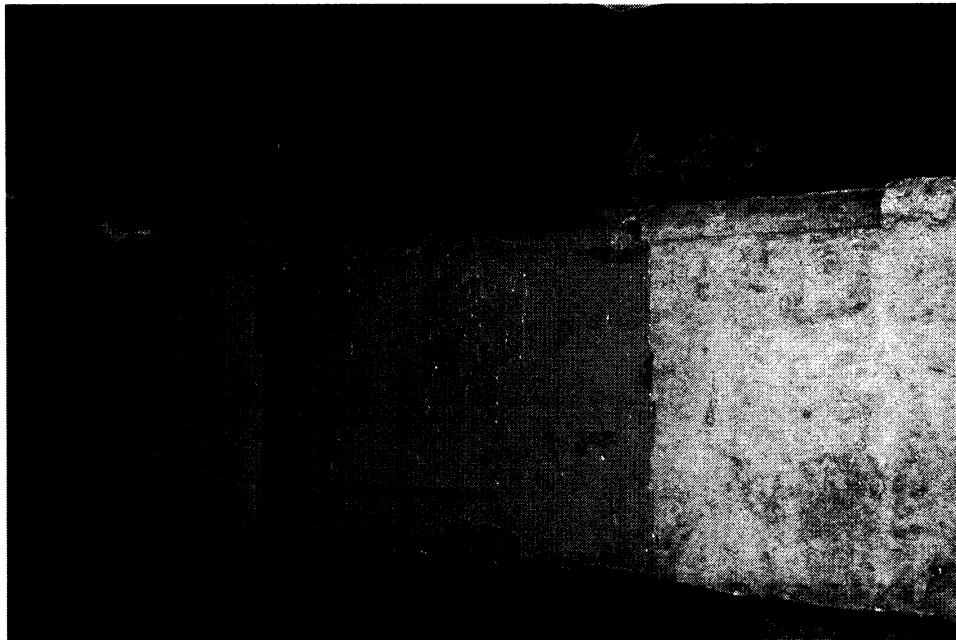


Figure 4.5 : Pose de Sikadur-330 comme apprêt.

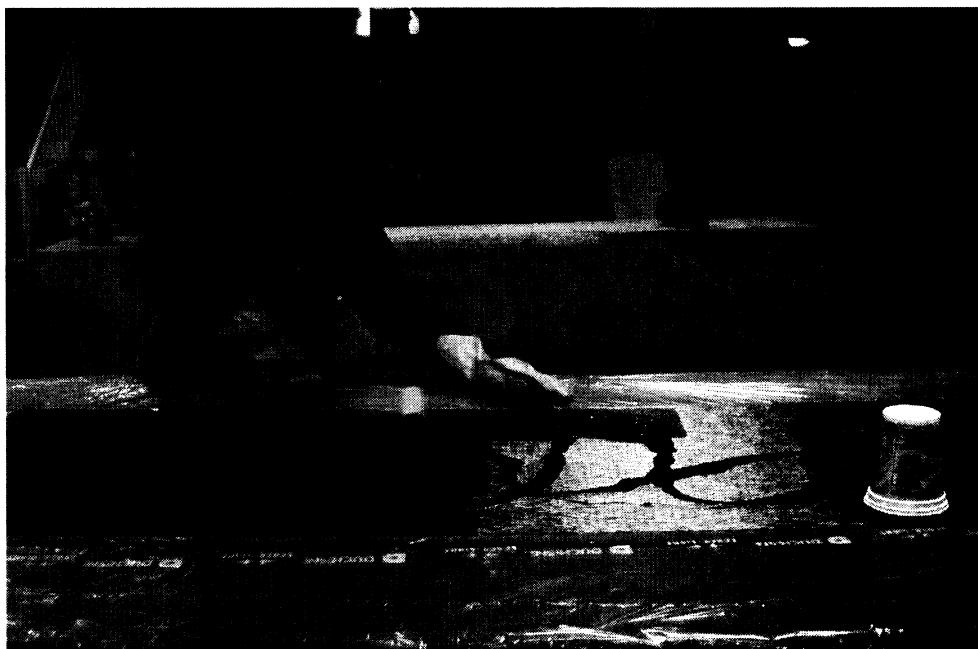


Figure 4.6 : Imprégnation de Sikadur Hex 300 dans les fibres.

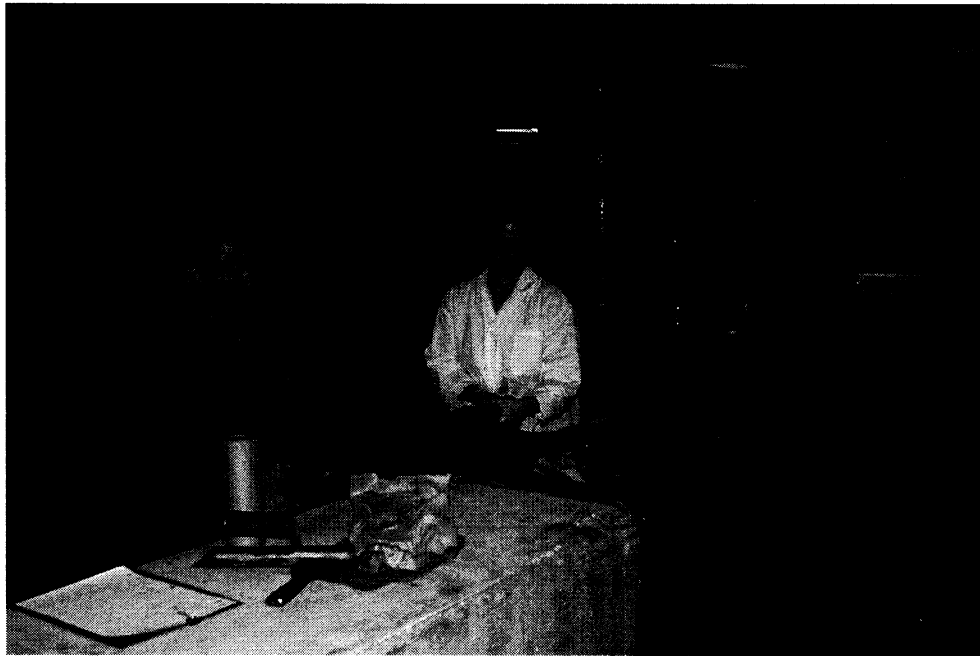


Figure 4.7 : Pose des matériaux composites sur la poutre.

4.3 Réalisation des essais

4.3.1 Montage expérimental

Les essais en laboratoire ont été effectués à partir du montage montré à la Figure 4.8. Les poutres étaient disposées sur deux appuis distancés de 1000 mm. L'appui situé à 1000 mm de l'extrémité gauche était composé de rouleaux alors que l'autre appui était fixe. Les vérins étaient décalés des extrémités de la poutre de 200 mm pour éviter les ruptures en coin.

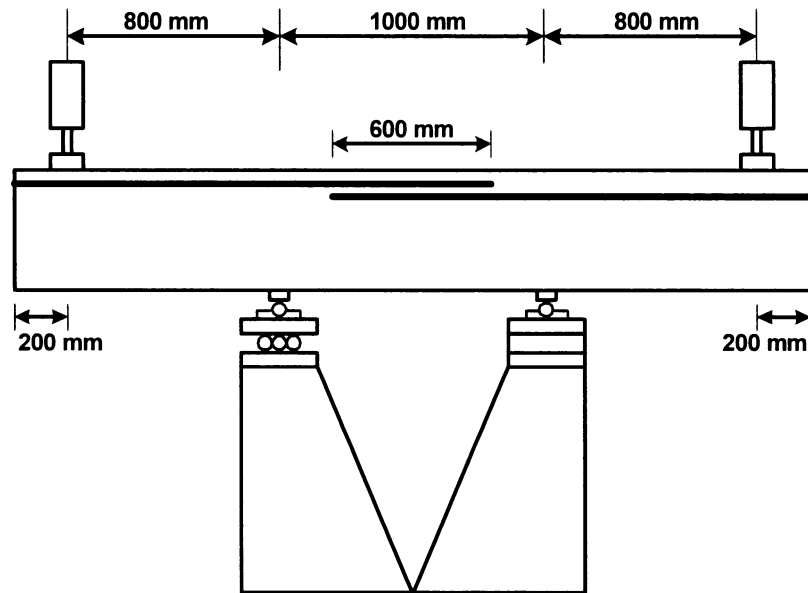


Figure 4.8 : Montage pour les essais de flexion.

Les essais ont été effectués de façon statique monotonique, c'est à dire que pendant l'essai une charge croissante a été appliquée aux deux extrémités de la poutre. Ce montage permettait de développer une zone de moment fléchissant constant et aucun effort tranchant dans la section centrale de la poutre où le chevauchement des armatures se trouvait. Les vérins utilisés pour les essais avaient une capacité de 222 kN et étaient contrôlés de manière à appliquer la charge progressivement. Pendant les essais, des incréments de 10 kN ont été utilisés jusqu'à la fissuration du béton et par la suite des incréments de 20 kN ont été utilisés jusqu'à la rupture du spécimen.

4.3.2 Instrumentation

Afin d'évaluer le comportement structural et la ductilité des poutres avec et sans renforcement, divers instruments ont été utilisés durant les essais. Certains instruments de mesure, comme les jauges de déformations électriques, ont été installés avant la

coulée de béton alors que d'autres instruments ont été posés juste avant le début des essais.

Pour évaluer la déformation des armatures, les jauges ont été posées sur les barres centrales. Ces barres ont été choisies pour prendre les mesures puisque ce sont celles qui étaient les plus éloignées des coins de la poutre et donc les moins confinées par les étriers et le renforcement de matériaux composites dans le cas des poutres C2 et C4. Les jauges ont été posées sur les deux armatures centrales à 300 mm et 600 mm des extrémités chevauchées des barres, comme le montre la Figure 4.9. À chaque emplacement, deux jauges diamétralement opposées ont été mises en place de manière à pouvoir calculer une valeur moyenne des déformations. Pour les fins d'analyses, les emplacements des jauges seront identifiés comme étant les sections 1, 2 et 3. De plus, afin de suivre le glissement des barres d'armature, des repères mécaniques ont été installés sur les tiges d'acier soudées aux extrémités des barres d'armature extérieures, comme le montre le point D de la Figure 4.9.

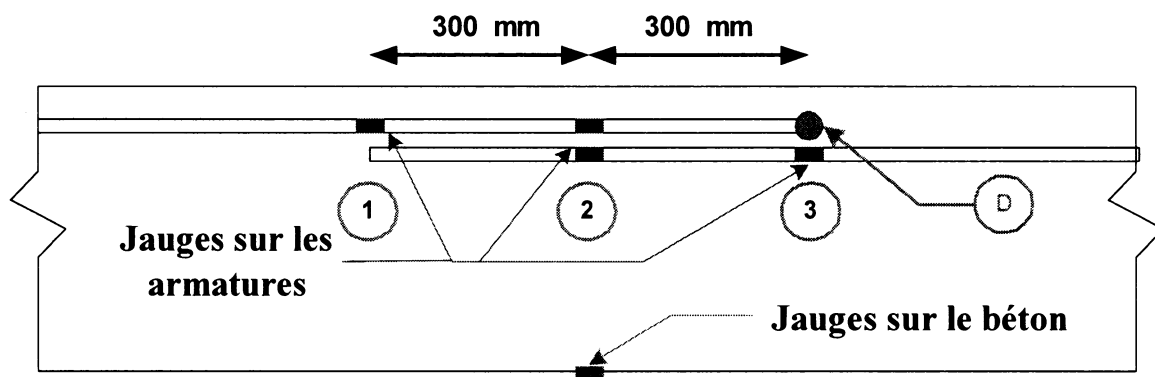


Figure 4.9 : Position des jauges électriques dans la zone de chevauchement.

Pour ce qui est des lectures à la surface du béton de la poutre témoin dans la zone de chevauchement des armatures, des jauges ont été posées sur la face comprimée de la

poutre alors que des points de repère mécanique ont été utilisés pour prendre des lectures sur la face tendue. Certains repères mécaniques espacés de 150 mm ont été installés de manière à lire l'ouverture des fissures de fendage au-dessus des barres longitudinales, comme le montre la Figure 4.10, alors que d'autres repères espacés de 250 mm ont été utilisés pour suivre l'ouverture des fissures de flexion (Figure 4.11).

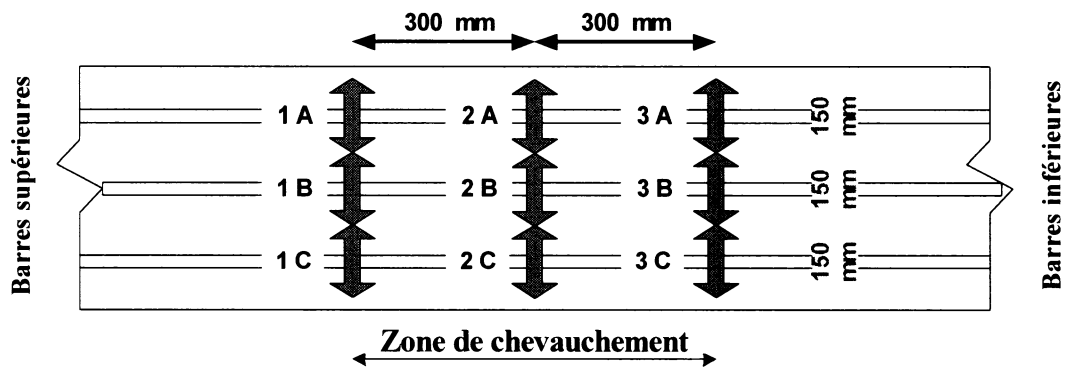


Figure 4.10 : Points de lectures avec les repères mécaniques pour les fissures de fendage.

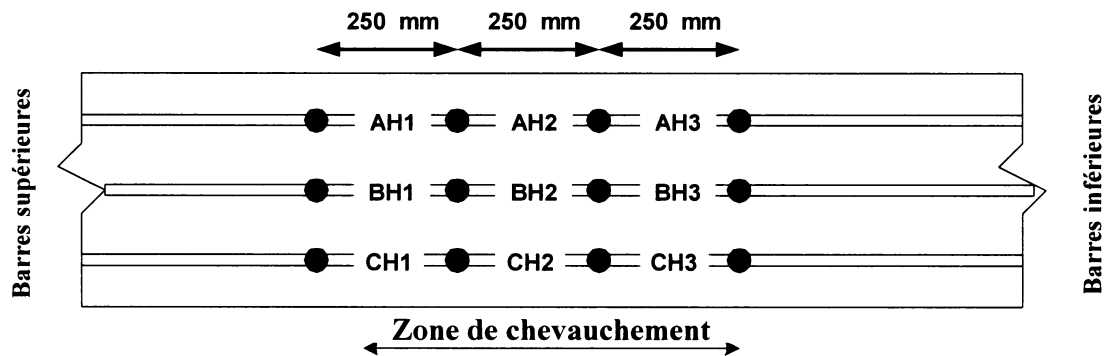


Figure 4.11 : Points de lectures avec les repères mécaniques pour les fissures de flexion.

Dans le cas des spécimens renforcés, seules des jauges électriques ont été utilisées pour obtenir les déformations sur les faces tendues et comprimées. Sur les faces comprimées, deux jauges ont été posées dans le sens transversal des fibres alors que sur les faces tendues une série de jauges a été posée pour suivre les déformations dans le sens des fibres des matériaux composites. Sur les poutres C2 et C4, deux jauges électriques (1B

et 3B) ont été installées au-dessus des barres centrales chevauchées près des deux extrémités de la zone de chevauchement de manière à pouvoir établir un parallèle avec les lectures des repères mécaniques de la poutre témoin. De plus, afin d'étudier la répartition transversale des efforts dans le composite, des jauges additionnelles ont été installées sur la poutre C2 de manière à couvrir les zones éloignées des barres centrales ainsi que les faces verticales de la poutre (D4, D5, D6, G4, G5, G6), comme le montre la Figure 4.12.

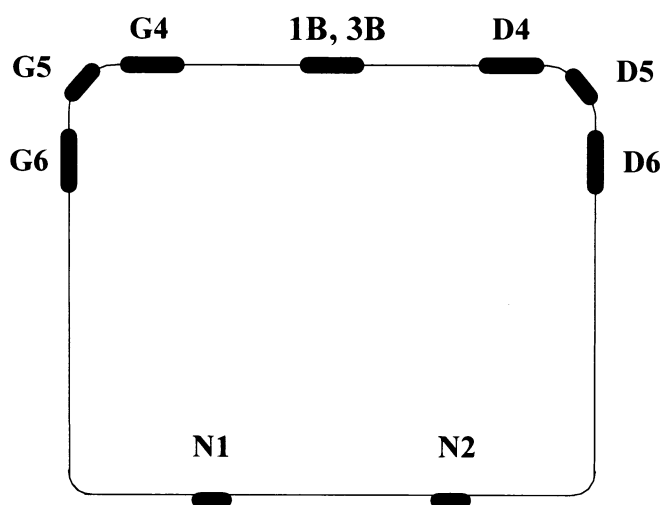


Figure 4.12 : Position des jauges électriques sur une section transversale de la poutre C2.

4.3.3 Calcul théorique de la résistance flexionnelle de la poutre

En utilisant les propriétés des matériaux évaluées en laboratoire, les configurations des poutres décrites précédemment et l'aire mesurée des aciers d'armature une fois l'instrumentation appliquée, le moment résistant des spécimens a été calculé. Pour ce faire, l'équation de la résistance ultime d'une poutre rectangulaire a été utilisée :

$$M_{ult} = A_s f_y (d - a/2) \quad (4.1)$$

$$\text{où } a = \frac{A_s f_y}{\alpha_1 f'_c b} \quad (4.2)$$

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015 f'_c \quad (4.3)$$

Étant donné que les barres d'armature ont été chevauchées dans le plan vertical des poutres, les deux côtés de la poutre n'avaient pas la même résistance. Une première résistance peut donc être calculée pour le cas des barres inférieures en utilisant dans l'équation (4.1) d égal à 377,5 mm, A_s à 1441 mm², b à 550 mm, f'_c à 36 MPa et f_y à 488 MPa. Une autre résistance peut être calculée pour les barres supérieures en changeant la valeur de d pour 402,5 mm. De cette façon, on obtient des résistances à l'ultime de 250 kN-m pour les barres inférieures et de 267 kN-m pour les barres supérieures.

4.4 Résultats de l'essai sur la poutre témoin

Le premier essai de flexion a été effectué sur le spécimen témoin. Tout au long de l'essai, des lectures ont été prises soit manuellement, soit à partir du système d'acquisition de données de manière à obtenir des informations concernant les déformations des armatures, les déformations du béton, le glissement des barres et la progression de la fissuration du béton. Toutes ces informations seront présentées en détail dans la présente section.

4.4.1 Relevés visuels pour la poutre témoin

Afin d'interpréter plus justement les informations recueillies à partir de l'instrumentation, un relevé des dommages a été fait durant l'essai de flexion. Un des suivis qui a été effectué est celui de la progression des fissures. Ces informations sont importantes puisque le réseau de fissuration aide à suivre le déroulement des essais et à comprendre les divers phénomènes qui se produisent avant et lors de la rupture d'un spécimen. Alors que durant les essais d'arrachement, présentés au Chapitre 3, seul un réseau de fissures de fendage s'était développé à cause des pressions radiales dans le béton, il y avait, dans le cas présent, à la fois des fissures de flexion et des fissures de fendage. La formation de ces fissures est causée d'une part par les efforts de traction dans le béton lors du chargement en flexion de la poutre et d'autre part par l'ancrage des barres d'armature.

Si on étudie de façon générale comment apparaissent les fissures, on peut considérer que lorsque le béton atteint sa résistance en traction, des fissures primaires de flexion se forment (Figure 4.13). À ces endroits, la contrainte de béton tombe à zéro et l'acier reprend la totalité de la contrainte de traction. Dans les zones d'ancrage, les efforts de traction auxquels sont sujettes les armatures ont pour effets d'exercer un anneau de tension sur le béton environnant, ce qui engendre un réseau de fissures internes secondaires nommé fissures de fendage. Lorsque ces fissures progressent et atteignent la surface du béton ou que le béton commence à s'endommager localement, les armatures commencent à glisser par rapport au béton et peuvent ainsi entraîner la rupture du spécimen, tel que mentionné au Chapitre 2 de ce mémoire.

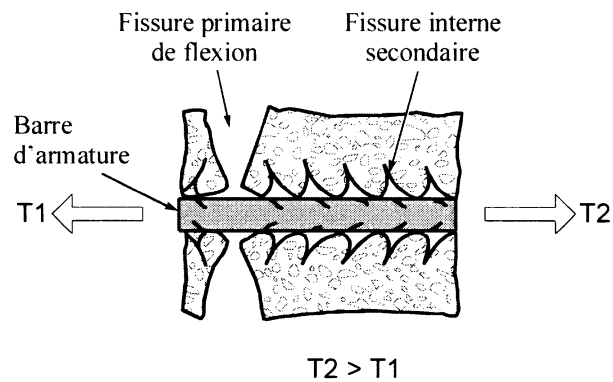


Figure 4.13 : Fissures de flexion et de fendage.

De manière à confirmer les mesures relevées sur le spécimen témoin à partir de l'instrumentation, un relevé des fissurations a été effectué tout au long des essais et est présenté aux Figures 4.14 et 4.15.

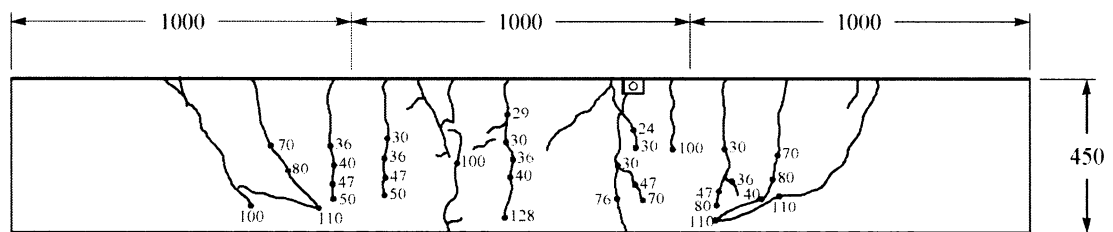
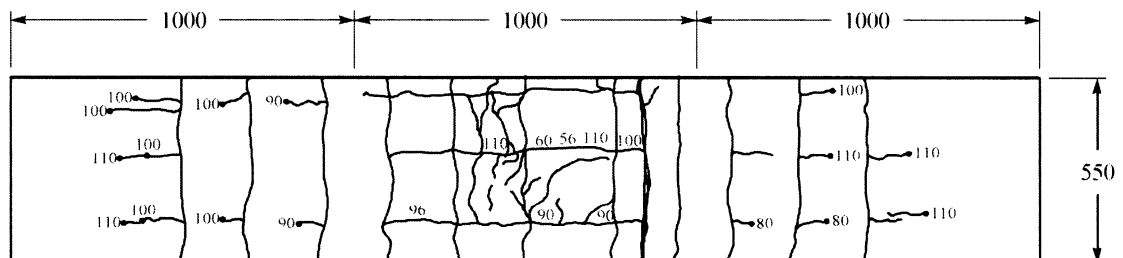


Figure 4.14 : Fissures relevées sur la face verticale de la poutre témoin.



À partir du patron de fissuration du spécimen témoin il a été observé que les fissures de flexion apparaissaient les premières à 42.7 kN-m alors que les fissures de fendage ont été visibles uniquement à partir de 90 kN-m. De façon générale, on peut observer que les fissures de flexion se sont développées pratiquement à tous les 200 mm, ce qui correspond à l'espacement des étriers. Les fissures de fendage se sont quant à elles produites au-dessus des barres longitudinales et étaient surtout concentrées dans la zone de chevauchement ou près des fissures de flexion. Ces relevés indiquent donc que lors des essais de flexion, les fissures de flexion et les fissures de fendage jouent toutes deux des rôles importants. En effet, les fissures de flexion sont souvent des zones initiatrices à la formation de fissures de fendage lesquelles peuvent entraîner la rupture du chevauchement d'armature.

Si on regarde l'état de la poutre à la fin de l'essai, on peut conclure que la rupture du spécimen témoin à un moment de 230 kN-m était de type fragile et qu'elle s'est produite brusquement avec le soulèvement du béton à l'extrémité de la zone de chevauchement du côté de la barre inférieure (Figure 4.16).

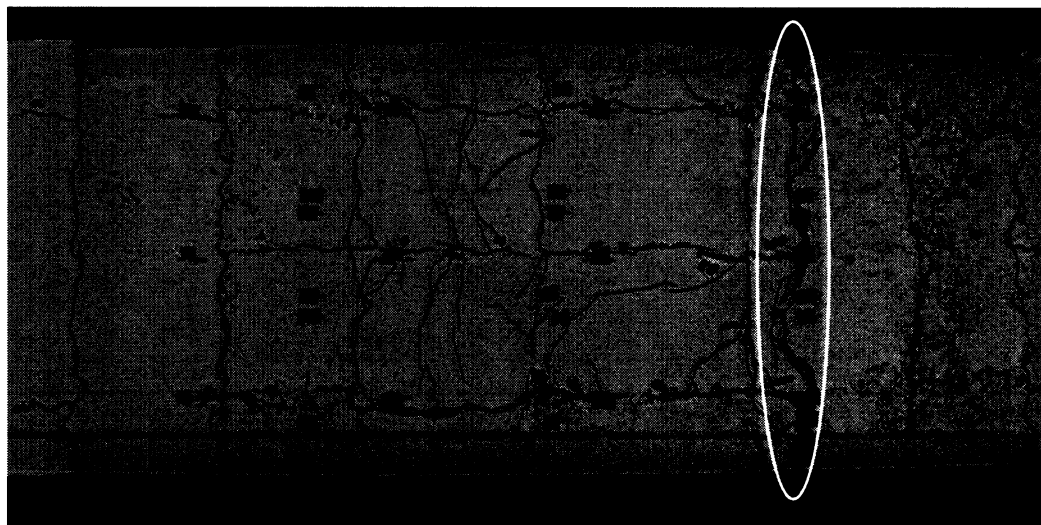


Figure 4.16 : Vue de la face tendue du spécimen témoin à la rupture.

Au moment de la rupture d'ancrage de la poutre témoin, il y avait très peu de déformations plastiques, comme on peut le voir à la Figure 4.17.

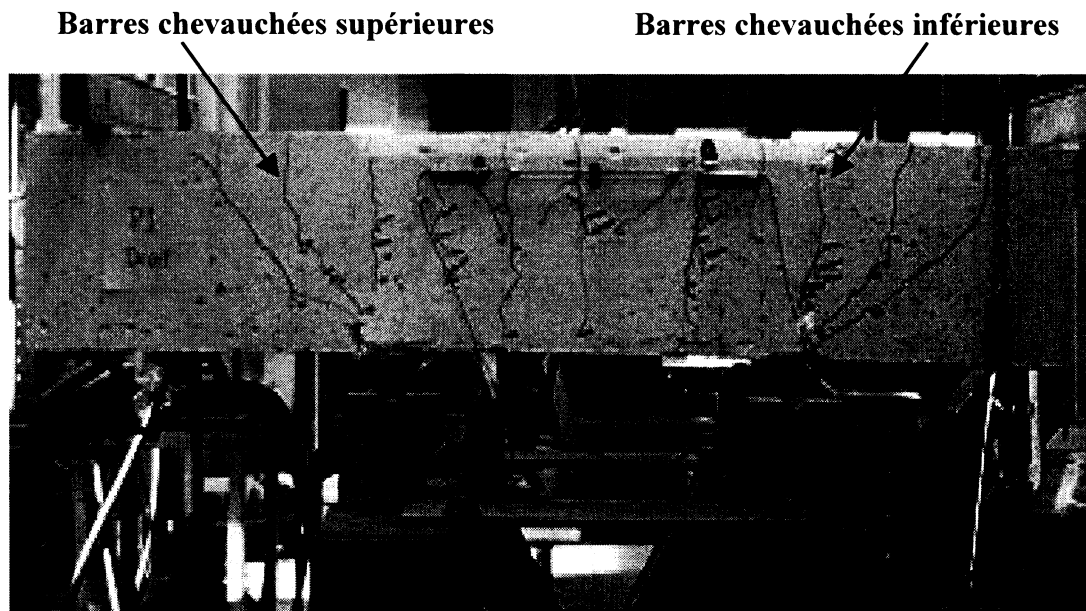


Figure 4.17 : Poutre témoin à la rupture.

4.4.2 Déformation des armatures

Les moyennes des lectures de déformation prises à partir des jauges positionnées sur les armatures centrales à 600 mm de l'extrémité chevauchée des barres pour les sections 1 et 3 sont présentées à la Figure 4.18. On remarque à partir de ce graphique que les plus grandes déformations se sont produites sur la barre inférieure, ce qui est logique puisque cette barre est située plus près de la fibre extrême comprimée de la poutre. Toutefois, on peut noter également que les déformations à la section 3 ont atteint la valeur de la limite élastique des barres ($2346 \mu\epsilon$) à 162 kN-m, ce qui semble étrange puisque le moment ultime théorique de la poutre en considérant l'aire des armatures une fois l'instrumentation appliquée est de 250 kN-m.

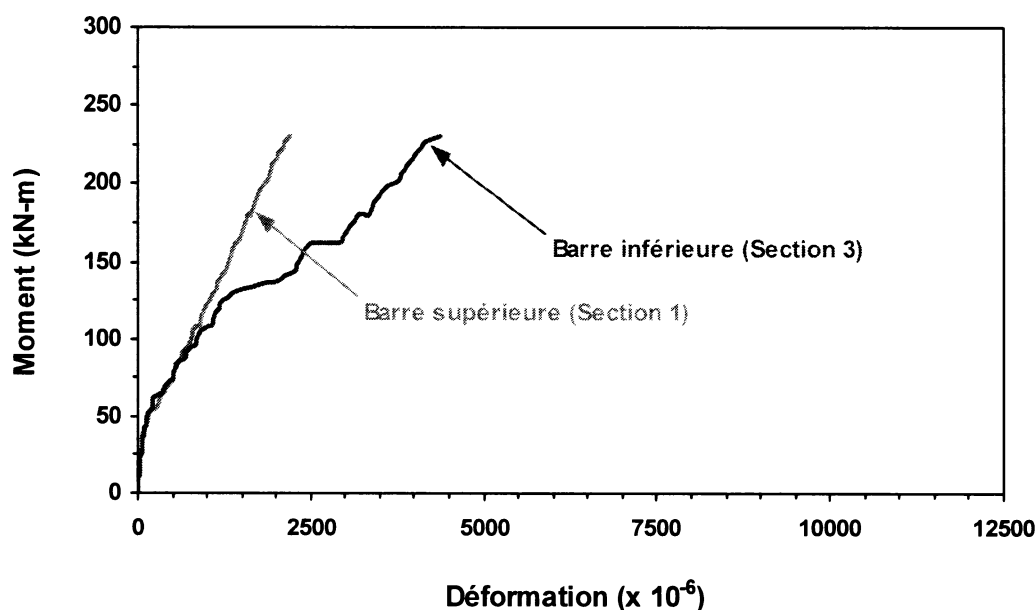


Figure 4.18 : Déformation des armatures du spécimen témoin à 600 mm de leur extrémité libre.

Afin de valider les données expérimentales à 600 mm de l'extrémité libre des barres, le logiciel d'analyse inélastique des sections AIS (Bédard et Massicotte 2001) développé à l'École Polytechnique de Montréal pour le calcul inélastique d'une section fléchie a été utilisé. En incluant les valeurs des propriétés du béton et de l'acier déterminées en laboratoire dans le logiciel AIS, les déformations théoriques ont été évaluées. Étant donné que la résistance en traction du béton n'avait pas été mesurée en laboratoire, mais calculée à partir de l'équation empirique présentée ci-dessous, la variation de ce paramètre a été utilisée pour calibrer le modèle AIS.

$$0,25 \sqrt{f'_c} < f'_t < 0,40 \sqrt{f'_c} \text{ MPa} \quad (4.4)$$

En faisant varier la résistance en traction entre les limites inférieure et supérieure de l'équation empirique ($1,5 \text{ MPa} \leq f'_t \leq 2,4 \text{ MPa}$), il a été déterminé que la valeur de

1,5 MPa pour la résistance en traction du béton se rapprochait le plus des données expérimentales, tel que le montre la Figure 4.19. Cette valeur a donc été choisie pour effectuer les simulations de ce projet.

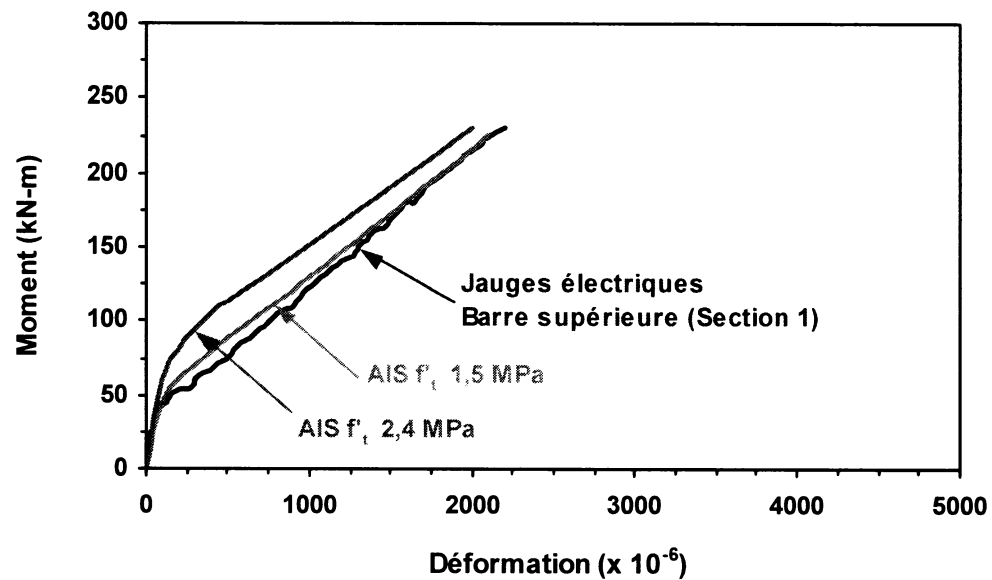


Figure 4.19 : Déformations de l'acier à la section 1 de la poutre témoin avec AIS.

La simulation effectuée pour la section 1 de la poutre témoin est présentée à la Figure 4.20. On remarque à partir de cette figure que les valeurs expérimentales sont très similaires à celles obtenues avec le logiciel AIS et que la rupture d'ancrage a eu lieu avant l'atteinte du moment ultime de la poutre. Toutefois, dans le cas de la section 3 (Figure 4.21), on note une très grande différence entre les lectures théoriques obtenues avec AIS et les lectures expérimentales. Étant donné, tel que discuté précédemment, que les valeurs expérimentales ne correspondent pas du tout aux valeurs théoriques et que la cause de l'augmentation rapide des déformations est difficilement explicable, les valeurs théoriques seront utilisées ultérieurement pour les analyses de cette section.

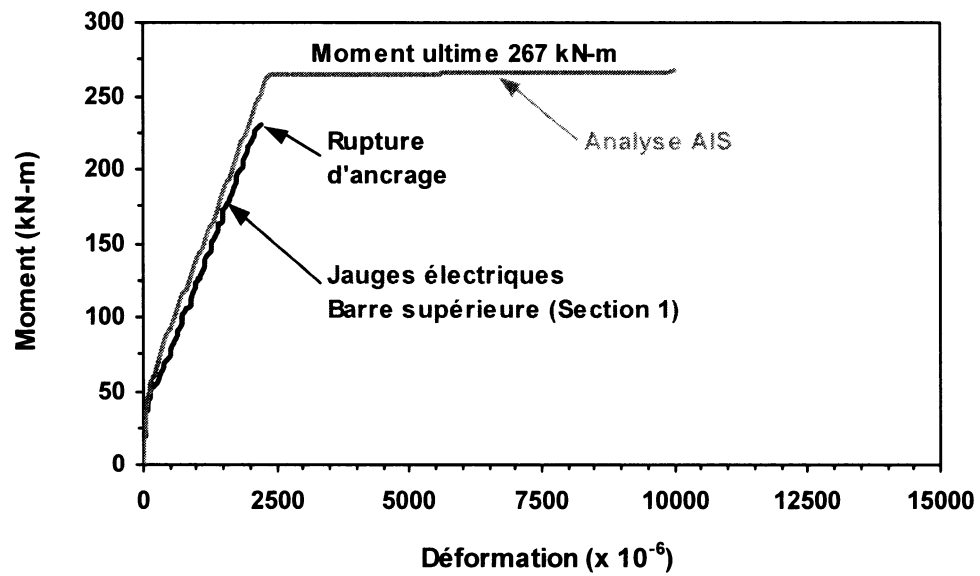


Figure 4.20 : Simulation AIS pour la section 1 de la poutre témoin.

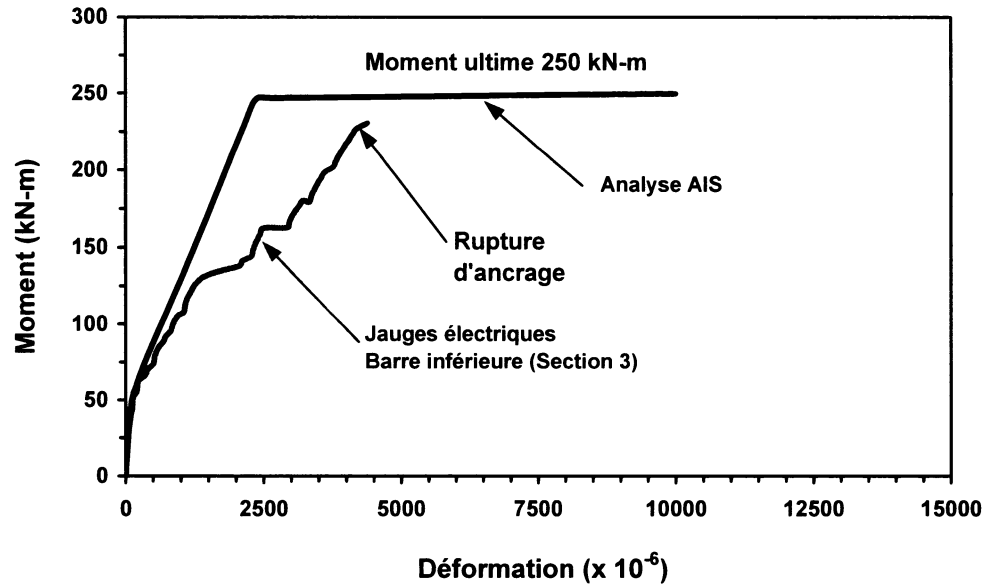


Figure 4.21 : Simulation AIS pour la section 3 de la poutre témoin.

Pour ce qui est des déformations à 300 mm (section 2), on remarque à partir de la Figure 4.22, que les valeurs relevées sur la barre inférieure et supérieure sont très similaires ce qui indique que le transfert des efforts de tension entre les deux lits d'armature s'effectue équitablement au centre de la longueur de chevauchement. Si on compare les valeurs expérimentales à celles évaluées avec AIS pour une section ayant 2 lits d'armature, on note qu'à la rupture de la poutre, la résistance ultime à cette section était loin d'être atteinte (Figure 4.23).

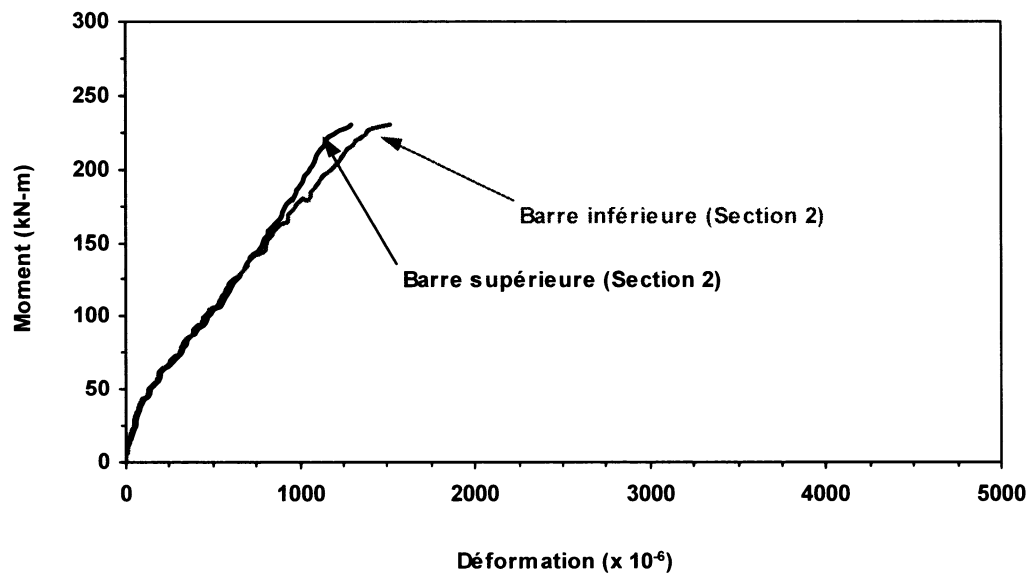


Figure 4.22: Déformation des armatures à la section 2 de la poutre témoin.

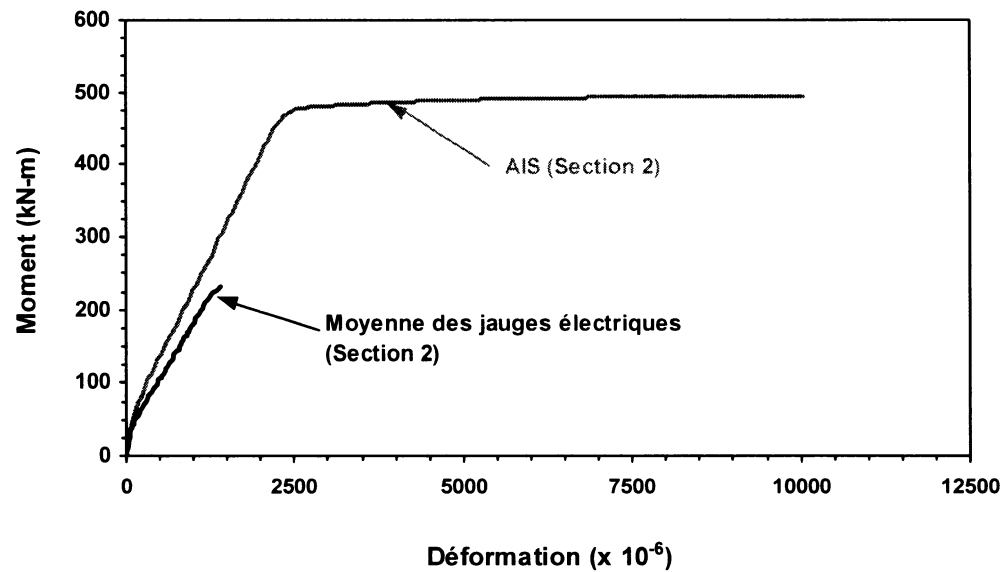


Figure 4.23 : Simulation AIS pour la section 2 de la poutre témoin.

4.4.3 Déformation des surfaces tendues et comprimées du béton

Les jauges et les repères mécaniques positionnés sur les surfaces de béton ont permis de confirmer le relevé visuel effectué sur la poutre. Si on analyse dans un premier temps les déformations en compression du béton relevées par les jauges positionnées au centre de la poutre sur la fibre la plus comprimée, des informations concernant l'état du béton tout au long de l'essai peuvent être notées.

À partir du graphique de la moyenne des déformations des jauges à la section 2, montrée à la Figure 4.24, on observe qu'il y a eu une augmentation croissante des déformations durant l'essai et que la valeur maximale obtenue à la rupture de la poutre était de $-889 \mu\epsilon$. Si on compare la courbe expérimentale avec celle calculée avec AIS pour cette

section, on observe très peu de différence, ce qui témoigne de l'exactitude du modèle utilisé.

Lors des essais en laboratoire, aucune déformation du béton n'a été relevée à l'extrémité de la zone de chevauchement où il y a eu rupture de la poutre. Toutefois, à l'aide du logiciel AIS, une simulation a été effectuée à cette section et est présentée à la Figure 4.24. À partir de cette simulation, on observe qu'à la rupture les déformations dans le béton à la section 3 se situaient probablement aux alentours de $-1235 \mu\epsilon$. Ces résultats sont cohérents puisqu'il y a eu une rupture prématurée de la poutre à cause du glissement des armatures.

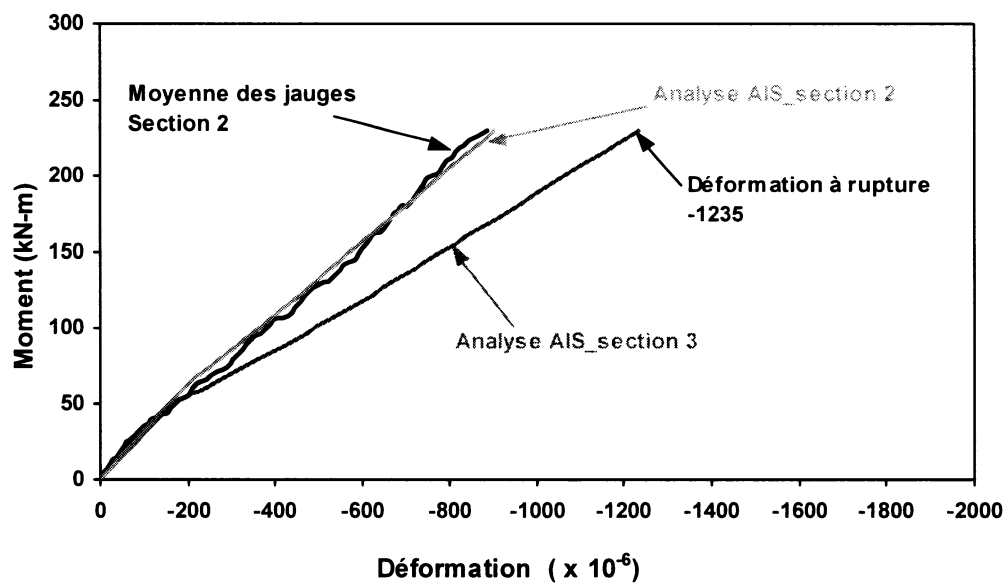


Figure 4.24 : Déformation sur la face comprimée de la poutre témoin.

Pour ce qui est des relevés effectués à partir des repères mécaniques sur la zone tendue du béton, ces données peuvent être utilisées pour étudier l'ouverture des fissures de fendage et de flexion. La Figure 4.25 présente la moyenne des lectures transversales effectuées aux extrémités et au centre de la zone de chevauchement (sections 1, 2 et 3). On remarque à partir de ce graphique que les premiers signes de l'ouverture des fissures

ont été perçus aux alentours de 21 kN-m à la section 3, 42 kN-m à la section 2 et 53 kN-m à la section 1. De plus, on remarque que pour une même charge, l'ouverture des fissures s'accroît de la section 1 vers la section 3, ce qui indique que les pressions radiales exercées sur le béton par les armatures étaient plus importantes du côté des barres inférieures. À cause du décollement des repères mécaniques à la section 3, les déformations à l'approche de la rupture n'ont pas pu être évaluées à cette section. Toutefois, on peut supposer qu'étant donné que la rupture d'ancrage s'est produite à cette section que l'ouverture des fissures de fendage s'était poursuivie tout au long de l'essai.

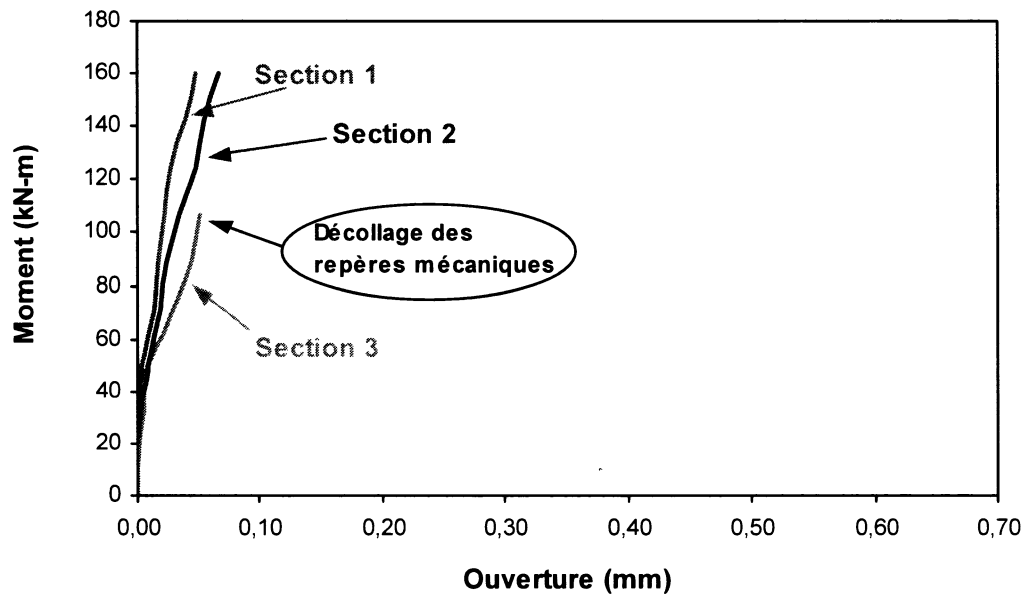


Figure 4.25 : Ouverture des fissures transversales à la surface de la poutre témoin.

Les moyennes de l'ouverture des fissures longitudinales à la surface de la poutre témoin sont présentées à la Figure 4.26. On observe à partir de ce graphique que l'ouverture des fissures le long de la zone de chevauchement est très similaire dans les 3 zones de lecture avant la fissuration flexionnelle du béton, qui se situe aux alentours de 45 kN-m. Toutefois, par la suite les ouvertures de fissures augmentent plus rapidement aux extrémités de la zone chevauchée, sections H1 et H3, que dans la section centrale H2. Si

on compare les valeurs des ouvertures transversales présentées ci-haut avec les ouvertures longitudinales, on s'aperçoit que ces dernières sont beaucoup plus élevées que celles relevées transversalement. Cette observation indique donc que les fissures de flexion peuvent prendre beaucoup plus d'expansion que les fissures de fendage avant d'avoir un impact direct sur l'intégrité structurale de l'élément de béton.

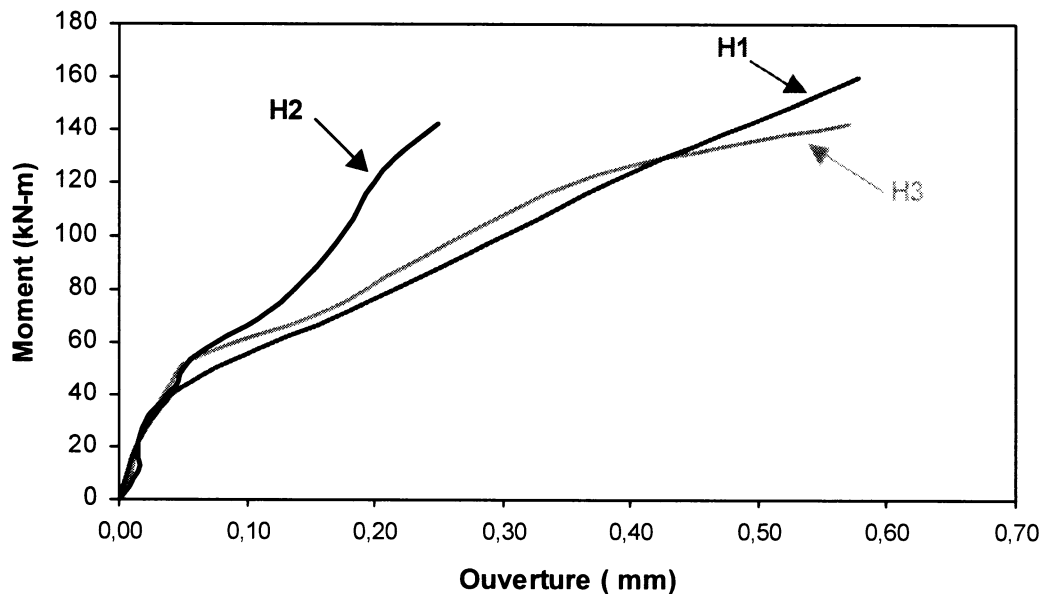


Figure 4.26 : Ouverture des fissures de flexion à la surface de la poutre témoin.

4.4.4 Glissement des armatures

Le glissement des armatures extérieures (barres A et C de la Figure 4.10) a été calculé à partir des lectures prises par les repères mécaniques posés sur les tiges soudées aux extrémités des barres. Pour ce faire, la lecture du déplacement de la barre a été comparée à la valeur de l'allongement du béton pour la même section initiale. Comme on peut le voir à la Figure 4.27, le glissement dans les barres débute au environ de 21 kN-m suite à l'ouverture des fissures transversales à la section 3 et augmente continuellement jusqu'à la fin de l'essai. Ces données démontrent donc qu'il y a une relation directe entre les

fissures de fendage et le glissement des armatures et qu'en absence d'un renforcement le glissement augmente continuellement avec l'augmentation de la charge jusqu'à la rupture d'ancrage.

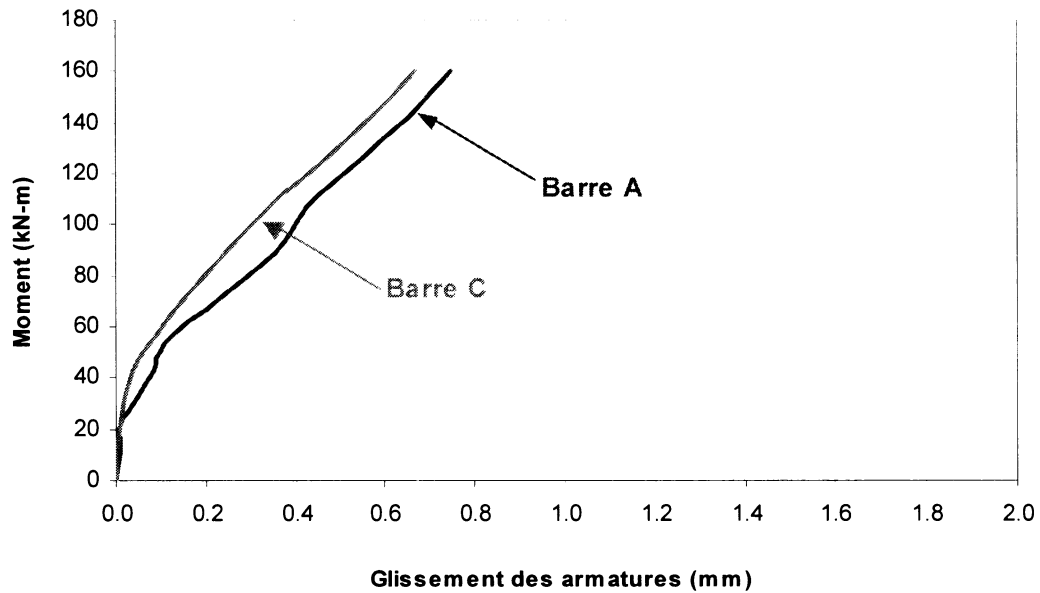


Figure 4.27 : Glissement des barres extérieures sur le spécimen témoin.

4.4.5 Diagramme moment-courbure

De manière à évaluer la ductilité d'un élément structural, le diagramme moment-courbure est souvent utilisé. Pour calculer la courbure (φ), la déformation du béton (ε_c), et la distance de la fibre la plus comprimée à l'axe neutre (c) sont nécessaires comme on peut le voir à partir de l'équation suivante :

$$\varphi = \frac{\varepsilon_c}{c} \quad (4.5)$$

Dans une situation où les armatures sont continues sur toute la longueur de la poutre et que la fissuration est uniforme, une seule courbure représente la zone de moment

constant (Figure 4.28). Toutefois, lors d'un chevauchement d'armature, étant donné que la quantité d'armatures et la distance entre les armatures et la fibre la plus comprimée (d) varient, plusieurs courbures peuvent être obtenues dans la zone de moment constant. Dans la situation présente, puisque les lectures de déformation de l'acier ont été effectuées à trois emplacements le long des armatures chevauchées, trois courbes moment-courbure peuvent être tracées soit aux emplacements 1, 2 et 3 montrés à la Figure 4.9. Cependant, comme les lectures avec les jauges sur le béton ont été prises seulement au centre des poutres (section 2), des extrapolations doivent être effectuées pour les lectures aux extrémités de la zone chevauchée afin d'obtenir les courbures.

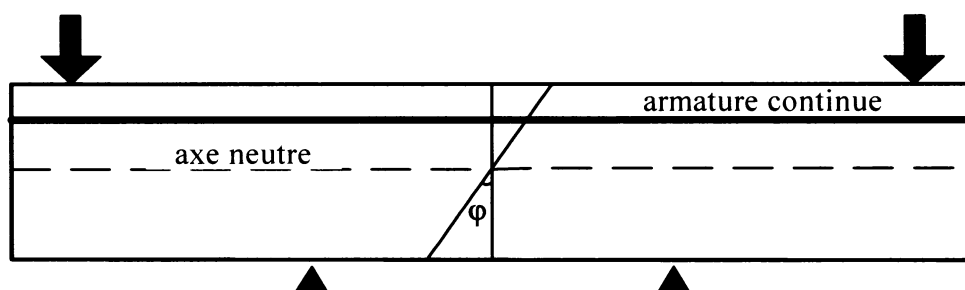


Figure 4.28 : Courbure sur une poutre avec des armatures continues.

Pour effectuer les extrapolations nécessaires au calcul des courbures des sections 1 et 3, le logiciel AIS a été utilisé. En considérant les mêmes propriétés de matériaux que pour les évaluations des déformations de l'acier et du béton présentées précédemment, une comparaison des résultats expérimentaux et théoriques a été effectuée pour la section située au centre des poutres (section 2) étant donné qu'à cet endroit les déformations expérimentales sur les armatures et le béton étaient connues.

La courbe moment-courbure calculée au centre de la poutre pour 2 lits d'armature est présentée à la Figure 4.29. L'analyse de cette courbe nous permet de constater que le logiciel reproduit bien les données obtenues en laboratoire et donc qu'il peut être utilisé

pour déterminer les valeurs de déformations du béton lorsque seulement un lit d'armature est présent, comme c'est le cas aux extrémités de la zone de chevauchement (section 1 et 3).

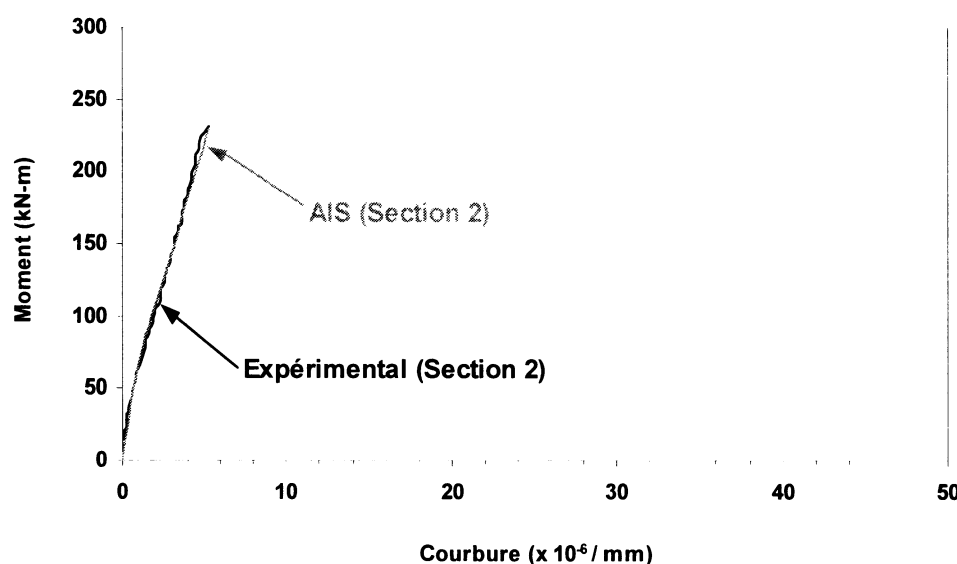


Figure 4.29 : Diagramme moment-courbure à la section 2 du spécimen témoin.

En utilisant le modèle validé pour le centre de la poutre, mais en ne conservant que le lit d'armature supérieur ou inférieur selon le cas, des courbes représentant les courbures maximales ont pu être déterminées pour les sections situées aux extrémités de la zone de chevauchement.

Les diagrammes moment-courbure des sections aux extrémités de la zone de chevauchement calculés avec le logiciel AIS sont présentés à la Figure 4.30. On observe à partir de ce diagramme que les courbures de la poutre témoin sont faibles et qu'il n'y a aucune ductilité, ce qui est cohérent avec la rupture fragile obtenue et le fait que la résistance ultime de la poutre de 250 kN-m n'avait pas été atteinte.

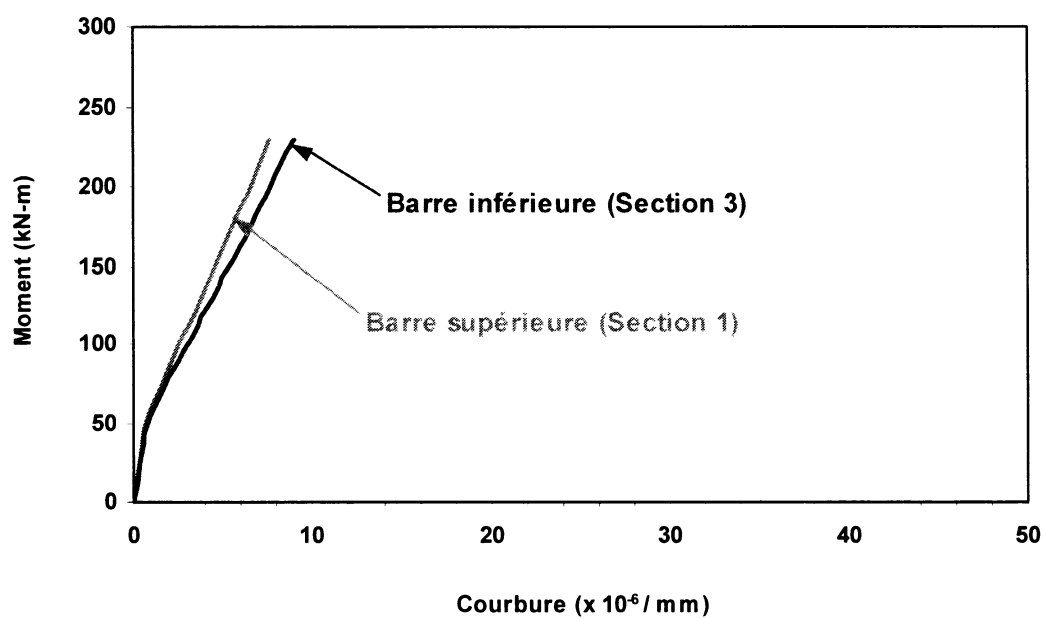


Figure 4.30 : Diagramme moment-courbure du spécimen témoin.

4.5 Résultats de la poutre C2 renforcée avec 2 couches de PRFC

L'essai sur la poutre renforcée avec deux couches de matériaux composites a été effectué de la même façon que celui sur la poutre témoin. Des lectures manuelles et électroniques ont été prises tout au long de l'essai et les résultats de ces lectures seront présentés et commentés dans cette section.

4.5.1 Relevés visuels sur la poutre C2

Un fait important qui a été observé lors de l'essai de flexion sur la poutre C2 est que l'ajout du renforcement avec des matériaux composites a permis de modifier le mode de rupture de la poutre. Ainsi, contrairement à la poutre témoin où une rupture fragile a été obtenue, dans le cas de la poutre C2, il y a eu une rupture ductile causée par la rupture en compression du béton. La charge maximale appliquée durant les essais correspondait à un moment de 273 kN-m.

Comme on peut le voir sur les Figures 4.31 et 4.32, la rupture s'est produite à l'extérieur de la zone de chevauchement, suite à la formation d'une rotule plastique du côté des barres inférieures. À la rupture, une fissure de flexion d'environ 10 mm de large était présente à 100 mm de l'extrémité de la zone de chevauchement du côté des barres inférieures. De plus, une délamination du béton était perceptible sous le composite dans la zone renforcée alors que l'éclatement du béton était évident dans la section entre le renforcement et l'appui sur la face comprimée de la poutre du côté des barres inférieures.



Figure 4.31 : Vue de la poutre C2 du côté des barres supérieures à la rupture.

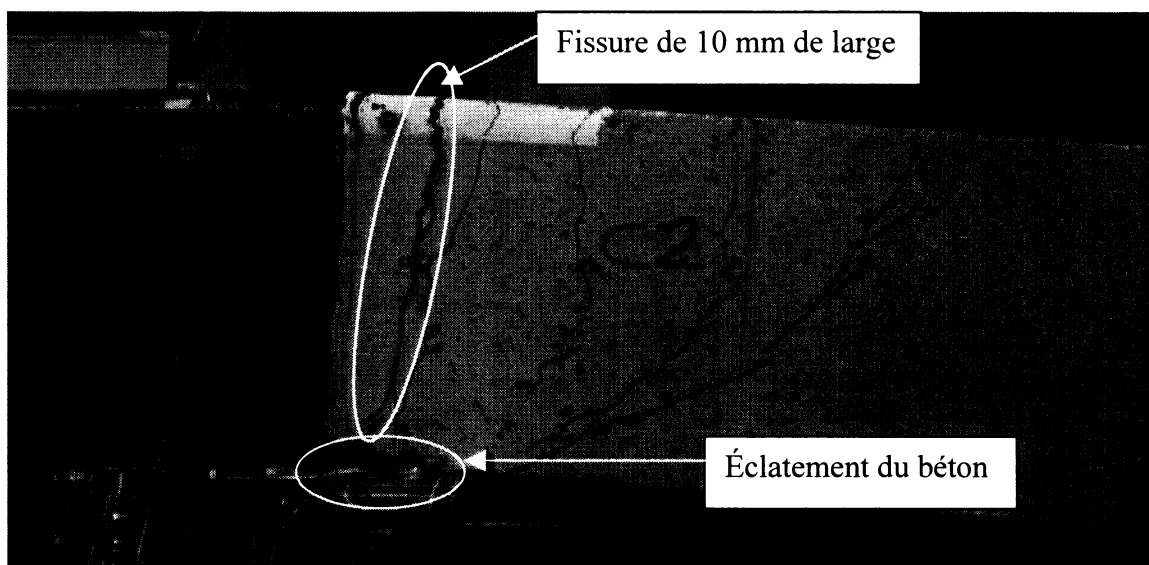


Figure 4.32 : Vue de la poutre C2 du côté des barres inférieures à la rupture.

Tout comme dans le cas de la poutre témoin, un relevé des fissures a été effectué durant les essais. Cependant, étant donné que les matériaux composites recouvraient toute la zone de chevauchement, les relevés des fissures n'ont pas été effectués dans cette zone, mais uniquement dans les zones d'extrémité de la poutre. Les croquis des relevés des fissures sont présentés aux Figures 4.33 et 4.34. On observe à partir de ces figures que le patron de fissuration est similaire à celui obtenu pour la poutre témoin. Toutefois, on remarque qu'à la fin de l'essai, les fissures de flexion étaient plus rapprochées sur la poutre renforcée que sur la poutre témoin étant donné que dans le cas de la poutre C2 la bonne adhérence entre les armatures et le béton a permis d'appliquer une plus grande charge sur la poutre.

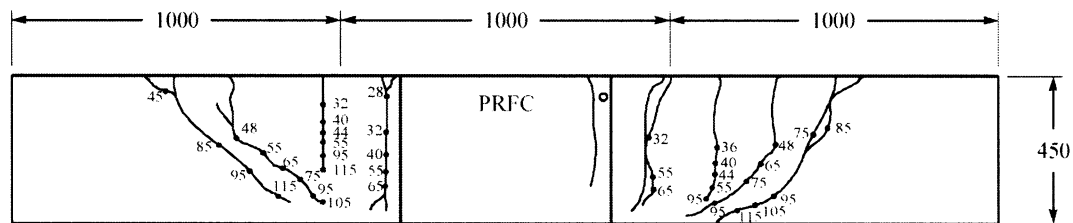


Figure 4.33 : Relevé des fissures sur la face verticale de la poutre C2.

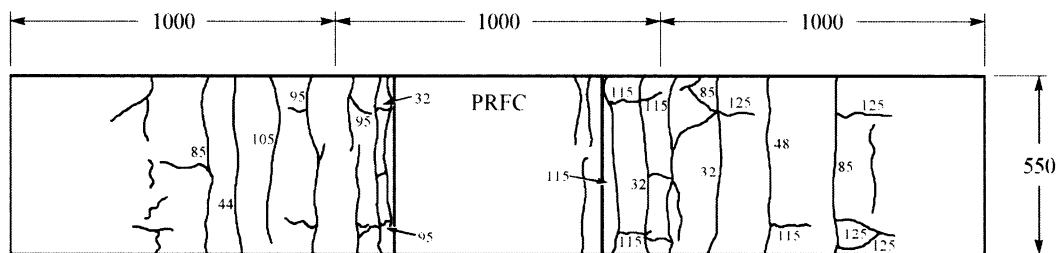


Figure 4.34 : Relevé des fissures sur la face tendue de la poutre C2.

4.5.2 Déformation des armatures

Les déformations moyennes des armatures mesurées avec les jauges électriques aux sections 1 et 3 sont montrées à la Figure 4.35. Étant donné que les jauges à la section 3 et éventuellement à la section 1 ont été endommagées avant la fin de l'essai suite à de grandes déformations, il n'a pas été possible de lire les déformations maximales subies par les barres aux extrémités de la zone chevauchée. Toutefois, en utilisant les données provenant de simulations effectuées avec AIS, les déformations ont été extrapolées. Dans le cas de la section 1, les déformations ont été extrapolées jusqu'au moment maximal de 273 kN-m qui avait été appliqué durant les essais, alors que dans le cas de la section 3 les déformations ont été extrapolées jusqu'à l'éclatement du béton. On peut voir à partir de ces graphiques que les barres ont commencé à se déformer suite à la fissuration du béton aux alentours de 50 kN-m. De plus, on remarque que les armatures tant sur le lit inférieur que supérieur ont subi de très grandes déformations ductiles avant la rupture de la poutre, ce qui témoigne de la grande efficacité des matériaux composites à limiter l'ouverture des fissures de fendage.

Pour ce qui est des lectures des déformations au centre de la poutre (section 2) présentées à la Figure 4.36, on remarque qu'à cette section les déformations n'ont pas atteint la limite élastique des aciers d'armature. De plus, on peut noter que les déformations obtenues pour les deux barres sont pratiquement les mêmes, sauf vers la fin de l'essai où une augmentation plus rapide est relevée sur la barre inférieure.

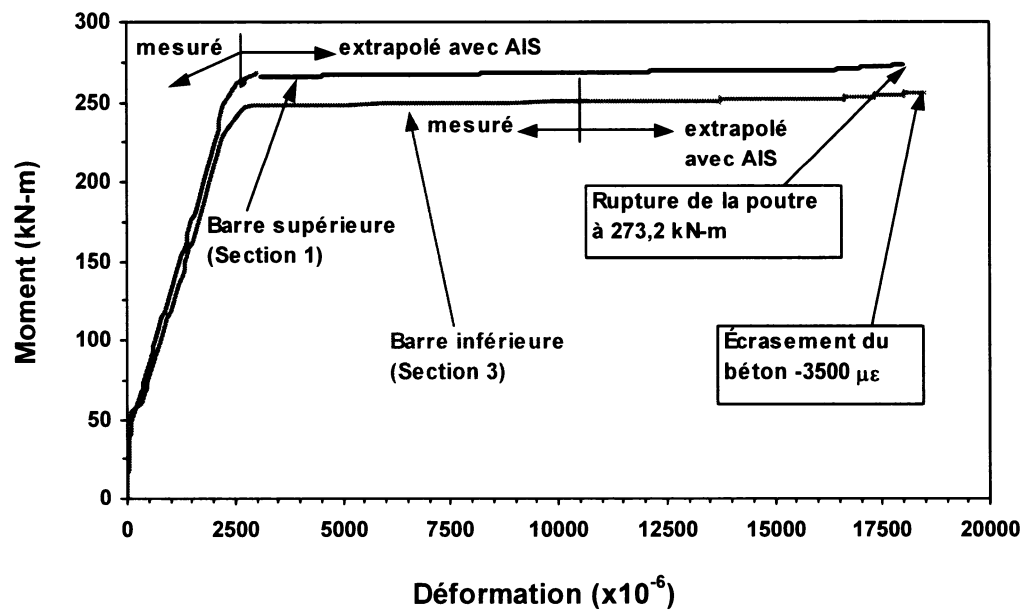


Figure 4.35 : Déformation de l'acier aux sections 1 et 3 de la poutre C2.

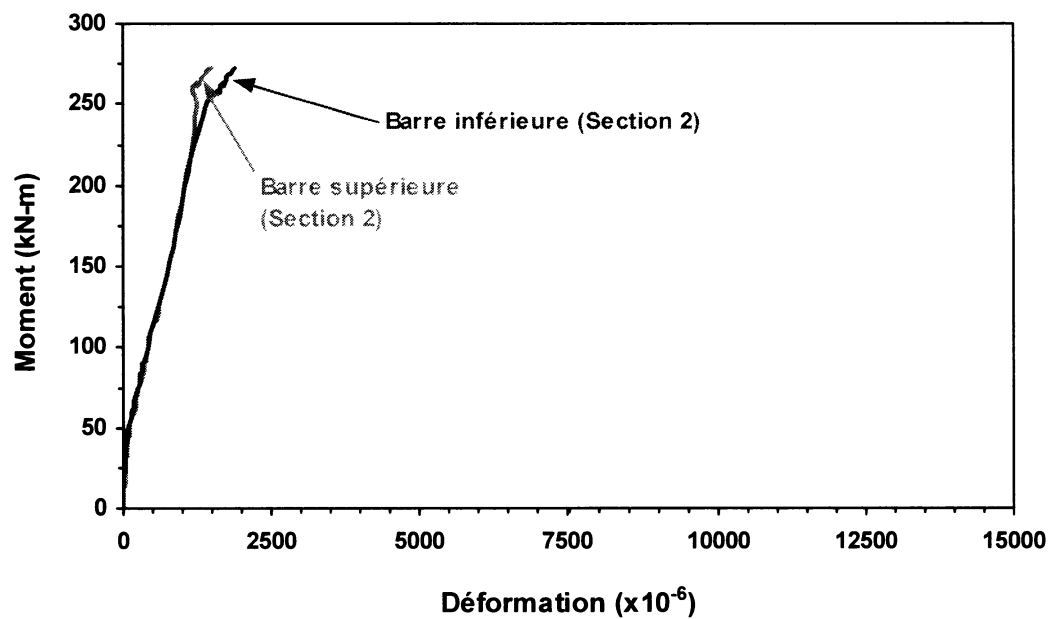


Figure 4.36 : Déformation de l'acier à la section 2 de la poutre C2.

4.5.3 Déformation à la surface des composites

Les déformations des matériaux composites au-dessus des barres centrales chevauchées dans les sections 1 et 3 sont présentées à la Figure 4.37. On peut observer à partir de ce graphique qu'au début de l'essai, les matériaux composites ont subi de légères déformations négatives, lesquelles ont sans doute été causées par l'effet de Poisson : le béton tendu longitudinalement se contractait transversalement, ce que lisait les jauges. Ce n'est qu'à partir de la charge de 75 kN-m que les matériaux composites ont commencé à travailler en tension. Suite au seuil de 75 kN-m, les déformations dans le composite ont augmenté positivement jusqu'à la rupture du spécimen. Lors de la plastification des armatures, il y a eu une progression très rapide des déformations ce qui laisse supposer qu'au moment de la plastification de grandes pressions radiales se sont exercées sur le recouvrement de béton.

Un autre point important qui ressort de la Figure 4.37 est la similitude des déformations dans le PRFC relevées aux sections 1 et 3. En effet, alors que sur le spécimen témoin il avait été observé que l'ouverture des fissures de fendage était plus grande à la section 3 qu'à la section 1 (Figure 4.25), avec la présence de matériaux composites une répartition uniforme des déformations est obtenue pour ces deux sections. Cette observation peut être un signe que les matériaux composites limitent l'ouverture des fissures de fendage ce qui a pour conséquence d'uniformiser la contrainte d'adhérence et les pressions radiales le long de la longueur de chevauchement des barres d'armature.

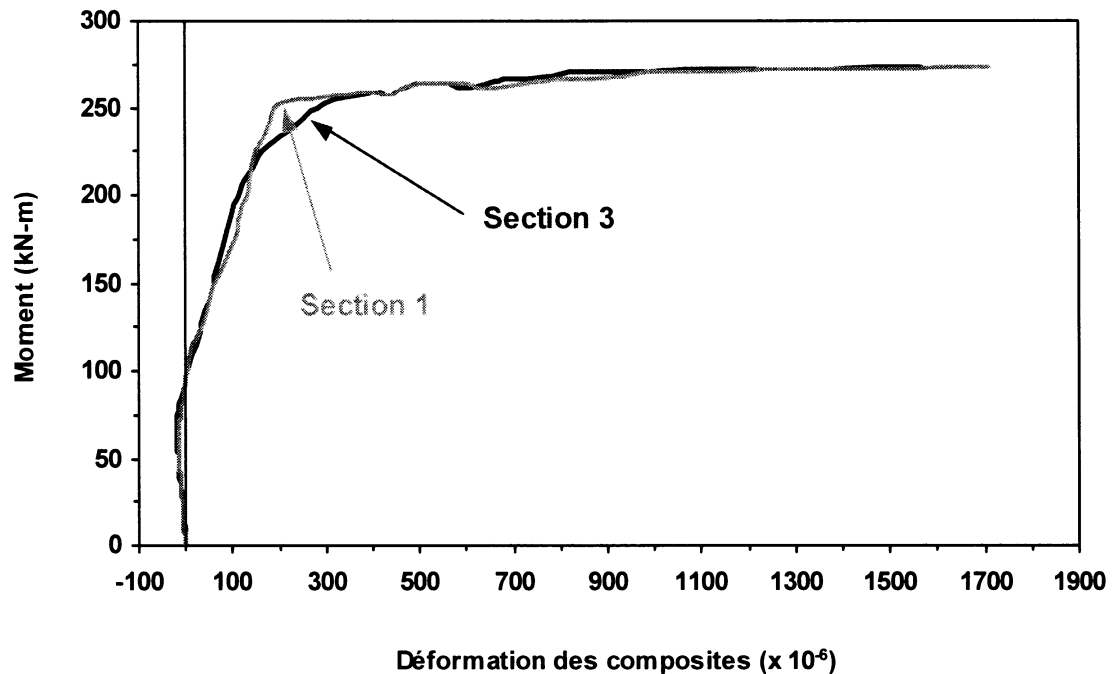


Figure 4.37 : Déformation du composite sur la poutre C2 au-dessus des barres centrales chevauchées.

De manière à vérifier la répartition transversale des efforts dans le composite, une comparaison des déformations moyennes obtenues au centre de la poutre et près des arrondis des poutres a été effectuée (sections 4, 5 et 6 de la Figure 4.12). Comme on peut le voir à la Figure 4.38, on observe à partir de ces données que les plus grandes déformations ont été relevées au centre de la poutre juste au-dessus des barres centrales chevauchées où possiblement une fissure de fendage s'était développée. Quant aux déformations prises sur les matériaux composites loin des barres chevauchées (sections 4, 5 et 6), on peut remarquer qu'avant l'atteinte du moment ultime les déformations sont faibles, ce qui indique que le gain de résistance obtenue suite à l'application des matériaux composites ne provenait pas d'un effet de confinement, mais de l'action du composite sur le resserrement des fissures de fendage. En effet, contrairement à une situation de confinement où des déformations élevées auraient été obtenues dans les

coins de la poutre, tel que discuté au chapitre 2, dans le cas présent, les déformations les plus importantes ont été relevées dans la partie centrale où il n'y avait pas de confinement.

L'augmentation rapide des déformations dans les coins de la poutre vers la fin de l'essai peut provenir des pressions radiales dans le couvert de béton qui engendre le soulèvement de ce dernier, tel qu'observé dans les essais d'arrachement. Il est donc possible de conclure que les matériaux composites aident non seulement à limiter l'ouverture des fissures de fendage, mais également à retenir le couvert de béton soumis aux pressions radiales, sans pour autant augmenter la rigidité de la poutre.

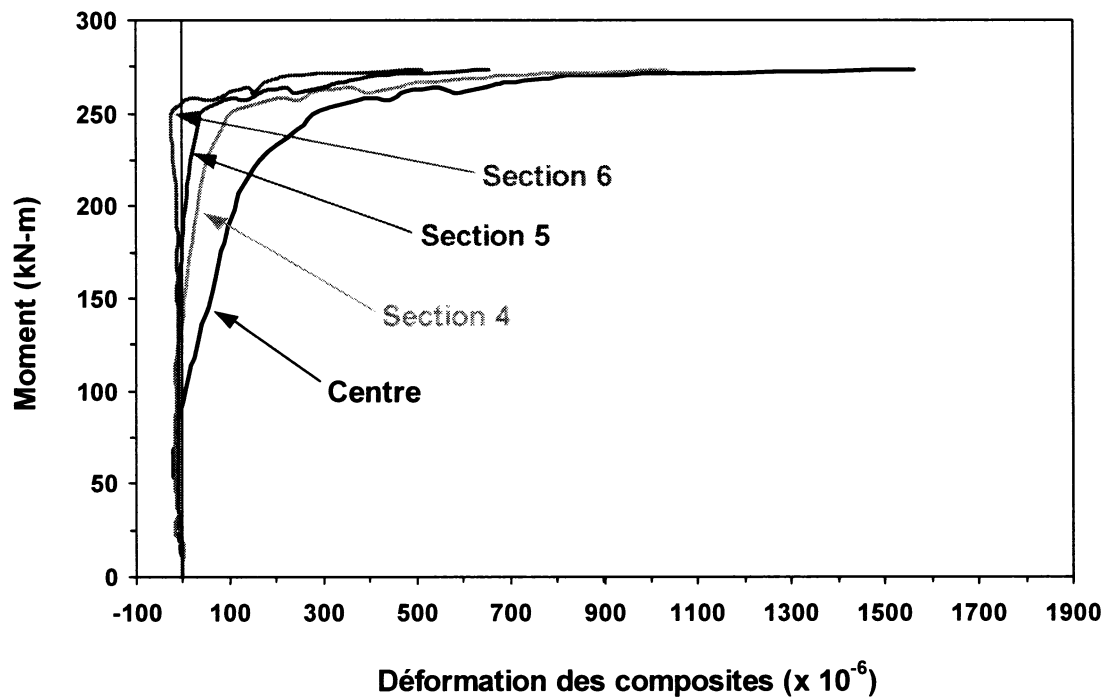


Figure 4.38: Déformation des composites sur la section transversale de la poutre C2.

4.5.4 Diagramme moment-courbure

Tel que mentionné précédemment, la rotule plastique sur la poutre C2 s'est formée à l'extérieure de la zone de chevauchement et donc de la zone instrumentée, ce qui fait que la courbure réelle de la poutre n'a pas pu être évaluée. Cependant, pour avoir une idée approximative de la courbure qui a été obtenue lors de l'essai sur la poutre, la même procédure que celle décrite pour calculer la courbure de la poutre témoin a été utilisée. Toutefois, dans le cas présent, une extrapolation des lectures a été effectuée afin de tenir compte du fait que les lectures des déformations des armatures n'avaient pas été relevées jusqu'au moment de la rupture de la poutre.

Le diagramme moment-courbure de la poutre C2, présenté à la Figure 4.39, permet de constater que le renforcement constitué de 2 couches de PRFC aide grandement à augmenter la ductilité de la poutre. On peut voir que le matériau composite a permis d'atteindre une courbure de $58.2 \times 10^{-6} \text{ mm}^{-1}$, ce qui témoigne de l'efficacité de la technique à améliorer l'ancrage des armatures chevauchées.

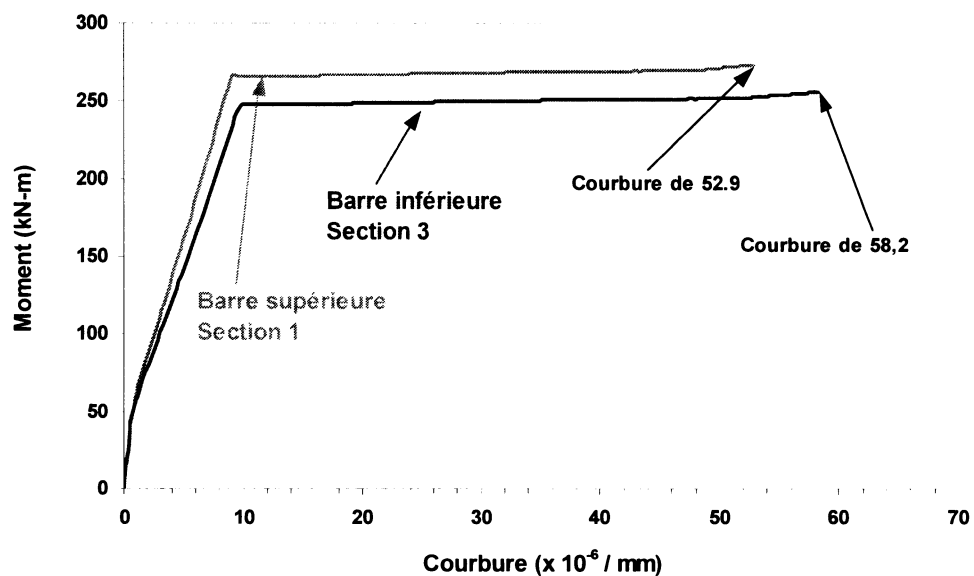


Figure 4.39 : Diagramme moment-courbure pour la poutre C2.

De manière à établir la ductilité fournie par la poutre, le rapport entre la courbure à la limite élastique et la courbure à la rupture a été calculé pour les sections 1 et 3 de la poutre C2.

$$\mu = \frac{52.90}{9.50} = 5.57 \text{ (Section 1)}$$

$$\mu = \frac{58.20}{10.24} = 5.68 \text{ (Section 3)}$$

On peut voir à partir du calcul de ductilité que le gain apporté par le renforcement de matériaux composites est considérable et donc que cette technique est très prometteuse pour améliorer l'ancrage des armatures dans la zone de chevauchement.

4.6 Résultats de la poutre C4 renforcée avec 4 couches de PRFC

L'essai de flexion sur la poutre C4 a été effectué de façon similaire à celui sur la poutre C2 à l'exception que dans ce cas-ci le chargement a été fait en deux phases. Les données de ces deux phases de chargement ont été combinées pour obtenir un aperçu global de l'essai de la poutre et les résultats sont présentés dans cette section.

4.6.1 Relevés visuels sur la poutre C4

Lors de l'essai de la poutre C4, deux ruptures distinctes ont été observées hors de la zone de chevauchement des armatures. Durant la première phase de chargement, une rupture s'est produite du côté des barres inférieures à 265 kN-m, suite à l'atteinte de la résistance en compression du béton, comme le montre la Figure 4.40. À ce moment, la charge a été relâchée et lors de la deuxième phase de chargement, il y a eu une rupture en cisaillement, mais cette fois-ci du côté des barres supérieures à une charge de 274,6 kN-m (Figure 4.41).

Tout comme dans le cas de la poutre C2, la rupture de la poutre C4 a été très ductile et s'est produite à l'extérieur de la zone de chevauchement, ce qui indique que le renforcement était adéquat pour empêcher une rupture d'ancrage. Le patron de fissuration relevé aux extrémités de la poutre, était similaire à celui sur la poutre témoin et sur la poutre C2. La majorité des fissures relevées était des fissures de flexion. Ces dernières ont été visibles à l'œil nu à compter de 67 kN-m et étaient situées pratiquement à l'emplacement des étriers, soit à tous les 200 mm.

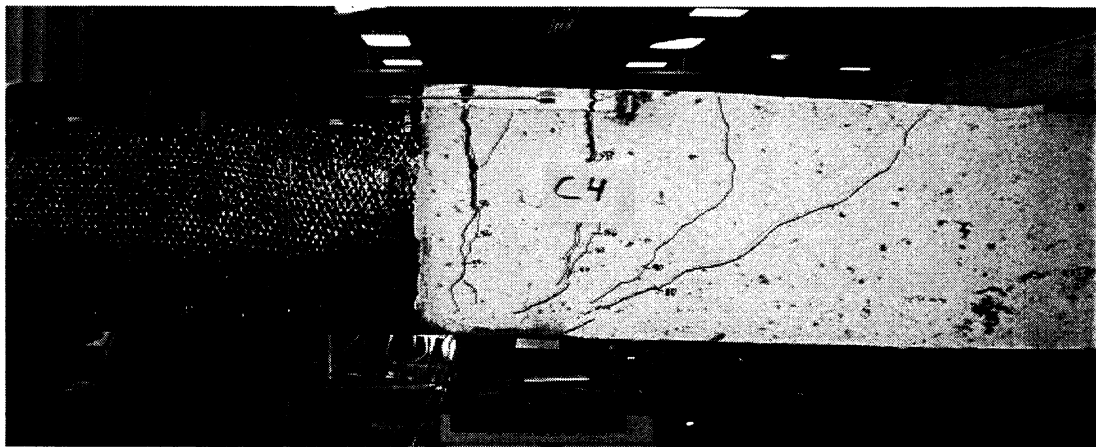


Figure 4.40 : Rupture du côté des barres inférieures de la poutre C4.

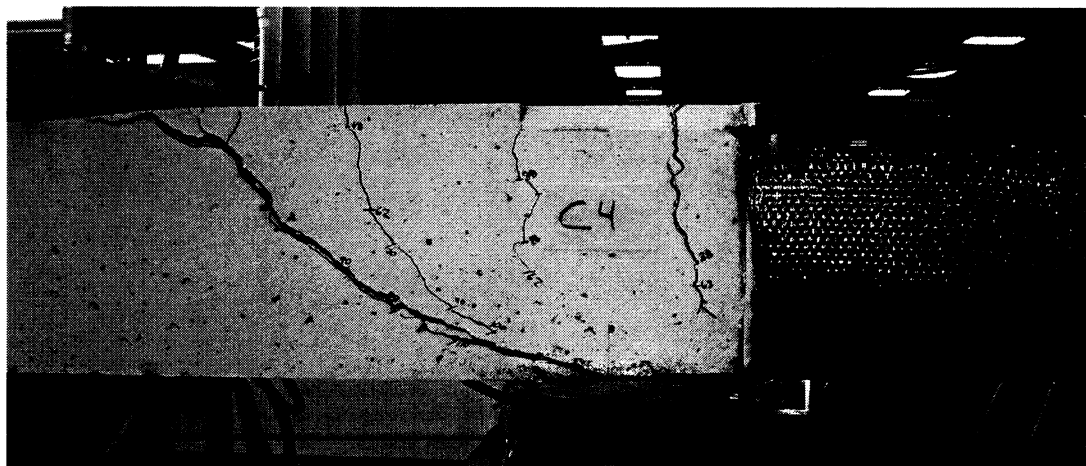


Figure 4.41 : Rupture du côté des barres supérieures de la poutre C4.

4.6.2 Déformation des armatures

Les déformations moyennes des armatures mesurées avec les jauges électriques aux sections 1, 2 et 3 sont montrées aux Figures 4.42 et 4.43. Tout comme dans le cas de la poutre C2, étant donné que les jauges à la section 3 ont été endommagées avant la fin de l'essai, une extrapolation des lectures a été effectuée à l'aide de AIS. Pour ce faire, il a été supposé que les plus grandes déformations dans l'acier auraient été obtenues lors de l'écrasement du béton ($-3500 \mu\epsilon$). Il est toutefois possible que de plus grandes déformations aient été atteintes en réalité puisque les matériaux composites retenaient le béton délaminé dans la zone de chevauchement des armatures.

Étant donné que les poutres C2 et C4 ont atteint pratiquement le même moment maximal de 274 kN-m, les lectures obtenues suite à l'extrapolation des données donnent les mêmes résultats. En comparant les courbes des déformations des 3 poutres avant la plastification des armatures pour les sections 1 et 2 (Figures 4.44 et 4.45), il ressort que les matériaux composites n'augmentent pas la rigidité de la poutre. De plus, les résultats indiquent clairement que le renforcement avec les matériaux composites ne change pas la charge de fissuration, ce qui indique une fois de plus que l'utilisation d'un tel renforcement permet d'améliorer l'ancrage des armatures en limitant l'ouverture des fissures de fendage. Cette observation est conforme avec celle obtenue lors des essais d'arrachement de même qu'avec les résultats présentés par Hamad et al. (2004) qui ont effectué des essais sur des poutres ayant des barres chevauchées et sur lesquelles un renforcement de matériaux composites de fibres de verre avait été utilisé pour améliorer la ductilité des poutres.

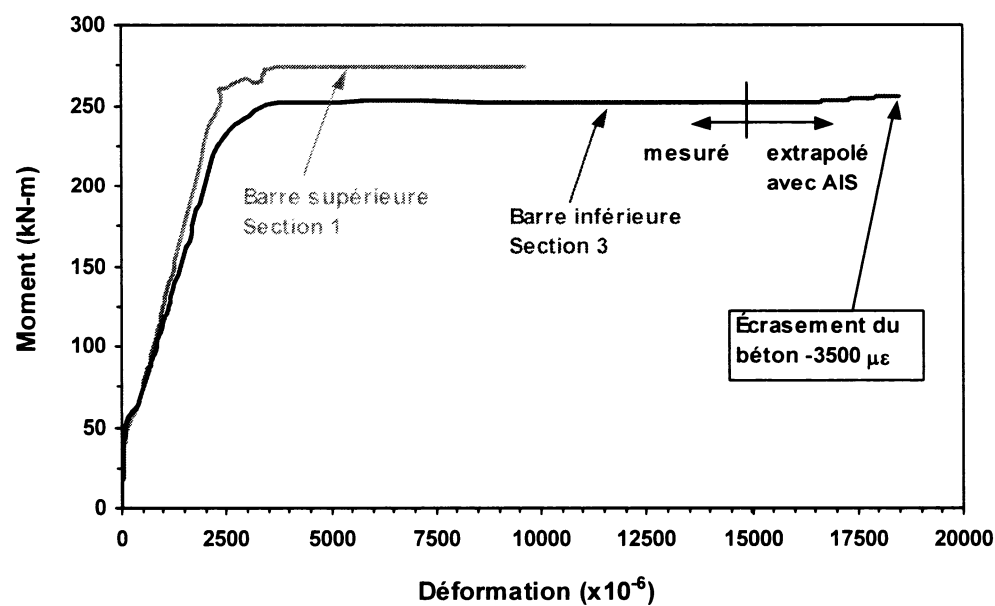


Figure 4.42 : Déformation des armatures aux sections 1 et 3 de la poutre C4.

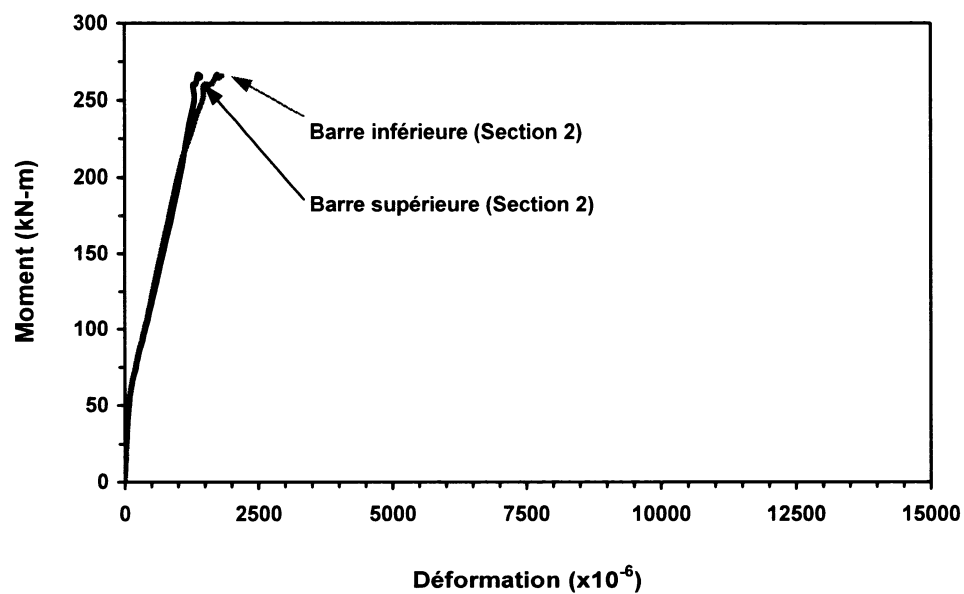


Figure 4.43 : Déformation des armatures à la section 2 de la poutre C4.

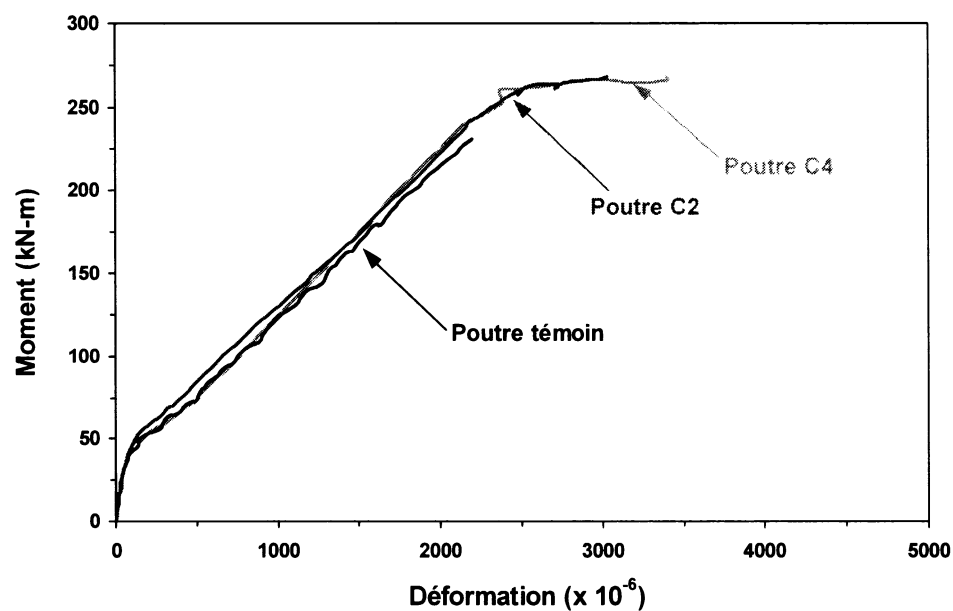


Figure 4.44 : Comparaison des déformations des 3 poutres à la section 1.

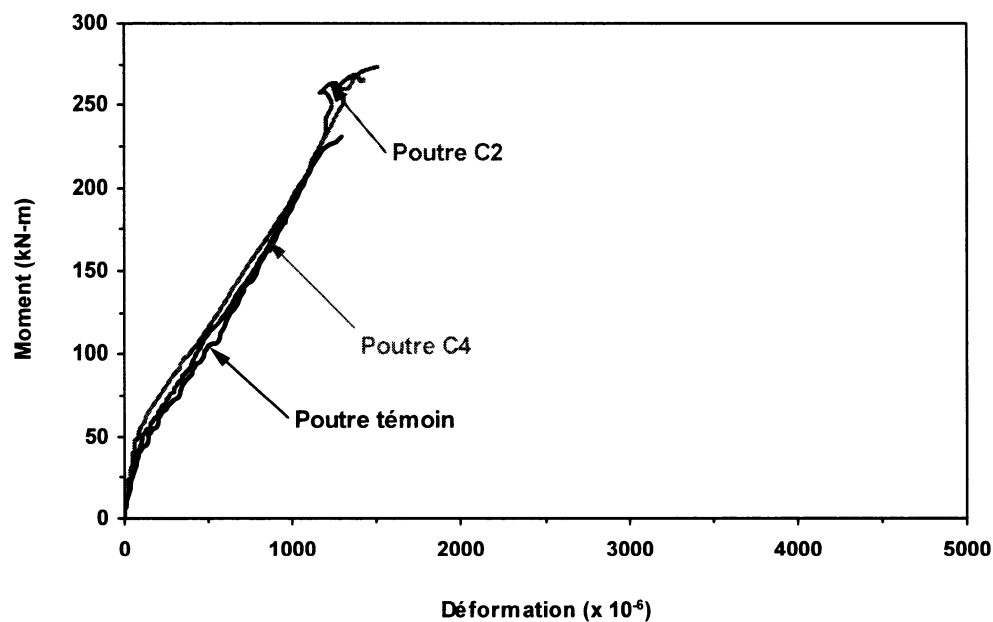


Figure 4.45 : Comparaison des déformations des 3 poutres à la section 2.

4.6.3 Déformation à la surface des matériaux composites de la poutre C4

Les déformations à la surface des matériaux composites sont présentées à la Figure 4.46. On observe à partir de ces données que les déformations sont très faibles en surface comparées aux déformations obtenues sur la poutre C2, où seulement deux épaisseurs de PRFC étaient posées. Ces résultats indiquent donc que l'ajout de deux couches additionnelles de matériaux composites a eu pour effet de réduire les déformations dans le composite de façon substantielle. Cette observation est intéressante puisqu'elle laisse envisager qu'en présence d'une poutre ayant eu une plus grande résistance flexionnelle, un tel renforcement avec plusieurs épaisseurs de PRFC aurait été en mesure de supporter les efforts additionnels des pressions radiales dans le béton.

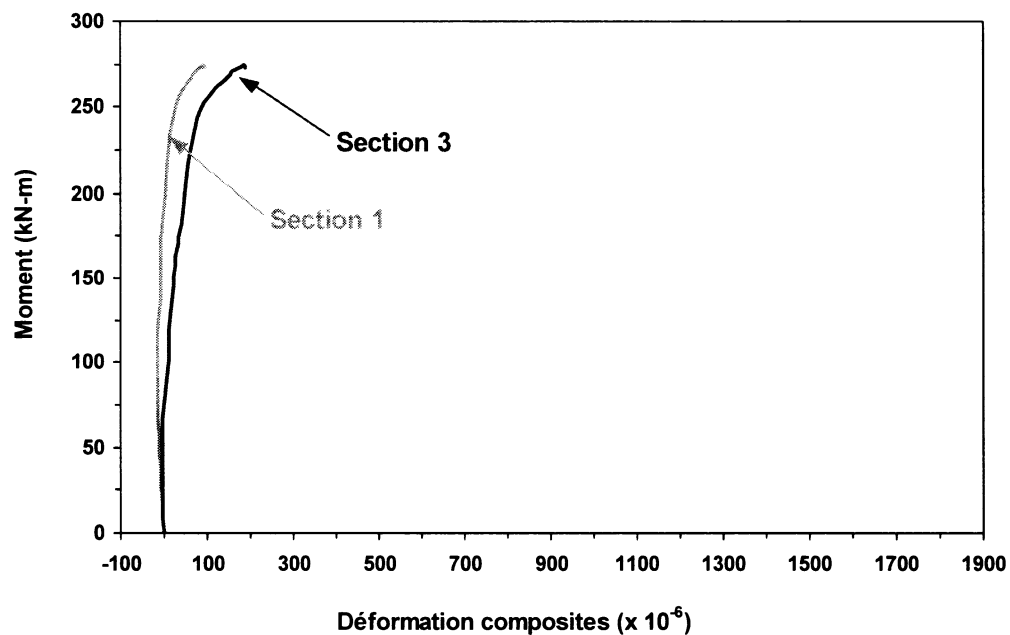


Figure 4.46 : Déformation du composite sur la poutre C4 au-dessus des barres centrales chevauchées.

4.6.3.1 Diagramme moment-courbure de la poutre C4

Étant donné que les rotules plastiques se sont formées à l'extérieure de la zone de chevauchement où il n'y avait pas d'instrumentation, les diagrammes moment-courbure réels de la poutre C4 ne peuvent pas être évalués précisément. Toutefois, de manière à avoir une idée de la courbure obtenue, une évaluation peut être effectuée à partir du logiciel AIS en se basant sur les lectures des jauges prises aux extrémités de la zone de chevauchement, comme le montre la Figure 4.47.

Évidemment, puisque dans le cas présent les poutres C2 et C4 avaient les mêmes déformations une fois les valeurs extrapolées à la section 3, la courbure obtenue pour les deux poutres à la section 3 est la même alors qu'elle est légèrement inférieure à la section 1 dans le cas de la poutre C4. Cependant, puisque les déformations maximales à la section 1 de la poutre C2 ont été estimées alors qu'à la section 4 les valeurs réelles ont été utilisées, il est difficile de conclure à ce sujet. Il est toutefois évident, tant dans le cas de la poutre C2 que dans celui de la poutre C4, qu'une fois la poutre renforcée adéquatement, la zone de chevauchement d'armature n'est plus la zone de faiblesse de la poutre et que la rupture est désormais liée à la résistance en compression du béton.

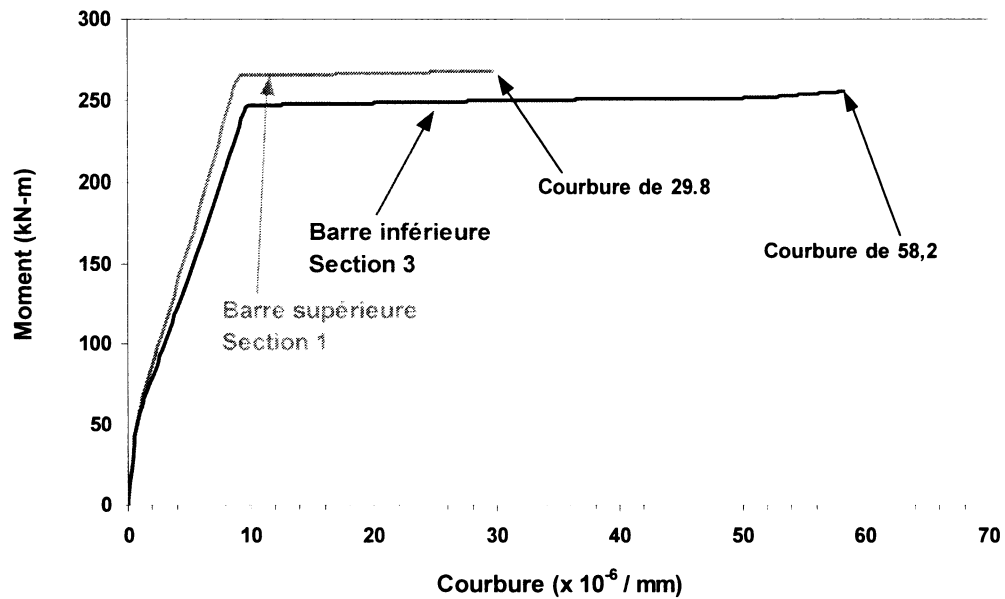


Figure 4.47 : Diagramme moment-courbure pour la poutre C4.

4.7 Sommaire des essais de flexion

Les essais de flexion sur les poutres ont permis d'étudier le mécanisme de rupture d'ancrage des barres d'armature et de quantifier le gain de ductilité en courbure pouvant être apporté par la technique de renforcement proposée dans ce mémoire.

À partir des dommages et des lectures des déformations relevées lors des essais de flexion, plusieurs conclusions peuvent être tirées en ce qui a trait au comportement des poutres témoin et renforcées :

- Dans le cas de la poutre témoin, il y a eu une rupture fragile à l'extrémité de la zone chevauchée du côté des barres inférieures. La rupture s'est produite suite au fendage du béton à cause du glissement des armatures;

- Dans le cas des poutres C2 et C4, il y a eu formation d'une rotule plastique à l'extérieur de la zone de chevauchement ce qui indique qu'une fois les poutres renforcées avec des matériaux composites, leur résistance n'est plus limitée par la présence d'un chevauchement d'armature, mais par la résistance en compression du béton;
- La technique de renforcement avec des matériaux composites a été très efficace pour améliorer l'ancrage des armatures dans la zone de chevauchement. Les poutres renforcées de 2 et 4 épaisseurs de PRFC ont eu une rupture ductile et graduelle;
- L'utilisation de matériaux composites n'affecte pas la rigidité des poutres et la charge de fissuration du béton;
- L'ajout de plusieurs couches de PRFC permet de réduire considérablement les déformations dans les matériaux composites.

CHAPITRE 5

ANALYSES PAR ÉLÉMENTS FINIS

Ce chapitre présente les analyses par éléments finis qui ont été effectuées à l'aide du logiciel ANSYS version 7.0 pour étudier le fendage du béton et la technique de renforcement avec des matériaux composites. Pour arriver à reproduire par éléments finis les phénomènes observés lors des essais de traction, plusieurs étapes et hypothèses ont été nécessaires et les principales d'entre elles sont discutées dans ce chapitre. Parmi celles-ci, on retrouve la description de la géométrie des modèles, le choix des éléments, les lois de comportement des matériaux utilisés, l'application des forces, les conditions aux frontières, les limites de convergences et la validation des modèles. Suite à toutes ces étapes, des études paramétriques sont présentées et commentées.

5.1 Introduction à la modélisation des structures en béton armé

Depuis plusieurs années, les éléments finis sont utilisés pour confirmer les hypothèses de calcul et pour fournir un supplément aux travaux de laboratoire. Toutefois, malgré l'avancement des connaissances dans ce domaine, modéliser le comportement complexe du béton armé à partir d'éléments finis demeure toujours un défi de taille pour les ingénieurs en structure. Parmi les facteurs qui expliquent le niveau supérieur de complexité des structures en béton, on peut noter :

- le comportement non linéaire du béton;
- les changements continuels du système structural causés par la fissuration du béton;
- l'interaction qui existe entre les armatures et le béton laquelle engendre à la fois des forces d'adhérence, des forces radiales et du glissement.

Face à tous ces phénomènes complexes, il est donc important de bien comprendre les mécanismes et les paramètres qui ont une influence sur les résultats attendus avant d'être en mesure de modéliser correctement le comportement des structures en béton armé. Dans ce sens, les nombreuses recherches effectuées au cours des années sont une source précieuse d'information qui peut être utilisée pour améliorer continuellement les logiciels d'éléments finis. Il ne faut pas oublier que les modèles par éléments finis ne font que reproduire des lois de comportement prédéfinies par les utilisateurs et que les résultats et observations relevées lors des essais expérimentaux doivent être utilisés pour valider les hypothèses utilisées.

Depuis la fin des années 1960, de nombreux travaux de recherche ont été effectués sur les analyses par éléments finis de structure en béton armé. Une revue littéraire détaillée de ces principaux travaux est présentée dans les documents suivants : Kwak et al. (1990), Jaafar et al. (2000) et Gambarova et al. (2000). À la lecture de ces documents, on peut remarquer que plusieurs modèles concernant l'ancrage des armatures ont été développés en introduisant des simplifications de manière à pouvoir étudier certains aspects particuliers du comportement. Comme le mentionne Cairns et al. (2000) dans leur rapport, bien que cette procédure soit souvent requise pour approfondir les connaissances sur certains phénomènes, elle implique en même temps une perte de généralité qui fait en sorte que les modèles développés pour étudier un aspect spécifique de l'adhérence ne sont pas toujours adéquats pour d'autres aspects. Par exemple, selon ces auteurs, les modèles 2-D sur la variation de la relation contrainte-glissement le long des barres ne considèrent pas la formation de fissuration radiale autour des barres alors que les modèles 2-D de section perpendiculaire à l'axe de la barre permettent de modéliser la résistance au fendage, mais ignorent les variations qui se produisent le long de la zone d'ancrage. De même, une représentation de fissuration répartie est couramment utilisée par les logiciels alors que l'on sait que les ruptures d'ancrage par fendage se produisent par le développement de fissures discrètes. Finalement, l'usage de

l'analogie avec la pression hydraulique dans une conduite est souvent utilisé par des chercheurs pour l'application des efforts radiaux exercés par l'ancrage alors que d'autres chercheurs ont montré son incohérence.

Compte tenu de la complexité du mécanisme d'ancrage des barres d'armature dans le béton, les modèles développés dans ce mémoire n'ont pas pu inclure tous les phénomènes qui ont un lien direct et indirect avec les ruptures d'ancrage observées dans les essais d'arrachement. Ainsi, tout en essayant de tenir compte le plus possible des ressources et connaissances disponibles dans la littérature, des simplifications et hypothèses ont été introduites dans les modèles par éléments finis, comme il sera question dans les sections suivantes.

5.2 Objectifs de la modélisation

Dans le cadre de ce projet de recherche, le but principal de la modélisation par éléments finis était de trouver une façon simple de reproduire le fendage du béton de manière à étudier certains aspects du mécanisme d'action de la technique de renforcement proposée. Les éléments finis ont été utilisés d'une part pour confirmer les résultats des essais en laboratoire et d'autre part pour étudier certains paramètres qui n'avaient pas été évalués en laboratoire. Parmi les aspects sur lesquels on voulait obtenir des informations par le biais des éléments finis, on peut noter :

- la diminution de l'ouverture des fissures de fendage suite à l'application des matériaux composites;
- l'influence de la variation de l'épaisseur des matériaux composites;
- l'influence de la variation des propriétés des matériaux composites (fibres de verre et fibres de carbone).

5.3 Modélisation des essais d'arrachement

Connaissant les objectifs de la modélisation, il a été décidé de choisir un modèle qui représenterait uniquement la fissure de fendage centrale juste au-dessus des armatures chevauchées des spécimens d'arrachement (chapitre 3). Étant situé dans la section où le recouvrement de béton est le plus faible, cette fissure est généralement celle qui se produit la première lors des essais en laboratoire.

Pour ce qui est de la distribution des efforts, il a été convenu de tenir compte uniquement des efforts radiaux et de ne pas incorporer dans le modèle les contraintes d'adhérence ainsi que le glissement des barres d'armature. De plus, pour ne pas avoir à tenir compte de la variation de la pression radiale le long de la barre d'armature, il a été décidé de ne reproduire qu'une section étroite représentant approximativement la distance entre deux crénelures consécutives. Finalement, il a été convenu de limiter les analyses à la plage correspondant au domaine élastique de l'acier de manière à ne pas avoir à inclure la baisse de la pression radiale suite à la plastification de l'acier.

5.3.1 Géométrie du modèle

De manière à ne pas alourdir inutilement le temps d'analyse du logiciel, un bloc de 305 mm x 200 mm x 20 mm a été choisi pour représenter une section typique de la zone d'influence des forces radiales entourant les barres d'armature (Figure 5.1). Si on compare cette section à celle des spécimens étudiés en laboratoire au Chapitre 3, on remarque que la largeur et la profondeur du spécimen ont été réduites pour les analyses par éléments finis. Dans la situation présente, cette diminution de volume peut être effectuée sans affecter les résultats puisque l'emphase est portée sur la fissure de fendage centrale et sur les efforts correspondant à une seule crénelure.

Dans les dimensions du bloc, la largeur a été fixée à 305 mm de manière à représenter le double de la distance qui sépare deux barres d'armature adjacentes (150 mm) auquel est ajouté une tranche de 5 mm correspondant à la zone de fendage du béton dans l'axe des barres chevauchées. La profondeur de 20 mm correspond pour sa part à la longueur qui sépare deux crénelures sur des barres No 25.

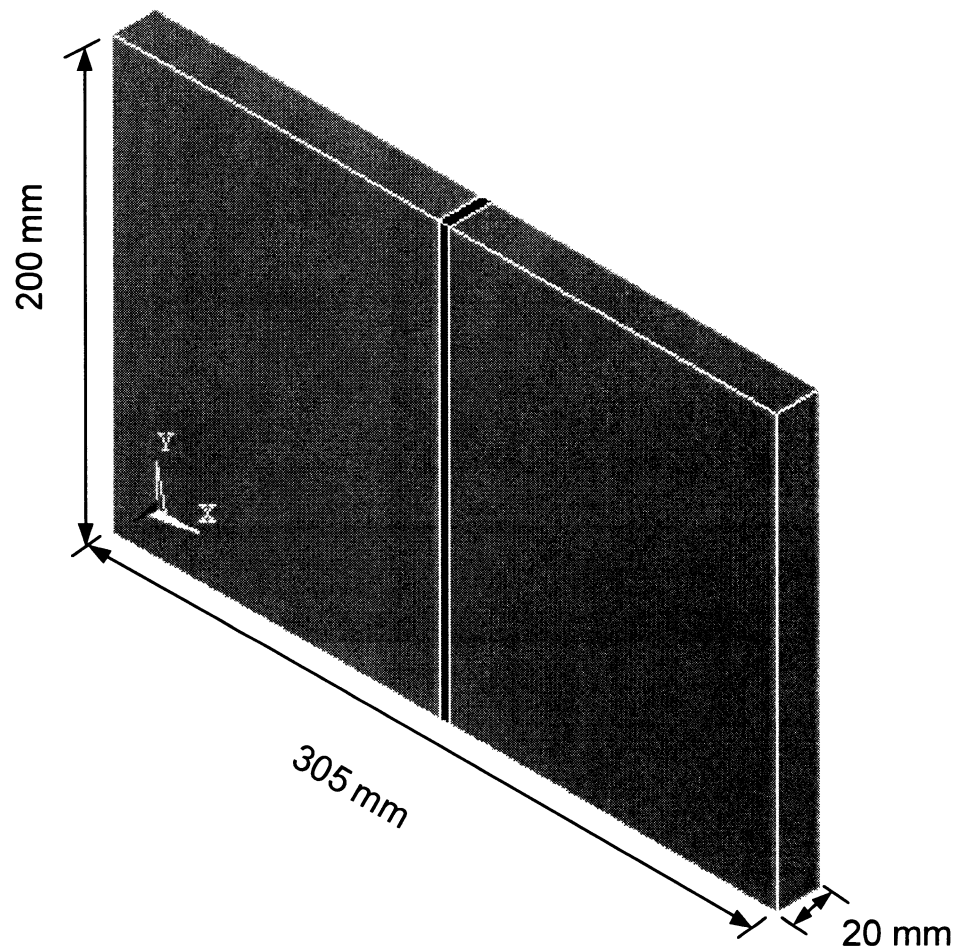


Figure 5.1: Dimensions des modèles par éléments finis.

5.3.2 Choix des d'éléments

De façon générale, les logiciels d'éléments finis sont conçus de telle sorte que les types d'éléments et les matériaux puissent être utilisés indépendamment les uns des autres. Cette façon de faire est également valide pour la majorité des éléments et des matériaux disponibles dans ANSYS. Toutefois, en ce qui concerne le matériau de béton, ANSYS dédie un élément solide isoparamétrique en trois dimensions à 8 nœuds, Solid 65, pour modéliser la réponse fragile et non linéaire du béton.

Lors du choix des éléments pour les modèles, il a fallu tenir compte d'une part des restrictions du logiciel quant au matériau de béton et d'autre part des contraintes liées à l'utilisation excessive d'éléments à caractère non-linéaires. Il a donc été décidé d'opter pour trois types d'éléments dans les analyses, comme le montre la Figure 5.2.

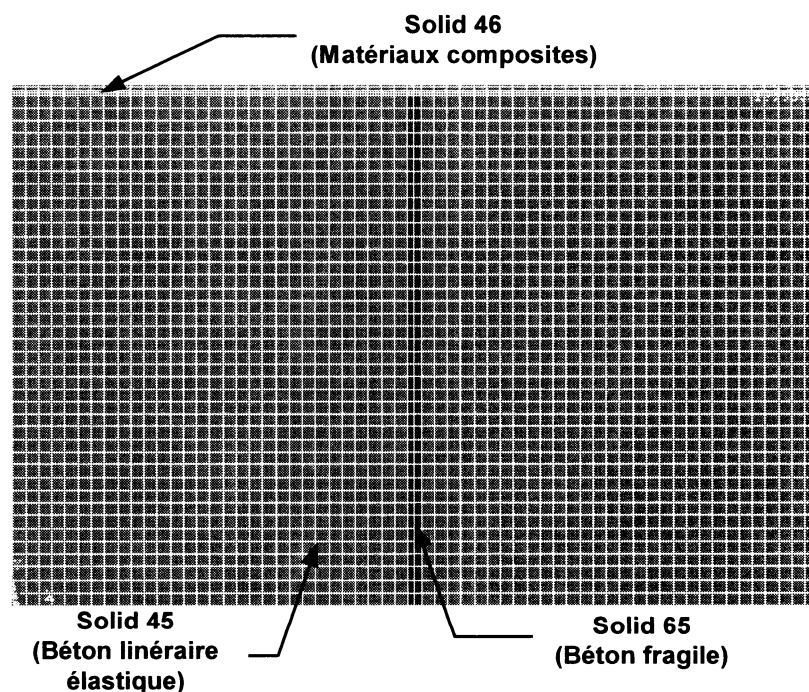


Figure 5.2 : Éléments utilisés pour les analyses.

L'élément de béton armé, Solid65, a été utilisé dans la zone de 5 mm représentant la fissure de fendage. Cet élément a huit nœuds (Figure 5.3) ayant chacun trois degrés de liberté représentés par les translations dans les directions en x, y et z. L'élément est capable de subir des déformations plastiques, de la fissuration et de l'écrasement dans les trois directions. Il comprend une analogie de fissuration répartie dans les zones en traction et un algorithme de plasticité pour tenir compte de la possibilité de l'écrasement du béton dans les zones en compression. Chaque élément possède huit points d'intégration (Figure 5.4) où les vérifications de fissuration et d'écrasement sont effectuées. L'élément se comporte de manière linéaire élastique jusqu'à ce que la résistance en traction ou la résistance en compression soit excédée.

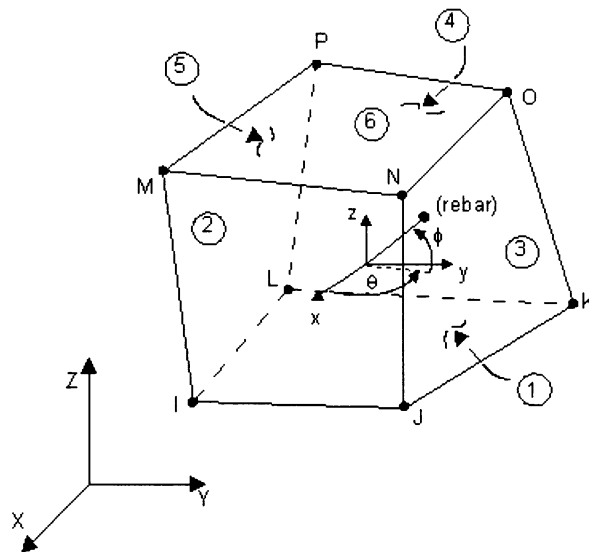


Figure 5.3: Élément Solid 65-3-D (ANSYS version 7.0).

La fissuration ou l'écrasement de l'élément Solid 65 est initiée lorsque l'une des contraintes principales, à un point d'intégration, excède la résistance en traction ou en compression du béton. À ce moment, la formation d'une fissure est obtenue en modifiant les relations contrainte-déformation de l'élément pour introduire un plan de faiblesse

dans la direction de la contrainte principale excédée. Les régions fissurées ou écrasées sont alors formées perpendiculairement à la direction de la contrainte principale en question et les contraintes sont redistribuées localement. L'élément est alors non-linéaire et nécessite une résolution itérative pour atteindre la solution.

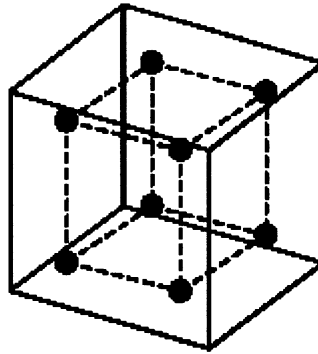


Figure 5.4: Points d'intégration à l'intérieur de l'élément de béton.

L'élément de béton permet également la modélisation d'armature ayant un comportement élasto-plastique à l'intérieur du solide. Cette option est intéressante, mais comporte une lacune importante qui vient du fait que cette armature ne peut pas être disposée à des endroits spécifiques dans l'élément puisqu'en utilisant cette option, l'armature est systématiquement répartie à travers l'élément dans trois orientations spécifiques. Dans la majorité des études de modélisation du béton armé avec ANSYS où des barres discrètes étaient représentées, les chercheurs ont favorisé l'utilisation d'un élément de liaison, link8, à l'option d'armatures distribuées de ANSYS (Fanning 2001, Kachlakev 2001). De cette façon, il leur était possible de positionner l'armature précisément tout en conservant un maillage relativement grossier pour le béton.

Pour les sections de béton armé ne nécessitant pas l'étude de la fissuration, un élément ayant un comportement linéaire, Solid 45, a été utilisé dans le cadre du présent projet. Tout comme pour l'élément de béton, cet élément possède huit nœuds ayant chacun trois degrés de liberté en translation dans les directions x , y et z (Figure 5.5).

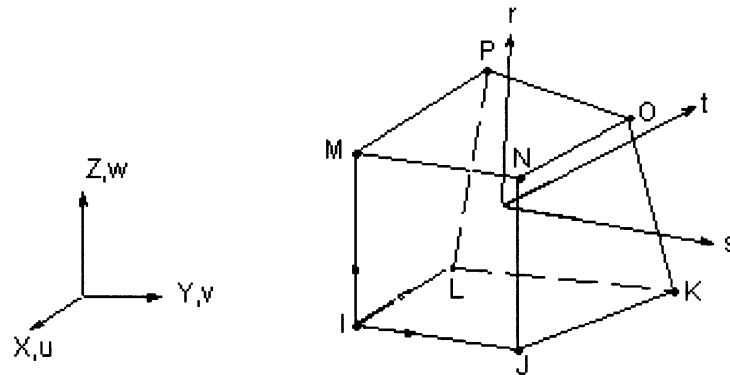


Figure 5.5: Élément Solid 45-3-D (ANSYS version 7.0).

Pour les matériaux composites, il a été décidé d'utiliser l'élément Solid 46. Cet élément permet d'utiliser jusqu'à 100 différentes couches pouvant avoir chacune des orientations différentes et des propriétés de matériaux orthotropes. L'élément a trois degrés de liberté à chaque nœud, soit les translations dans les directions x , y et z . La position des nœuds est montrée à la Figure 5.6.

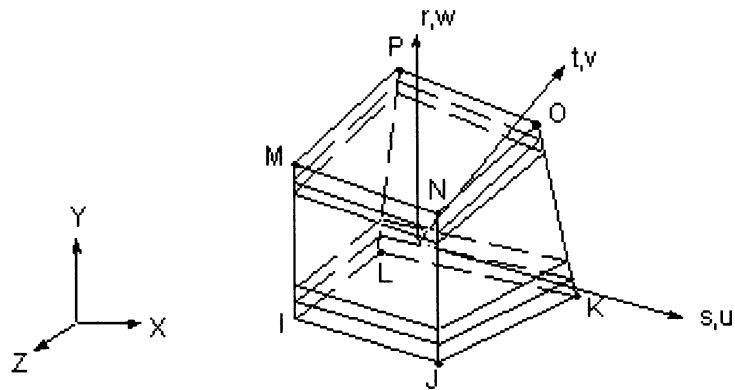


Figure 5.6: Élément Solid 46-3-D (ANSYS version 7.0).

Lors de l'assemblage des trois types d'éléments utilisés dans le modèle, les nœuds des éléments ont été directement connectés entre eux ce qui fait qu'une liaison d'adhérence parfaite a été assumée. La Figure 5.7 illustre la connexion des éléments de béton à ceux des matériaux composites.

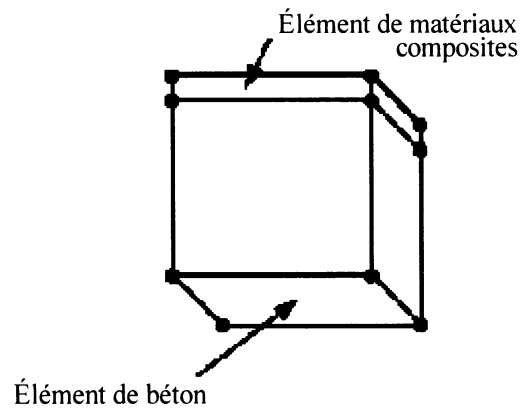


Figure 5.7: Liens utilisés entre les éléments de béton et de matériaux composites.

5.3.3 Matériau de béton

5.3.3.1 Propriétés du béton

Lors de la modélisation de structures en béton armé, un aspect important que l'on doit considérer est le fait que le béton a un comportement différent en traction et en compression, comme le montre la Figure 5.8. En compression, la courbe contrainte-déformation du béton est linéaire jusqu'à approximativement 30 % de la résistance en compression maximale. Au-delà de ce point, la contrainte augmente graduellement jusqu'à une valeur maximale pour ensuite redescendre et éventuellement engendrer une rupture par écrasement. En traction, la courbe contrainte-déformation du béton est approximativement linéaire jusqu'à la résistance en traction maximale. Après ce point, le béton fissure et la résistance diminue graduellement jusqu'à zéro.

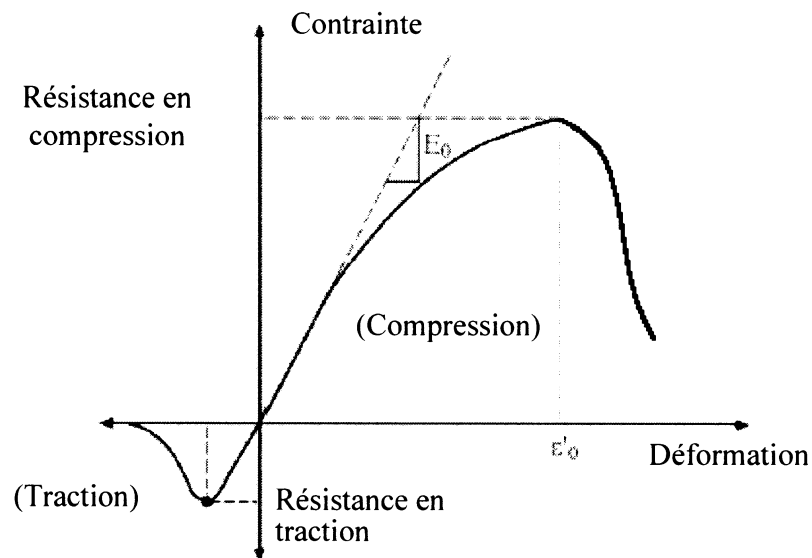


Figure 5.8: Courbe contrainte-déformation typique d'un béton normal (Kachlakev 2002).

Bien que plusieurs études expérimentales (Bedard et al. 1986, Massicotte et al. 1990) ont démontré que le comportement du béton après fissuration n'est pas complètement fragile et que la région fissurée montre une certaine ductilité, cette propriété du béton n'est pas considérée dans ANSYS. En effet, contrairement à ce qu'on pourrait supposer à première vue à cause de l'option de relaxation de contrainte dans ANSYS, une fois que la solution converge à l'état de fissuration, la résistance du béton à la face de la fissure est mise à zéro par le logiciel. L'option de relaxation est utilisée par le logiciel pour accélérer les calculs de convergence lorsque la fissuration est imminente, mais ne signifie pas qu'une loi contrainte-déformation révisée soit utilisée pour le comportement post-fissuration.

Sachant que la propagation d'une fissure dans le béton et la rupture par fendage dépendent en bonne partie des propriétés du matériau en traction et du comportement post-fissuration, il a donc été décidé d'améliorer le comportement en traction du béton dans ANSYS pour le bénéfice de ce projet de recherche. Pour ce faire, les armatures distribuées de l'élément béton ont été utilisées comme artifice afin d'introduire un adoucissement. Idéalement, il aurait été intéressant de reproduire une courbe d'adoucissement du béton comme celle présentée à la Figure 5.9. Toutefois, comme les armatures de l'élément de béton Solid 65 ne peuvent pas être caractérisées par une courbe contrainte déformation ayant une pente descendante, un comportement élasto-plastique a été utilisé. Tel que montré à la Figure 5.10, l'hypothèse d'un changement de pente à 1/3 dans la courbe contrainte déformation du béton en traction (Massicotte et al. 1990) a été considérée comme valeur du plateau plastique de l'armature distribuée fictive.

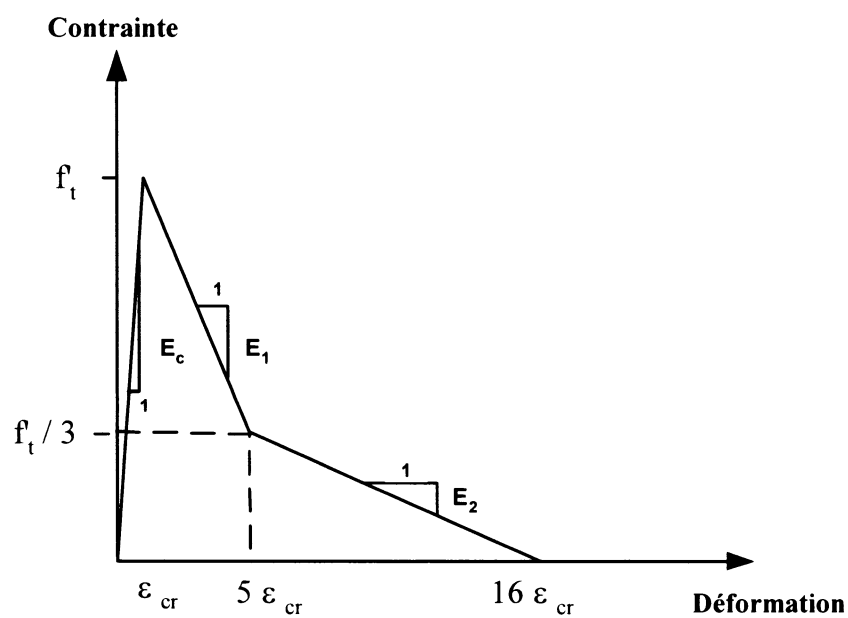


Figure 5.9 : Courbe contrainte déformation du béton en traction (Adapté de Massicotte et al. 1990).

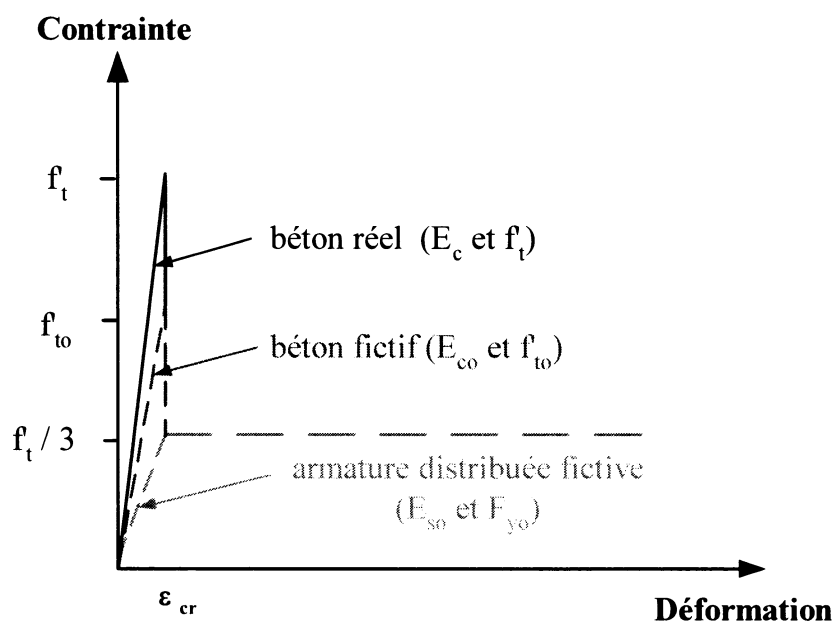


Figure 5.10 : Courbe contrainte déformation idéalisée pour la modélisation.

De manière à représenter les propriétés réelles du béton (E_c et f_t) par une combinaison du béton fictif (E_{co} et f_{to}) et de l'armature fictive (E_{so} et F_{yo}) dans ANSYS, des calculs ont été effectués. Les deux équations de base qui ont servi aux calculs des propriétés des matériaux fictifs à partir des propriétés réelles du béton sont les équations 5.1 et 5.2.

$$f_t = f_{to} + 1/3 f_t \quad (5.1)$$

$$\rho F_{yo} = 1/3 f_t \quad (5.2)$$

où

f_t = résistance en traction du béton

f_{to} = résistance en traction du béton fictif

F_{yo} : limite élastique des armatures fictives

$\rho = A_{so} / A_c$

A_c : volume de l'élément de béton

A_{so} : volume de l'armature fictive

Compte tenu du nombre trop élevé de paramètres inconnus (f_{to} , ρ , F_{yo}), il a été décidé de fixer arbitrairement la valeur de ρ à 0,01 pour être en mesure de déterminer les deux autres paramètres. Une fois ces paramètres calculés, les autres propriétés des matériaux nécessaires pour la modélisation (ϵ_{cr} , E_{so} et E_{co}), ont été calculées à partir des équations 5.3 à 5.5 en fixant arbitrairement η égal à 50.

$$\epsilon_{cr} = f_t / E_c \quad (5.3)$$

$$E_{so} = F_{yo} / \epsilon_{cr} \quad (5.4)$$

$$E_{co} = E_{so} / \eta \quad (5.5)$$

où

E_c : module élastique du béton réel

E_{co} : module élastique du béton fictif

E_{so} : module élastique de l'armature fictive

ε_{cr} : déformation à la limite élastique en traction du béton

Lors des essais d'arrachement, le module d'élasticité E_c (30 324 MPa) de même que la résistance en compression réelle du béton f'_c (34 MPa) ont été mesurés expérimentalement ce qui fait que ces valeurs sont connues et peuvent être utilisées directement pour la modélisation. Par contre, en ce qui à trait à la résistance en traction du béton, aucune mesure n'a été effectuée en laboratoire et donc l'équation empirique présentée ci-dessous a été utilisée pour déterminer sa valeur.

$$0,25 \sqrt{f'_c} < f_t < 0,40 \sqrt{f'_c} \text{ MPa} \quad (5.6)$$

Face au manque de précision de cette équation, les limites inférieure et supérieure ont été calculées ($1,46 \text{ MPa} \leq f_t \leq 2,33 \text{ MPa}$) et des valeurs se situant entre ces deux bornes ont été utilisées lors des premières analyses par éléments finis de manière à identifier laquelle de ces valeurs se rapprochait le plus des données expérimentales. À la lumière de ces analyses, il a été décidé d'utiliser 1,8 MPa pour la résistance en traction du béton.

Les propriétés du béton qui ont été utilisées avec les éléments Solid 65 et Solid 45 sont présentés au Tableau 5.1 alors que les propriétés des armatures utilisées pour modifier le comportement du béton dans l'élément Solid 65 sont présentés au Tableau 5.2.

Tableau 5.1 : Propriétés des matériaux pour les deux types de béton.

Propriété	Béton linéaire élastique (Élément Solid 45)	Béton fragile (Élément Solid 65)
E_c	30 324 MPa	20 216 MPa
f_c'	34 MPa	34 MPa
f_t	---	1,2 MPa
ν	0,22	0,22
β_t	---	0,1

Tableau 5. 2 : Propriétés des matériaux pour les armatures fictives.

Propriété	Armatures dans le béton
Ratio du volume (volume d'armature/ volume de l'élément)	0,01
Orientation des armatures	Parallèles aux axes x, y et z
E_s	$1,0108 \times 10^6$ MPa
ν	0,3
Limite d'élasticité (F_y)	60 MPa
Module tangent (E_2)	0 MPa

5.3.3.2 Surface de rupture du béton

Dans le logiciel ANSYS, le matériel de béton disponible avec l'élément SOLID65 permet de considérer la fissuration et l'écrasement comme mode de rupture. Pour définir la surface de rupture du béton, six constantes sont nécessaires. Cependant, étant donné que plusieurs de ces constantes ne sont pas faciles à mesurer expérimentalement, il est possible de fournir uniquement la résistance uniaxiale en traction et en compression du béton et d'utiliser les valeurs par défaut pour les autres constantes. En agissant de la sorte, les constantes manquantes sont calculées par le logiciel en se basant sur le modèle de Willam et Warnke (1975) concernant la loi constitutive du comportement triaxial du béton (ANSYS version 7.0).

5.3.4 Matériaux composites

Les matériaux composites unidirectionnels comme ceux utilisés dans ce projet sont des matériaux orthotropes ce qui veut dire que leurs propriétés dans le sens des fibres ne sont pas les mêmes que dans les deux autres directions. Les principales propriétés utilisées pour modéliser le renforcement sur les blocs de béton ont été déterminées à partir des fiches techniques fournies par le manufacturier (Sika 2002) et sont présentées au Tableau 5.3. Toutefois, comme le module de cisaillement et le coefficient de Poisson n'étaient pas des propriétés mentionnées dans les fiches techniques et que leurs valeurs n'avaient pas d'influence sur les analyses en traction effectuées dans ce projet, des valeurs disponibles dans la littérature ont été utilisées (Kachlakev 2001).

Tableau 5.3: Propriétés des matériaux composites.

Propriétés	Polymère renforcé de fibres de carbone (PRFC) SikaWrap Hex 103C	Polymère renforcé de fibres de verre (PRFV) SikaWrap Hex 100G
Module élastique (MPa)	$E_x = 65\,087 *$ $E_x = 70\,552 **$ $E_y = 10$ $E_z = 10$	$E_x = 24\,444 *$ $E_x = 26\,119 **$ $E_y = 10$ $E_z = 10$
Coefficient de Poisson	$\nu_{xy} = 0,22$ $\nu_{xz} = 0,22$ $\nu_{yz} = 0,3$	$\nu_{xy} = 0,22$ $\nu_{xz} = 0,22$ $\nu_{yz} = 0,30$
Résistance en traction (MPa)	717	558
Module de cisaillement (MPa)	$G_{xy} = 3270$ $G_{xz} = 3270$ $G_{yz} = 1860$	$G_{xy} = 1520$ $G_{xz} = 2650$ $G_{yz} = 1520$
Épaisseur de chacune des couches de tissu (mm)	1,016	1,016

* Valeur de conception

** Valeur moyenne

5.3.5 Application des efforts radiaux

Dans le cadre de ces analyses, l'intérêt est porté sur les fissures de fendage. Ces fissures, tel que mentionné précédemment, proviennent de la composante radiale de la résultante des forces engendrées par l'action des crénelures sur le béton lors de l'ancrage des barres (Figure 5.11). Il est donc important, afin de reproduire le plus fidèlement possible les fissures de fendage à partir d'éléments finis, d'avoir une bonne connaissance de la

distribution des forces radiales autour des barres de chevauchement. Toutefois, comme l'amplitude de ces forces n'a pas été relevée lors des essais expérimentaux de ce projet, une revue bibliographique a été effectuée afin de déterminer la façon la plus adéquate d'appliquer les forces radiales dans les modèles par éléments finis.

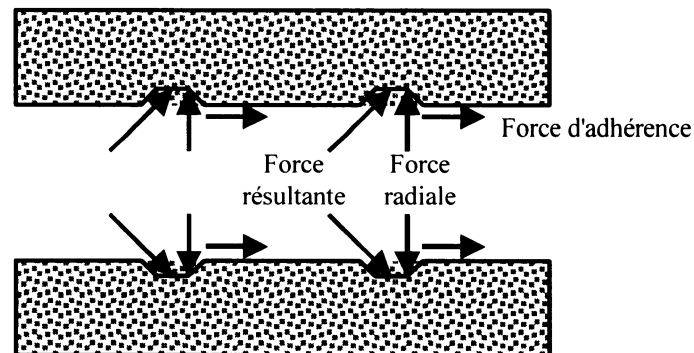


Figure 5.11: Forces exercées sur le béton lors de l'ancrage des armatures.

Au cours des années, plusieurs recherches ont été effectuées dans le but de définir les relations entre la contrainte d'adhérence, le glissement et les efforts de confinement. Toutefois, peu de travaux se sont penchés sur l'étude des forces de fendage générées par l'action des barres d'armature sur le béton. Malgré tout, certains chercheurs se sont intéressés à ce sujet et ont formulé des hypothèses concernant entre autre la distribution des forces de fendage autour des barres de chevauchement.

Parmi les hypothèses les plus répandues, on retrouve celle de Tepfers (1979) où une analogie avec une conduite soumise à une pression hydraulique est utilisée pour représenter les efforts en cause lors des ruptures de fendage. Dans ses travaux Tepfers assume que l'ancrage génère une contrainte proportionnelle en grandeur à la contrainte d'adhérence et que cette pression radiale est uniformément distribuée le long de l'interface de la barre, comme dans le cas de la pression hydraulique (Figure 5.12). En suivant le principe de cette hypothèse, il est raisonnable de croire que dans des

conditions similaires, des barres chevauchées génèreraient le double des forces de fendage d'une barre simple. Toutefois, de nombreuses analyses ont démontré qu'en réalité les barres chevauchées développent entre 80 % et 100 % de la résistance d'une barre simple. Face aux difficultés de l'hypothèse de Tepfers à expliquer certains phénomènes observés en laboratoire, d'autres chercheurs se sont donc intéressés à ce sujet et de nouvelles hypothèses ont été développées dans les années 90.

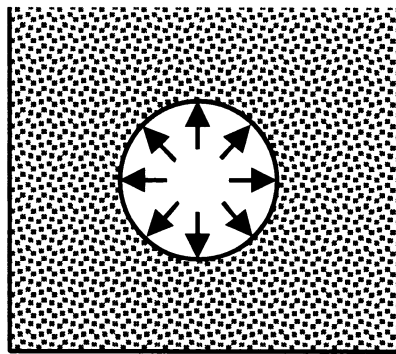


Figure 5.12 : Analogie de la pression hydraulique.

Les hypothèses les plus récentes qui ont été publiées au sujet des forces radiales sont celles de Cairns et al. (1995 et 1996). Dans leurs travaux, ces chercheurs démontrent que l'analogie d'une conduite sous pression ne permet pas de reproduire les comportements observés expérimentalement par plusieurs chercheurs en ce qui a trait à la distribution des forces de fendage dans la zone de chevauchement d'armature et proposent donc une autre hypothèse. En se basant sur les informations obtenues lors de nombreux essais expérimentaux, Cairns et al. ont effectué des analyses par éléments finis pour déterminer la force totale générée à angle droit par rapport au plan passant par l'axe des barres chevauchées. Ils ont établi que cette force est directement reliée à la distance séparant les deux barres chevauchées. Ainsi, alors que la force totale générée à angle droit par rapport au plan passant par l'axe des barres chevauchées correspond à 1.3 fois une force arbitraire normalisée lorsque les barres sont en contact, cette valeur augmente à 2 fois la

force arbitraire normalisée lorsqu'il y a une distance supérieure au diamètre des barres qui les sépare. Ils ont donc conclu qu'une paire de barres chevauchées en contact génère une force de fendage supérieure de seulement 30 % par rapport à celle générée par une barre seule et non pas le double comme le prétend l'hypothèse de Tepfers (Figure 5.13).

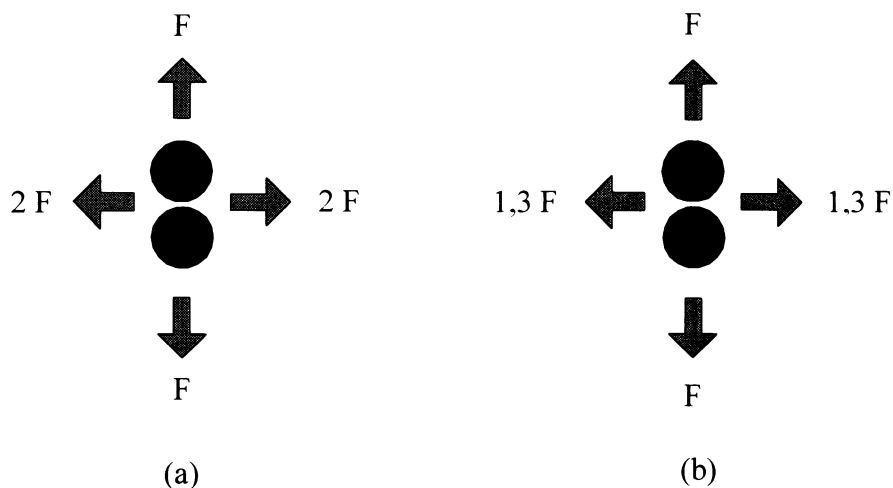


Figure 5.13 : Hypothèse sur la distribution des forces de fendages (a) hypothèse de Tepfers; (b) hypothèse de Cairns et al. (1996).

Considérant que l'hypothèse de la distribution des efforts développée par Cairns et al. représente mieux la réalité des barres de chevauchement en contacts, il a été décidé d'utiliser cette hypothèse dans le cadre de ce projet de recherche. Pour ce faire, une force arbitraire totale de 1 000 N a été utilisée pour représenter la force générée à angle droit par rapport au plan passant par l'axe des barres chevauchées, alors qu'une force totale de 770 N a été utilisée dans l'autre direction. Bien que les barres n'ont pas été incluses dans les modèles, les forces radiales ont été appliquées dans la région où les barres d'armature chevauchées avaient été positionnées lors des essais en laboratoire. Pour ce faire, les forces totales, ont été réparties entre les différents nœuds qui auraient entouré la zone des barres d'armature chevauchées, comme le montre la Figure 5.14.

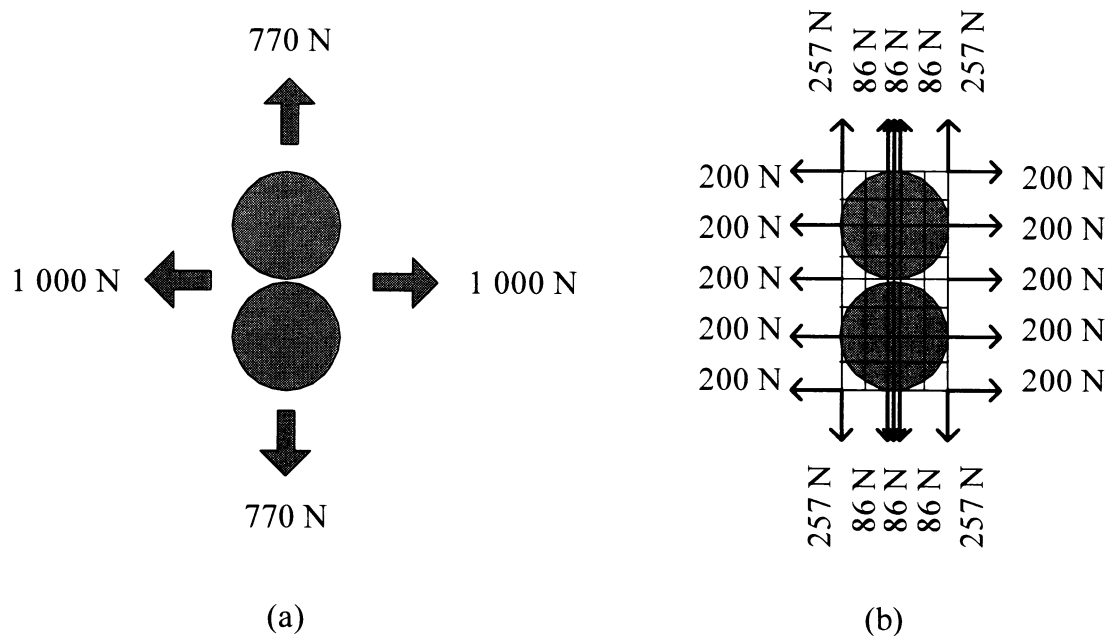


Figure 5.14 : Distribution des forces dans les modèles par éléments finis.

5.3.6 Choix du maillage, des critères de convergence et des conditions aux frontières

De manière à déterminer le maillage le plus approprié de même que la limite de convergence à utiliser, des analyses préliminaires ont été effectuées en faisant varier ces deux paramètres. À la lumière de ces résultats, il a été décidé de conserver la limite de convergence par défaut de ANSYS sur la force de 0,001 et d'utiliser le maillage présenté à la Figure 5.15. Ainsi, dans la région de la fissure de fendage représentée par les éléments de béton fragile (Figure 5.2), un maillage de 2.5 mm x 5 mm x 5 mm a été utilisé alors que pour les éléments de béton linéaire élastique un maillage de 5 mm x 5 mm x 5 mm a été considéré. En ce qui concerne les matériaux composites, des couches d'éléments de 1 mm d'épaisseur ont été ajoutées selon le besoin des analyses en

suivant les mêmes dimensions longitudinales et transversales que les éléments de béton auxquels ils étaient reliés.

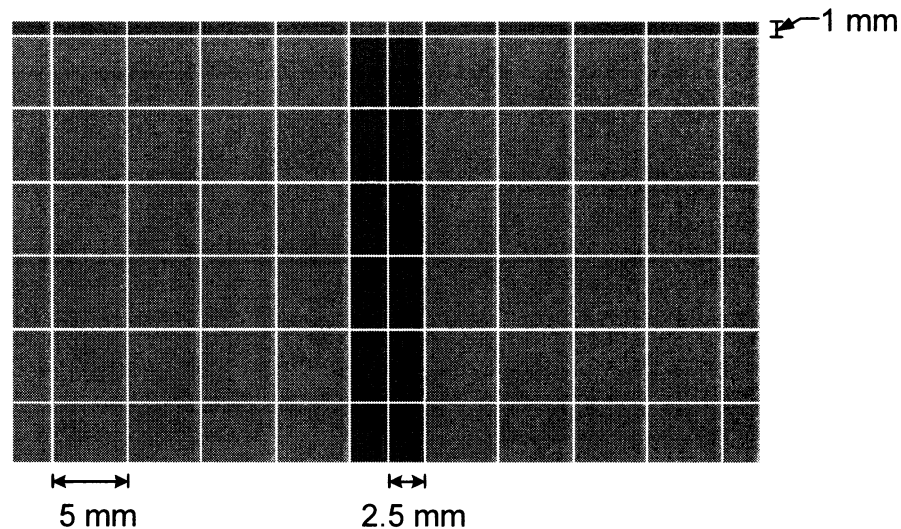


Figure 5.15: Maillage utilisé dans les modèles.

Pour déterminer les conditions aux frontières à appliquer au modèle d'éléments finis, une corrélation a été effectuée avec les conditions présentes lors des essais d'arrachement. Ainsi, puisqu'en laboratoire seul le soulèvement à la base du modèle était empêché lors des essais, il a été décidé de bloquer les mouvements verticaux sur tous les nœuds de la face inférieure. Dans les deux autres directions, pour ne pas engendrer d'efforts inadéquats, les mouvements transversaux et longitudinaux ont été empêchés en se servant de leur axe de symétrie respectif.

5.3.7 Procédure d'analyse

Étant donné que les analyses étaient non-linéaires les forces radiales dans le modèle d'élément finis ont été appliquées en les divisant en une série d'incrément de charges. Dans ce type de chargement, la matrice de rigidité du modèle est ajustée à la fin de

chaque incrément pour refléter les changements non-linéaires dans la rigidité de la structure avant de procéder à l'incrément de charge suivant. Pour mettre à jour la rigidité des modèles, la méthode d'itération de Newton-Raphson a été utilisée. Cette technique permet la convergence à la fin de chaque incrément à l'intérieur de limites de convergences. La technique d'itération de Newton-Raphson a été favorisée à la technique de la longueur d'arc dans ce projet puisqu'elle permettait de réduire le temps d'analyse tout en n'affectant pas les résultats obtenus.

Pour ce qui est du pas de chargement des forces, il a été observé que les analyses les plus optimales ont été obtenues lorsque le programme ajustait lui-même les incréments de charges à mesure que l'analyse progressait. Avec cette approche, le logiciel se basait sur les solutions précédentes et la physique du modèle pour augmenter le pas de chargement jusqu'à un maximum fixé par l'utilisateur. Dans les zones où le comportement varie rapidement, une diminution du pas de chargement était automatiquement effectuée et cela jusqu'à atteindre la limite de chargement également fixée par l'utilisateur. Comme pour le cas du choix du maillage et des limites de convergences, des analyses préliminaires ont été effectuées avant de fixer les bornes inférieure et supérieure aux valeurs de 1 N et 50 N respectivement.

5.4 Résultats des analyses par éléments finis

De manière à valider les modèles par éléments finis, une comparaison avec les résultats obtenus en laboratoire a été effectuée. Les paramètres sur lesquels ont porté cette comparaison sont l'ouverture de la fissure de fendage centrale dans le cas du spécimen témoin et la déformation à la face supérieure du composite dans le cas du spécimen renforcé.

Étant donné que les forces radiales totales utilisées dans les analyses étaient des forces arbitraires, ces dernières ont été normalisées afin de permettre la comparaison avec les essais en laboratoire. Pour ce faire, il a été décidé d'utiliser le rapport des efforts (contrainte dans la barre / pression radiale) au moment où la fissuration atteignait la surface supérieure du spécimen témoin, comme facteur de correction des forces utilisées dans les analyses par éléments finis. Ce même facteur a par la suite été utilisé pour les autres modèles comprenant un renforcement avec matériaux composites.

5.4.1 Comparaison des résultats avec le spécimen témoin

Dans le cas du spécimen témoin étudié en laboratoire, les lectures de l'ouverture de la fissure centrale ont été effectuées à partir de repères mécaniques situés de part et d'autre de la fissure et ayant une longueur de référence de 50.8 mm (Figure 3.15). Afin de comparer les résultats des analyses par éléments finis avec les données expérimentales, les déplacements des nœuds situés à 22.5 mm de part et d'autre du centre de la fissure ont été utilisés. La comparaison des résultats de l'ouverture de la fissure a été tracée à la Figure 5.16 en fonction de la contrainte dans la barre d'armature en utilisant le facteur de correction pour les forces radiales décrit précédemment.

On observe à partir de ce graphique que le modèle développé par éléments finis est en mesure de reproduire les valeurs expérimentales jusqu'à environ une contrainte de 400 MPa dans les barres d'armature. Étant donné que la pente initiale du modèle analytique est pratiquement identique à celle obtenue expérimentalement, on peut admettre que le modèle simplifié représente bien la phase initiale de l'ouverture des fissures de fendage du béton. Cette observation est intéressante puisque cette phase est celle où les composites ont un grand effet sur l'ancrage des armatures et que dans ce cas spécifique le modèle est réaliste.

D'un autre côté, on remarque à partir de la Figure 5.16, qu'au-delà de 400 MPa, les courbes s'éloignent l'une de l'autre. Cette séparation des deux courbes est intéressante puisqu'elle indique qu'à compter de ce moment, un phénomène autre que l'augmentation des forces radiales intervient dans l'ouverture de la fissure de fendage centrale. En effet, bien que dans les modèles les forces radiales soient augmentées continuellement, alors qu'en réalité ces forces devraient atteindre un plateau, l'ouverture observée en laboratoire est largement supérieure à celle estimée avec les modèles par éléments finis.

En faisant un rapprochement avec les observations visuelles relevées lors des essais d'arrachement, on peut prétendre que la séparation des courbes proviendrait du développement du réseau de fissuration inclinée de forme conique. En effet, tel que mentionné au Chapitre 3, des fissures transversales inclinées dans la direction de l'extrémité chargée ont été notées à la surface du spécimen de chaque côté des fissures longitudinales à partir de 450 MPa. En supposant qu'il y a eu un délai entre l'amorce du réseau de fissuration conique et le moment où il a été visible en surface à l'œil nu, on peut prétendre que ce phénomène soit la cause du changement de pente dans les données expérimentales, aux alentours de 400 MPa. Ainsi, à la lumière de ces informations on peut maintenant expliquer les phénomènes responsables des changements de pentes observés dans les courbes expérimentales de l'ouverture de la fissure centrale du spécimen DF-O par le développement de deux modes de fissuration distincts. Le premier mode est lié à l'ouverture de la fissure de fendage longitudinale au-dessus des barres chevauchées et le deuxième mode correspond au développement du réseau de fissuration inclinée de forme conique. Ce deuxième mode n'est pas représenté par le modèle actuel où seulement la fissure centrale est modélisée.

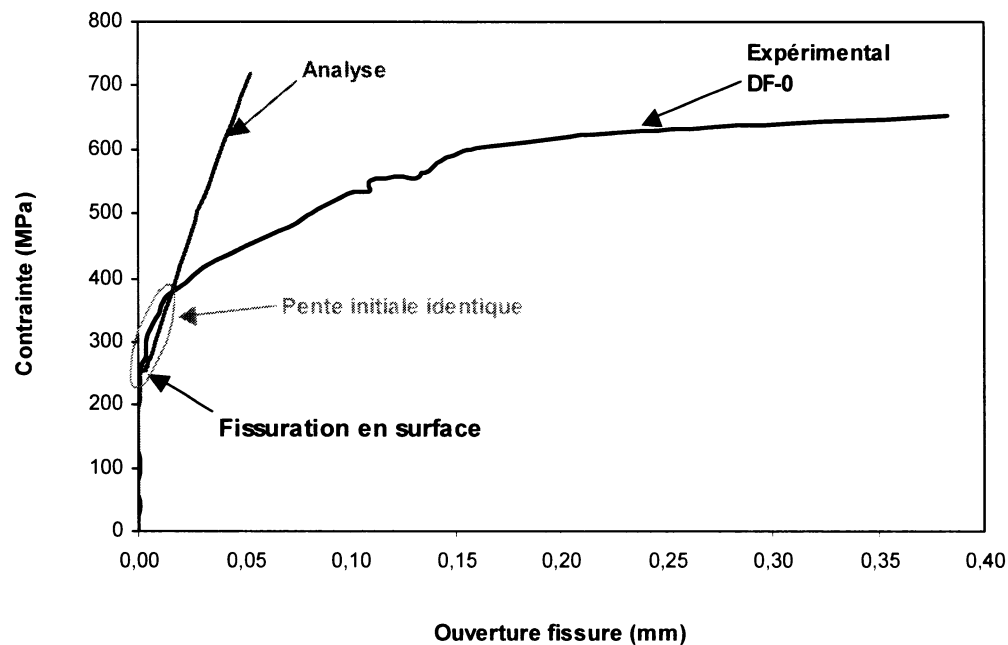


Figure 5.16 : Comparaison de l'ouverture de la fissure de fendage centrale sur le spécimen témoin.

5.4.2 Comparaison des résultats avec le spécimen renforcé

Un exercice similaire à celui effectué avec le spécimen témoin a été entrepris pour valider le modèle par éléments finis du spécimen renforcé. Dans ce cas-ci, par contre, le paramètre qui a été comparé n'est pas l'ouverture de la fissure, mais les déformations se produisant à la surface du composite au centre de la fissure de fendage.

Étant donné que la valeur du module en traction du matériau composite (PRFC) n'avait pas été mesuré en laboratoire, des analyses par éléments finis ont tout d'abord été effectuées en utilisant d'une part la valeur de conception (65 087 MPa) et d'autre part la valeur moyenne (70 552 MPa) du module élastique établi par Sika (2002). Le but de

cette comparaison était d'établir si la différence d'environ 5 000 MPa avait une grande influence sur les résultats.

Les valeurs obtenues à partir de jauges électriques en laboratoire et celles obtenues par éléments finis, sont présentées à la Figure 5.17. Si on compare dans un premier temps les valeurs expérimentales à celles obtenues par les éléments finis, on remarque qu'avant l'apparition de la fissure en surface du béton, les déformations dans le composite sont très faibles. De plus, tout comme dans le cas du spécimen témoin, on observe à partir de ce graphique que le modèle d'éléments finis est en mesure de reproduire assez fidèlement la première section de la courbe où l'ouverture de la fissure est contrôlée principalement par l'augmentation des efforts radiaux entourant les barres. Toutefois, au-delà de la contrainte de 475 MPa, on remarque que la courbe expérimentale s'éloigne des données obtenues par éléments finis tout comme dans le cas du spécimen témoin.

Dans un deuxième temps, si on compare les modules élastiques du matériau composite utilisé dans les analyses, on s'aperçoit que la variation entre les valeurs de conception et la valeur moyenne du module indiqué dans le guide de Sika n'a qu'une légère influence sur les résultats par éléments finis. Ainsi, pour la suite des analyses, étant donné que la valeur de conception est plus conservatrice que la valeur moyenne, cette dernière sera utilisée.

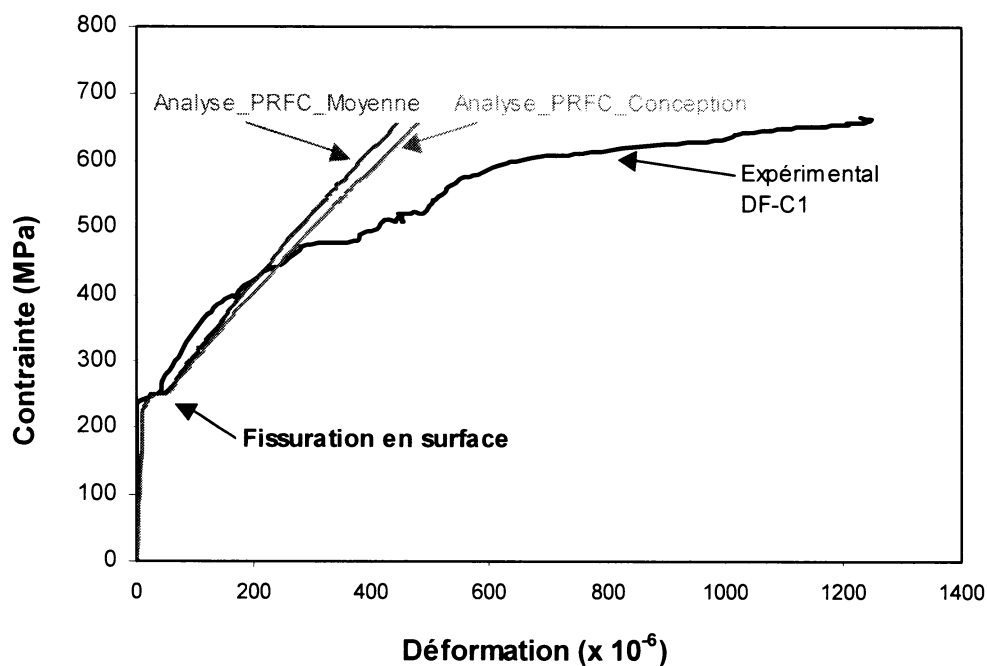


Figure 5.17 : Comparaison des déformations à la surface du composite sur le spécimen renforcé.

Un point important qui n'a pas été possible de mesurer en laboratoire, mais qui peut être facilement étudié à partir des éléments finis est la comparaison de l'ouverture de la fissure avec et sans matériaux composites. On observe, tel que montré à la Figure 5.18, que l'ajout d'une seule couche de matériau composite aide considérablement à diminuer l'ouverture de la fissure de fendage. Cette observation est très intéressante puisqu'elle vient appuyer l'hypothèse de départ de ce projet de recherche qui est qu'un polymère renforcé de fibres peut limiter l'ouverture des fissures de fendage et donc diminuer les risques de ruptures d'ancrage dans les piles de pont. Malheureusement, le modèle ne peut pas prédire la réponse complète afin de déterminer analytiquement le mode de rupture.

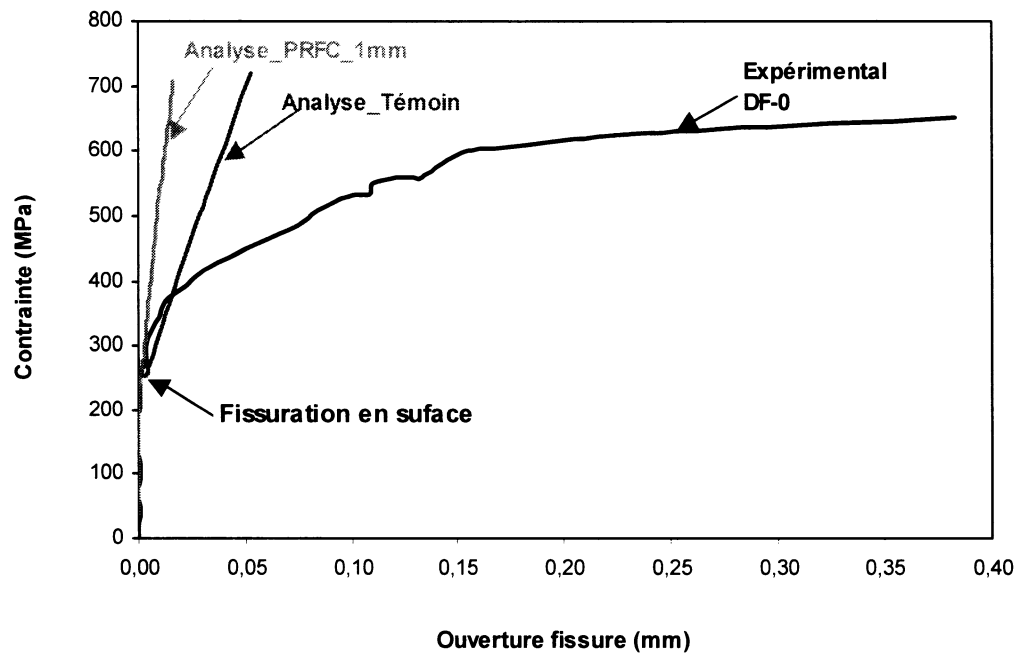


Figure 5.18 : Comparaison de l'ouverture de la fissure sur le spécimen témoin et renforcé.

5.4.3 Étude paramétrique de la technique de renforcement

Un des avantages que permet facilement les analyses par éléments finis comparativement aux essais en laboratoire est l'étude de la variation de certains paramètres. Ainsi dans cette étude, il a été décidé d'utiliser les modèles par éléments finis présentés précédemment pour étudier d'une part l'influence du nombre de couches de matériaux composites et d'autre part le choix des fibres utilisées dans les matériaux composites.

5.4.3.1 Variation de l'épaisseur de matériaux composites

La première étude paramétrique effectuée dans ce projet consiste à faire varier le nombre de couches de matériaux composites à la surface du béton. Pour ce faire, des couches d'éléments de matériaux composites supplémentaires de 1 mm d'épaisseur chacune ont été ajoutées au modèle renforcé de base n'ayant qu'une seule couche, comme lors des essais en laboratoire. Des analyses ont ainsi été effectuées pour deux modèles supplémentaires comprenant 2 et 4 couches de 1 mm de SikaWrap Hex 103C. Ces modèles seront présentés dans les analyses en fonction de l'épaisseur totale de matériaux composites à savoir 1 mm, 2 mm et 4 mm.

Une des données qui a été étudiée lors de cette analyse paramétrique est l'influence du nombre de couche sur l'ouverture de la fissure en fonction de la contrainte dans la barre du spécimen témoin DF-0, comme le montre la Figure 5.19. On observe à partir de ce graphique que la différence la plus notable dans l'ouverture de la fissure se retrouve entre le modèle témoin et le modèle renforcé de 1 mm de PRFC. Par la suite, l'ajout de plusieurs couches de PRFC aide à réduire davantage l'ouverture de la fissure, mais n'a pas autant d'impact que la toute première épaisseur.

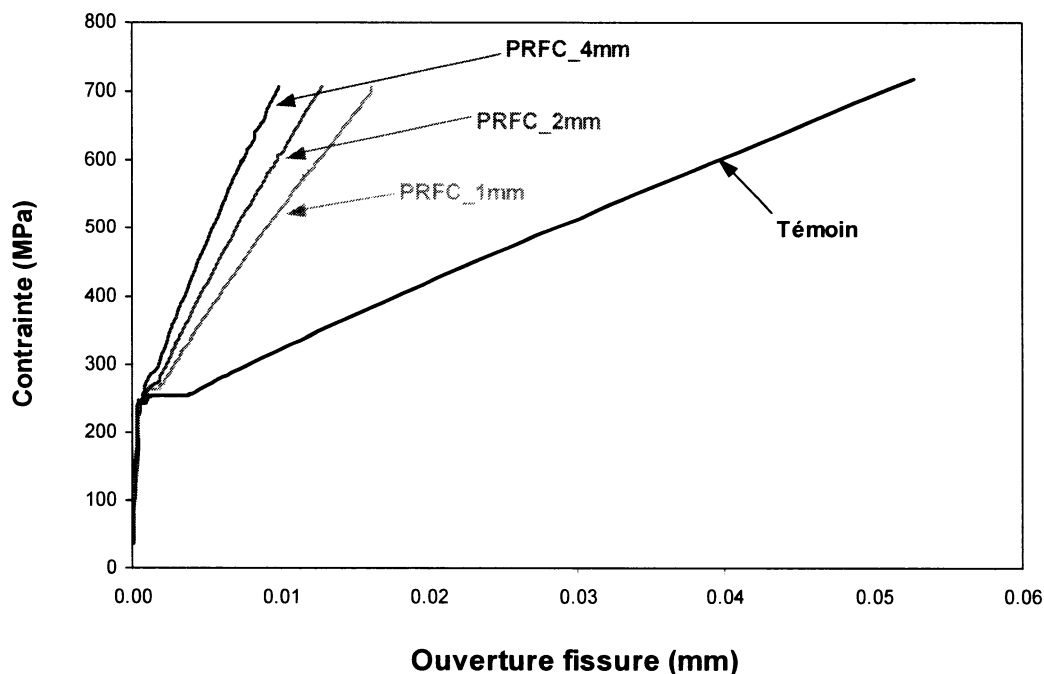


Figure 5.19 : Influence du nombre de couches de PRFC sur l'ouverture de la fissure de fendage.

De manière à comprendre pourquoi l'ajout de couches de matériaux composites aide à réduire l'ouverture de la fissure, une comparaison des déformations du composite à la surface de la première couche de chacun des modèles a été effectuée. Il ressort de cette comparaison, montré à la Figure 5.20, que les déformations de la première couche, directement en contact avec le béton, diminuent en fonction de l'épaisseur de matériaux composites. Cette observation revient donc à considérer quand augmentant l'épaisseur totale du composite, on augmente en quelque sorte sa rigidité ce qui a pour effet de fournir un plus grand effort de serrage sur la fissure de béton qui tend à s'élargir.

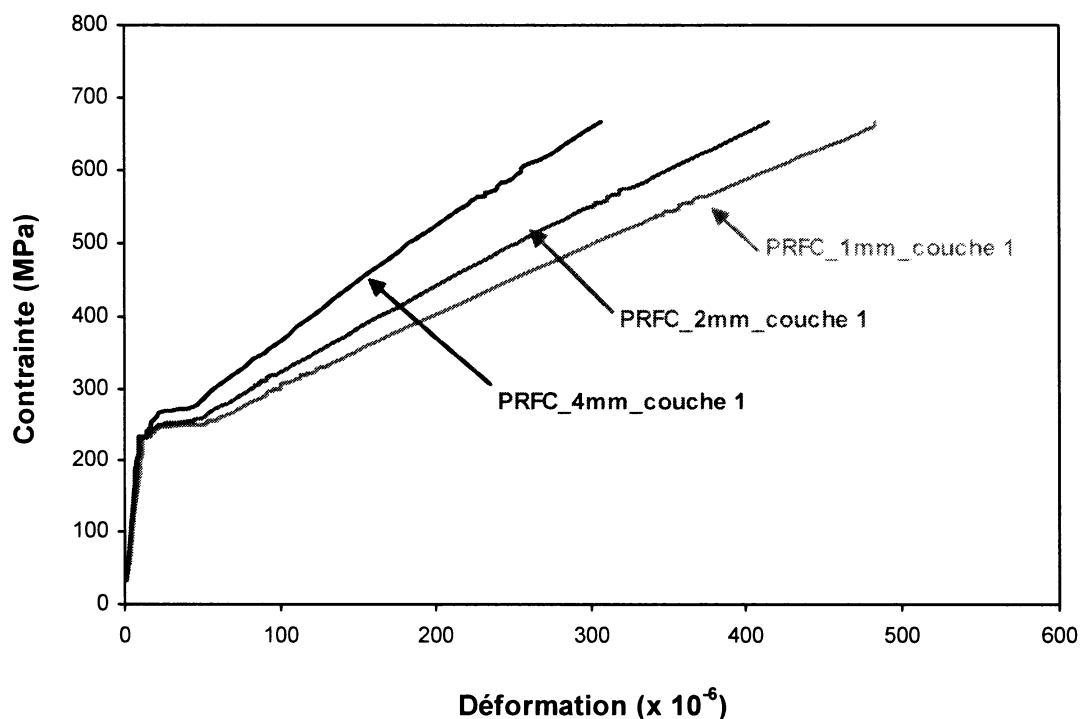


Figure 5.20 : Comparaison des déformations dans la première couche de composite.

Face à la diminution de l'ouverture de la fissure suite à l'ajout de couches de matériaux composites, on pourrait être porté à conclure que la solution au problème est d'ajouter plusieurs épaisseurs. Toutefois, si l'on considère le coût de ce matériau on se rend compte que cette solution n'est pas envisageable et que l'on doit s'assurer de la pertinence de chacune des couches ajoutées. Un paramètre qui peut être intéressant à vérifier, lors de la prise de décision au sujet du nombre de couches à installer, est la déformation de chacune des couches de matériaux composites. Comme on peut le voir à la Figure 5.21, cette évaluation nous permet de suivre la répartition des efforts à l'intérieur des différentes couches de matériaux composites.

La Figure 5.21 présente la répartition des déformations à la surface de chacune des couches de matériaux composites lors de l'analyse du modèle ayant un total de 4 couches. On remarque à partir de ce graphique que la première couche de composite subit beaucoup plus de déformation que les couches subséquentes et qu'à mesure que le nombre de couche augmente, les déformations dans la couche additionnelle diminuent. Il est donc important lors de la conception de la technique de renforcement, de s'assurer premièrement que les déformations, et donc les contraintes dans la première couche n'excèdent pas la résistance à la traction du composite. Deuxièmement, il faut vérifier que les couches additionnelles reprennent une certaine portion des efforts causés par les fissures de fendage et qu'elles ne sont pas ajoutées inutilement.

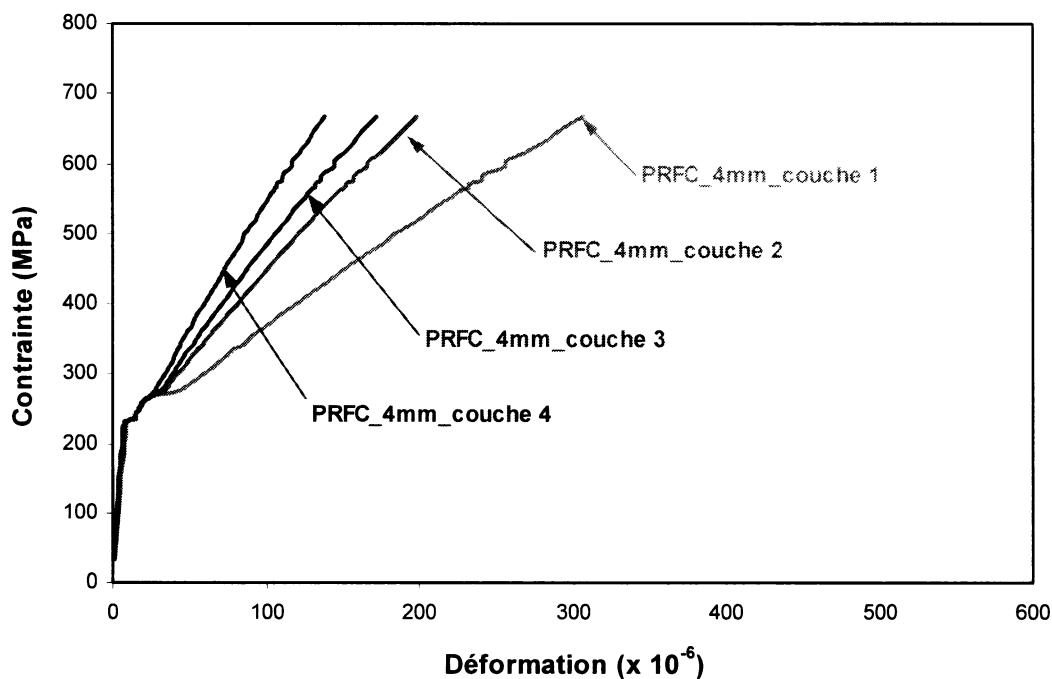


Figure 5.21 : Répartition des déformations à l'intérieure de chacune des couches.

5.4.3.2 Variation des propriétés des matériaux composites

La deuxième étude paramétrique qui a été effectuée porte sur la comparaison entre un polymère renforcé de fibres de carbone (PRFC) et un polymère renforcé de fibres de verre (PRFV) ayant tous deux la même épaisseur. L'idée derrière cette comparaison est d'estimer s'il est justifié d'utiliser un matériau composite de fibres de carbone, plus dispendieux qu'un matériau composite de fibres de verre, mais ayant un plus grand module élastique et une plus grande résistance à la traction.

Pour effectuer la comparaison entre les deux types de matériaux composites, l'ouverture de la fissure de fendage ainsi que les déformations sur les composites ont été vérifiées. Il ressort de ces analyses que plusieurs couches de matériaux en fibres de verre sont nécessaires pour obtenir des résultats équivalents à ceux avec les fibres de carbone. En effet, comme on peut le voir à la Figure 5.22, une couche de PRFC apporte la même diminution dans l'ouverture de la fissure que 4 couches de PRFV. De même, si on regarde les déformations dans les composites présentées à la Figure 5.23, on s'aperçoit que le composite avec les fibres de verre se déforme beaucoup plus que le composite avec les fibres de carbone et que même en utilisant 4 couches de PRFV, les déformations sur la première couche sont plus élevées que celles relevées avec une seule couche de PRFV. Ces observations indiquent donc que dépendant des besoins pour lesquels les matériaux composites sont utilisés et des efforts auxquels ils seront soumis, le choix d'un matériau plutôt qu'un autre devrait être considéré minutieusement.

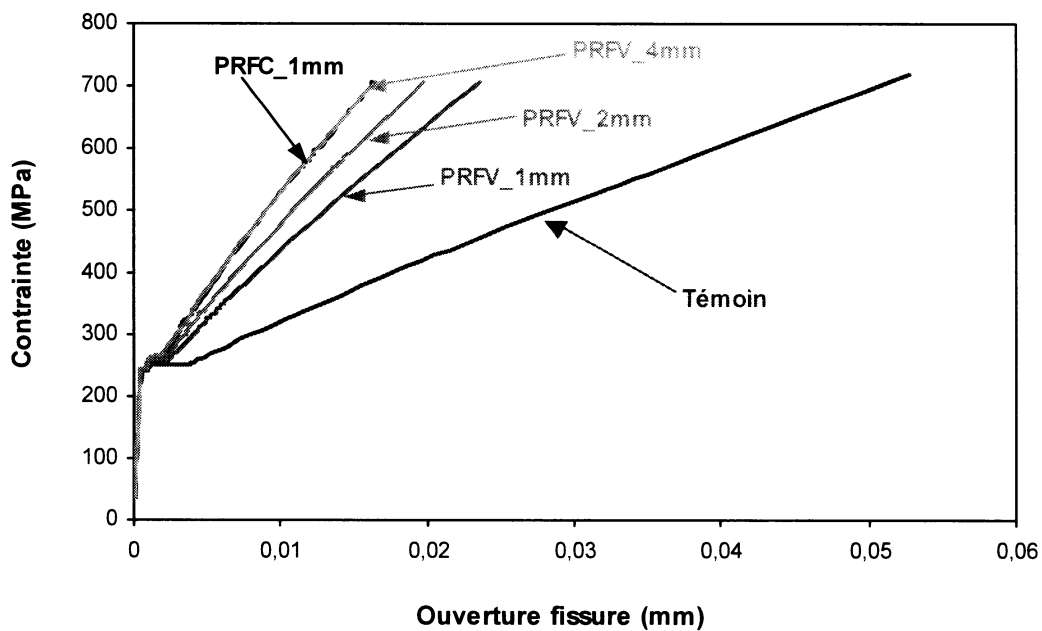


Figure 5.22 : Comparaison de l'ouverture de la fissure entre PRFC et PRFV.

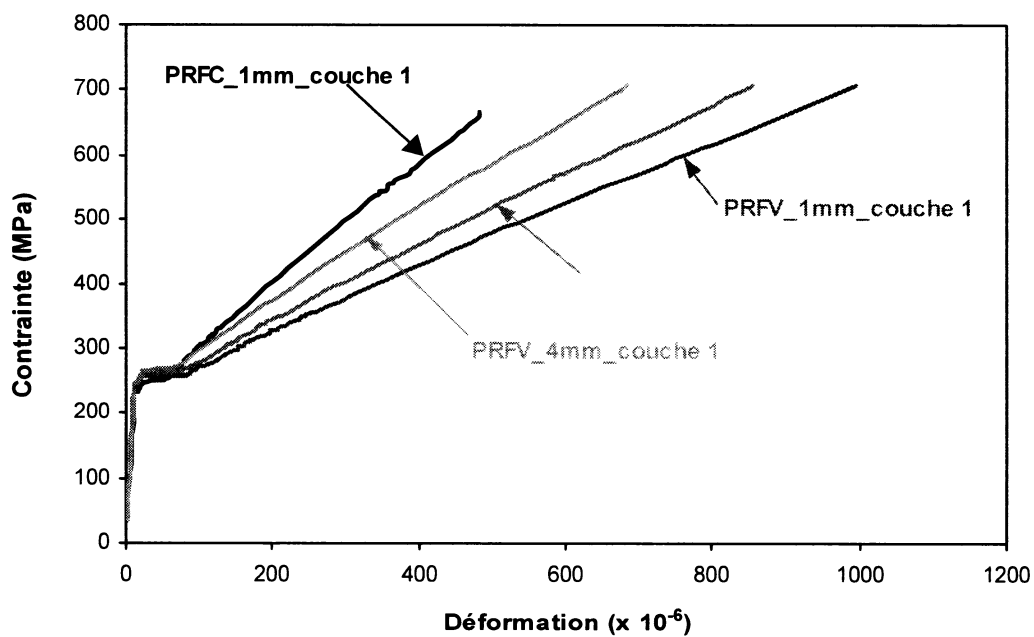


Figure 5.23 : Comparaison des déformations dans la première couche de composites entre PRFC et PRFV.

5.5 Sommaire des observations obtenues lors des analyses par éléments finis

Il est bien connu que les mécanismes d'ancrage des barres d'armature et du fendage du béton sont des phénomènes très complexes qui font intervenir plusieurs paramètres. Jusqu'à ce jour, les connaissances et les données expérimentales concernant l'ensemble des relations qui unis ces divers paramètres sont encore insuffisantes pour être en mesure de les reproduire fidèlement par éléments finis. Face à ce problème, des simplifications sont souvent introduites dans les modèles, ce qui a pour conséquence de limiter l'étendue des résultats obtenus. Toutefois, comme il a été observé dans ce projet, les modèles simplifiés peuvent fournir des informations intéressantes et peuvent être utilisés pour évaluer l'influence de divers paramètres.

Par le biais du présent projet, il a été démontré que l'ouverture des fissures longitudinales de fendage au-dessus des barres chevauchées est contrôlée par deux réseaux distincts de fissuration. Le premier réseau de fissuration qui est caractérisé par la présence des fissures longitudinales est très bien reproduit par le modèle d'éléments finis qui a été développé. Toutefois, le deuxième mode correspondant au réseau de fissures inclinées de forme conique n'a pas pu être reproduit dans le cadre du projet faute de données adéquates à ce sujet.

Quant à l'évaluation de la technique de renforcement, il a été observé que la présence de matériaux composites à la surface du béton est en mesure de diminuer l'ouverture des fissures de fendage et donc pourrait aider à réduire les risques de rupture d'ancrage dans les piles de pont. Finalement, à partir de l'étude paramétrique, il a été noté qu'une augmentation du nombre de couches de matériaux composites était bénéfique à la réduction de l'ouverture de la fissure et que plusieurs épaisseurs de PRFV étaient nécessaires pour obtenir des résultats similaires à ceux obtenus avec une couche de PRFC.

CHAPITRE 6

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Lors des récents séismes, il a été observé que certains détails de conception des piles de ponts peuvent être la source des dommages s'ils n'ont pas été conçus convenablement. Dans ce sens, les chevauchements d'armature à la base des piles sont souvent pointés du regard puisqu'ils représentent une source de faiblesse potentielle sur les ponts conçus avant 1988. En effet, lorsque la zone de chevauchement des armatures est soumise à des efforts de traction, des problèmes de fendage du béton sont souvent observés et peuvent conduire à des ruptures d'ancrage s'ils ne sont pas contrôlés adéquatement. Face à ce problème, des techniques de renforcement ont été développées au cours des trente dernières années. Toutefois, aucune technique n'a encore été conçue pour le cas des piles de pont de section rectangulaire où un confinement ne peut pas être effectué efficacement. Pour répondre à ce besoin, un projet de recherche a été effectué afin d'évaluer une technique de renforcement qui permettrait de limiter l'ouverture des fissures de fendage dans la zone de chevauchement des armatures. Dans le cadre de ce projet, l'usage d'un polymère renforcé de fibres de carbone SikaWrap Hex 103C a été étudié.

Pour évaluer le niveau de renforcement pouvant être apporté par une chemise en matériaux composites sur des sections de piles rectangulaires, deux séries d'essais ont été effectuées en laboratoire. Suite aux observations notées lors de ces essais, des analyses par éléments finis ont été utilisées pour compléter le projet de recherche et pour effectuer des études paramétriques. Pour chaque section du projet, des conclusions ont été tirées et seront présentées dans ce chapitre.

6.1 Conclusions des essais d'arrachement

Les essais d'arrachement sur des blocs de béton armé ayant de grandes longueurs de chevauchement d'armature ont été effectués pour étudier le mécanisme de fendage du béton et évaluer le comportement des spécimens témoins et renforcés. À partir de ces essais, plusieurs informations concernant entre autre la distribution des contraintes le long de l'ancrage des barres d'armature, les patrons de fissuration et l'ouverture des fissures de fendage ont été recueillis.

Concernant le mécanisme d'ancrage des armatures, les essais ont permis de confirmer la présence d'efforts radiaux qui se développent autour des armatures dans la zone de chevauchement et qui engendrent la fissuration et éventuellement la délamination du béton. En tenant compte de la progression des déformations à la surface du béton et des matériaux composites, deux hypothèses peuvent être formulées. Premièrement, il est possible de prétendre que lors de l'ancrage des barres d'armature, la participation des crénelures à résister à la force axiale se fait progressivement en commençant par les crénelures près des extrémités chargées. Deuxièmement, que les forces présentent dans le composite se développent sur de très courtes distances.

En ce qui a trait à la technique de renforcement avec des matériaux composites, les essais d'arrachement ont permis de comparer le comportement des spécimens témoins et renforcés. Lors de cette comparaison, il a été observé qu'afin d'augmenter la valeur des contraintes pouvant être développées dans les barres d'armature chevauchées, un renforcement avec matériaux composites peut être utilisé. De plus, il a été noté que les matériaux composites n'empêchaient pas les fissures de fendage d'atteindre la surface du béton, mais intervenaient en limitant l'ouverture des fissures grâce à des efforts de serrage le long de la zone de chevauchement.

6.2 Conclusions des essais de flexion

Les essais sur les poutres ont permis d'étudier le mécanisme de rupture d'ancrage des barres d'armature et de quantifier le gain de ductilité pouvant être apporté par la technique de renforcement dans des conditions de chargement en flexion. À partir des dommages et des lectures de déformation relevés lors des essais, plusieurs conclusions peuvent être tirées concernant le comportement de la poutre témoin et des poutres renforcées.

Globalement, en ce qui a trait au mode de rupture, les essais ont permis d'identifier deux comportements distincts selon que les poutres étaient renforcées ou non. Ainsi, dans le cas de la poutre témoin, une rupture fragile s'est produite avant l'atteinte de la charge ultime, suite au fendage du béton et au glissement des armatures. Par contre, dans le cas des poutres renforcées avec 2 ou 4 couches de PRFC, des ruptures ductiles se sont produites par écrasement du béton. Il est donc possible de conclure que suite à un renforcement avec des matériaux composites, la résistance des poutres en flexion n'était plus limitée par la présence d'un chevauchement d'armature en tension, mais par la résistance en compression du béton.

Les lectures effectuées tout au long des essais à la surface du béton sur la poutre témoin ont permis de tirer des conclusions générales à propos de la formation des fissures et des efforts qui se développent dans le recouvrement de béton. Ainsi, il est ressorti de ces essais que les fissures de flexion se développaient principalement à l'emplacement des étriers alors que les fissures longitudinales se retrouvaient au-dessus des barres chevauchées. De même, il a été observé que l'ouverture des fissures de fendage à la surface du béton variait le long de la longueur de chevauchement et qu'elle était maximale à l'extrémité de la zone chevauchée du côté où les barres étaient les plus rapprochées de la surface comprimée de la poutre.

Dans le cas des poutres renforcées, les lectures prises avec les jauges de déformations à différents endroits sur la surface tendue du PRFC, ont permis de formuler des conclusions concernant les efforts radiaux qui se développent le long des longueurs de chevauchement des armatures. Premièrement, il a été observé que les déformations les plus grandes étaient relevées juste au-dessus des barres centrales chevauchées où le confinement des étriers était le moins efficace. Deuxièmement, il a été noté qu'une augmentation très rapide des déformations se produisait lors de la plastification des armatures et cela sur toute la section transversale de la poutre. Troisièmement, il a été observé que l'ajout d'un renforcement avec des matériaux composites permettait d'obtenir une répartition uniforme des déformations le long de la longueur de chevauchement des armatures, ce qui indique que la technique de renforcement est efficace pour confiner l'ancrage des armatures et permettre à un plus grand nombre de crénelures de participer au transfert de la charge entre l'acier et le béton.

D'un point de vue plus structural, il a été observé sur les poutres C2 et C4 que l'utilisation de matériaux composites n'avait pas une influence sur la charge de fissuration du béton. Cette observation indique donc une fois de plus que les matériaux composites n'empêchent pas la fissuration du béton, mais qu'ils interviennent au niveau de l'ouverture des fissures. Un autre point important qui a été observé à partir des essais de flexion est que l'utilisation de matériaux composites n'affecte pas la rigidité des poutres. Cette observation est intéressante spécialement dans le cas d'un renforcement sismique puisqu'elle indique que l'ajout de matériaux composites n'entraînerait pas de forces sismiques plus élevées dans les éléments structuraux adjacents. Finalement, il a été observé que l'ajout de plusieurs couches de PRFC permet de réduire considérablement les déformations dans les matériaux composites, ce qui indique que selon le niveau de chargement escompté, différentes épaisseurs peuvent être utilisées de manière à optimiser l'emploi des matériaux composites.

6.3 Conclusions sur les analyses par éléments finis

Lors des analyses par éléments finis, il a été observé qu'il existait dans la littérature un manque de connaissances concernant les relations qui unissent les divers paramètres ayant un rôle à jouer dans le mécanisme d'ancrage des barres. De plus, lors de la modélisation des éléments de béton, il a été observé que le logiciel ANSYS ne possédait pas une loi post-fissuration adéquate pour le béton. Dans le cadre du présent projet, il a donc été décidé pour contourner la limite du logiciel ANSYS d'utiliser des armatures fictives dans les éléments de béton. De même, faute de données concernant l'application des forces radiales autour des armatures, une hypothèse développée par d'autres auteurs à partir de modèles numériques a été utilisée. Malgré ces inconvénients, plusieurs conclusions pertinentes ont été obtenues à partir des analyses par éléments finis.

Les analyses par éléments finis ont permis de démontrer que l'application de forces radiales autour de la circonférence des armatures permettait de reproduire la première section linéaire de la courbe expérimentale des contraintes appliquées en fonction de l'ouverture des fissures. Toutefois, au-delà d'environ 400 MPa, un changement de pente important était perceptible dans les lectures expérimentales lequel n'a pas pu être reproduit avec les éléments finis par manque d'informations sur les paramètres en cause dans ce phénomène. Cependant, face aux résultats obtenus dans ce projet de recherche, il est possible d'avancer l'hypothèse qu'au-delà d'une certaine contrainte dans les barres d'armature, un réseau de fissures inclinées se développent et entraîne une augmentation rapide de l'ouverture des fissures de fendage longitudinales.

Concernant l'évaluation de la technique de renforcement, il a été observé que la présence de matériaux composites à la surface du béton est en mesure de diminuer l'ouverture des fissures de fendage. Cette observation permet donc de conclure que l'ajout de matériaux composites à la surface du béton a pour effet de produire une force

de serrage le long de la zone de chevauchement laquelle agit pour limiter l'expansion des fissures et assurer l'ancrage des armatures.

Quant à l'étude paramétrique qui a été effectuée avec les modèles d'éléments finis, il a été observé qu'une augmentation du nombre de couches de matériaux composites à la surface du béton pourrait être utilisée pour réduire davantage l'ouverture des fissures et accroître par le fait même l'ancrage des armatures. De plus, il a été observé lors de la comparaison entre le polymère renforcé de fibres de carbone et le polymère renforcé de fibres de verre que pour obtenir les mêmes résultats avec les deux matériaux, plusieurs épaisseurs additionnelles du PRFV devraient être utilisées à cause des différences entre leurs propriétés mécaniques. Cette observation indique donc qu'afin d'établir le choix des matériaux pour un renforcement, le nombre de couches de matériaux composites doit être pris en ligne de compte et non seulement le coût unitaire du matériel.

6.4 Recommandations pour des recherches futures

Au niveau de l'évaluation de la technique de renforcement, de nouvelles séries d'essais devraient être effectuées pour établir son niveau d'efficacité face à une plus grande gamme de conditions de chargement, de configurations des spécimens et de paramètres de conception de la technique de renforcement. Lors de ces essais, une plus grande attention devrait être portée au deuxième mode de fissuration caractérisé par le développement des fissures inclinées de forme conique. Ainsi, pour faire suite aux travaux actuels, les points suivants devraient faire l'objet d'études plus approfondies :

- **Conditions de chargement**

- Essais cycliques sur des spécimens témoins et renforcés pour établir leur comportement lorsqu'ils sont soumis à des combinaisons de moments alternés ainsi qu'à des efforts tranchants;

- Essais sismiques capables de reproduire l'environnement sismique du Québec, caractérisé par un contenu en fréquences élevées;
- Essais avec des charges axiales pour simuler le tablier des ponts agissant sur les piles.

- **Configurations des spécimens**

- Spécimens rectangulaires avec de grands rapports largeur sur profondeur pour limiter davantage les conditions de confinement des armatures le long de la face des piles;
- Étude avec différentes épaisseurs de couvert de béton et diverses dispositions des armatures chevauchées;
- Études avec différents diamètres de barres d'armature.

- **Paramètres de conception de la technique de renforcement**

- Évaluation de l'ajout sous le renforcement de PRFC d'ancrages dans le cœur de la pile. Ces ancrages permettraient de réduire l'impact des fissures inclinées de forme conique qui entraînent présentement le soulèvement du béton;
- Étude sur la variation de la longueur de la chemise de PRFC;
- Étude sur l'épaisseur de la chemise de PRFC;
- Évaluation de l'adhérence entre le PRFC et le béton.

Pour ce qui est des modèles par éléments finis, des études devraient être effectuées pour développer des relations plus complètes entre les divers paramètres liés à l'ancrage des armatures dans le béton. En effet, il est clair en se basant sur les résultats de ce projet de recherche que les propriétés de l'ancrage des armatures ont une grande influence sur les efforts internes qui se développent dans le béton de même que sur la distribution des contraintes dans les armatures. Il est donc important pour développer des modèles

d'éléments finis représentatifs de la réalité de connaître non seulement les lois de comportement du béton et de l'acier, mais également les relations décrivant l'interface entre ces deux matériaux. Présentement, les relations disponibles dans la littérature décrivant l'interface entre le béton et l'acier ont été déterminées à des niveaux de contraintes très inférieures à la limite élastique des armatures et ne représentent souvent que des lois de comportement locales. Il y a donc un grand besoin de développer des relations entre les divers paramètres pour des contraintes excédant la limite élastique de l'acier afin de pouvoir les incorporer dans les modèles par éléments finis. Dans ce sens les principales relations qui devraient être développées pour améliorer les modèles existants sont :

- Relation entre la distribution d'adhérence le long de la longueur de chevauchement des armatures et la charge appliquée;
- Relation entre les pressions radiales développées lors de l'ancrage des armatures et la charge appliquée;
- Relation entre le glissement des armatures et la charge appliquée.

Pour développer ces équations, des essais d'arrachement pourraient être effectués. Dans cette optique, des longueurs d'ancrage suffisamment longues pour assurer la plastification des armatures et le développement des deux modes de fissuration (longitudinal et incliné) avant la rupture des spécimens seraient nécessaires. Toutefois, pour l'évaluation d'une technique de renforcement, il apparaît à la lumière des résultats obtenus dans ce projet, que des longueurs de chevauchement plus petites devraient être utilisées de manière à obtenir, pour le spécimen témoin, une rupture d'ancrage avant la plastification des armatures.

RÉFÉRENCES

ABOUTAHA, R.S. (1994). Seismic retrofit of non-ductile reinforced concrete columns using rectangular steel jackets, Ph.D. Dissertation, The University of Texas at Austin, 373 pp.

AZIZINAMINI, A. (1998). Preventing brittle failure of tension splices in high-strength concrete, bond and development of reinforcement - A tribute to Dr. Peter Gergely, ACI International, SP 180-11, pp. 243-259.

BÉDARD, S. et MASSICOTTE, B. (2001). A.I.S Analyse inélastique des sections, Manuel d'utilisation, Version 1.1, École Polytechnique de Montréal, 33 pp.

BEDARD, C. et KOTSOVOS, M.D. (1986). Fracture processes of concrete for NLFEA methods, Journal of Structural Engineering, ACE, Vol.112, No. 3, pp. 573-587.

CAIRNS, J. et JONES, K. (1995). The splitting forces generated by bond, Magazine of Concrete Research, V. 47, No. 171, pp. 153-165.

CAIRNS, J. et JONES, K. (1996a). An Evaluation of the bond-splitting action of ribbed bars, ACI Materials Journal, January-February, Vol. 93, No. 1, pp. 10-19.

CAIRNS, J. et ABDULLAH, R.B. (1996b). Bond strength of black and epoxy-coated reinforcement- A theoretical approach, Vol. 93, No. 4, pp. 362-369.

CAIRNS, J., UIJL, J.D., MAYER, U., MCCABE, S. PANTAZOPOULOU, S.I. et TEPFERS, R. (2000). Innovative developments in light of bond philosophy, FIB TG 4/2 Bond Models, Working Party 8, 30 pp.

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION –CSA (2000). CAN/CSA-S6-00: Canadian Highway Bridge Design Code, Rexdale (Ontario), Canada, pp. 734.

CHAI, Y.H., PRIESTLEY, M.J.N. et SEIBLE, F. (1990). Retrofit of bridge columns for enhanced seismic performance, U.S.-Japan workshop on seismic retrofit of bridges, Tsukuba, Japan, December.

DARWIN, D. et ZUO, J. (2000). Splice strength of conventional and high relative rib area bars in normal and high-strength concrete, ACI Structural Journal, JuL-Aug, Vol. 97, No.4, pp. 630-641.

FANNING, P. (2001). Nonlinear models of reinforced and post-tensioned concrete beams, Electronic Journal of Structural Engineering, Vol. 2, pp. 111-119.

GAMBAROVA, P.G. et al. (2000). Bond mechanics including pull-out and splitting failures, FIB TG 4/2 Bond Models, Party 1, 100 pp.

GAMBAROVA, P. G., ROSATI, G. P. et ZASSO, B. (1989). Steel-to-concrete bond after concrete splitting: constitutive laws and interface deterioration, Materials and Structures, V. 22, No. 131, September, pp. 347-356.

GAMBAROVA, P.G., ROSATI, G.P. et ZASSO, B. (1989). Steel-concrete bond after concrete splitting: test results, Materials and Structures, RILEM, 22, pp. 35-47.

GIURIANI, E. et PLIZZARI, G.A. (1998). Confinement role in anchorage capacity, bond and development of reinforcement -A tribute to Dr. Peter Gergely, ACI International, SP 180-8, pp. 171,193.

HOLLERAN, M. (1998). Seismic behaviour of reinforced concrete bridge piers under simulated winter conditions. Mémoire de maîtrise recherche, École Polytechnique de Montréal, Canada.

HOUDE, J. (1973) Study of force-displacement relationships for the finite-element analysis of reinforced concrete. Thesis, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics, McGill (Montreal), 326 pp.

ISIS Canada (2001). Strengthening reinforced concrete structures with externally-bonded fibre reinforced polymers, Design Manuel No.4, September.

JAAFAR, R.K. (2000). Bond in reinforced concrete, Dissertation, University of Cambridge , Department of Engineering, Churchill College, 77 pp.

KACHLAKEV, D., MILLER, T. et YIM, S. (2001). Finite element modeling of reinforced concrete structures strengthened with FRP laminates-final Report, Report No. FHWA-OR-RD-01, Oregon Department of Transportation and Federal Highway Administration, May, 111 pp.

KACHLAKEV, D. (2002). Finite analysis of historic bridge strengthened with FRP laminate, Third International Conference on Composites in Infrastructure (ICCI'02), June 10-12, San Francisco.

KANKAM, C. (1997). Relationship of bond stress, steel stress, and slip in reinforced concrete, Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 1, pp. 79-85.

KARBHARI, V.M. (1999). Seismic retrofitting and strengthening of columns with composite materials, Conference on infrastructure regeneration and rehabilitation, Sheffield, UK, June.

KWAK, H-G. et Filippou, F. C. (1990). Finite element analysis of reinforced concrete structures under monotonic loads, Report No. UCB/SEMM-90/14, Departement of civil engineering University of California, Berkeley, California.

LOSBERG, A., OLSSON, P.A. (1979). Bond failure of deformed reinforcing bars based on the longitudinal splitting effect of the bars, ACI Journal, Vol. 76, No. 1, pp. 5-18.

MA, R., XIAO, Y. (1999). Seismic retrofit and repair of circular bridge columns with advanced composite materials, Earthquake Spectra, vol. 15, no. 4, pp. 747-764.

MALVAR, L.J. (1992). Bond of reinforcement under controlled confinement, ACI Materials Journal, Vol. 89, No. 6, pp. 593-601.

MASSICOTTE, B., ELWI, A.E. et MACGREGOR, J.M. (1990) Tension-stiffening model for planar reinforced concrete members, Journal of Structural engineering, Vol. 116, No. 11, pp. 3039-3058.

MASSICOTTE, B. et BEAUPRE, D. (2002). Calcul des structures en béton armé, Notes de cours École Polytechnique de Montréal.

MONTI, G., NISTICÒ, N. et SANTINI, S. (2001). Design of FRP jackets for upgrade of circular bridge piers, Journal of Composites for Construction, May, p. 94-101.

NGO, D. et SCORDELIS, A.C. (1967). Finite element analysis of reinforced concrete beams, ACI Journal, Vol. 64, No. 3, pp.153-163.

NOGHABAI, K. (1995). Splitting of concrete covers - A fracture mechanics approach, Proc. 2nd Int. Conf. on Fracture Mechanics of Concrete Structure., Ed. by F.H. Wittmann, Aedificatio Publ., Zurich, pp. 1575-1584.

OGATA, T. et OSADA, K. (2000). Seismic retrofitting of expressway bridges in Japan, Cement & Concrete Composites, Vol. 22, No. 1, pp. 17-27.

PANTELIDES, C. P, GERGELY, J., REAVELEY, L. D. et VLADIMIR, A. V. (1999). Retrofit of RC bridge pier with CFRP advanced composites, Journal of Structural Engineering, October, Vol. 125, No. 10, pp. 1094-1099.

PANTELIDES, C. P., GERGELY, J. et REAVELEY, L. D. (2001). In-situ verification of rehabilitation and repair of reinforced concrete bridge bents under simulated seismic loads, Earthquake Spectra, Volume 17, No.13, August, pp.507-530.

PANTELIDES, C.P. et GERGELY, J. (2002). Carbon-fiber-reinforced polymer seismic retrofit of RC bridge bent : design and in situ validation, Journal of Composites for Construction, Vol. 6, No.1, pp. 52-60.

PLIZZARI, G.A., DELDOSSI, M.A. et MASSIMO, S. (1998). Transverse reinforcement effects on anchored deformed bars, Magazine of Concrete Research, Vol. 50, No. 2, pp. 161-177.

PRIESTLEY, M.J.N., SEIBLE, F. et CALVI, M. (1996). Seismic design and retrofit of bridges, John Wiley & Son, Inc., New York, 686 pp.

PRIESTLEY, M.J.N., SEIBLE, F., et CHAI, Y.H. (1992). Design guidelines for assessment retrofit and repair of bridges for seismic performance, A report to the National Institute of Standards & Technology under Contract number 50BNB1C6525, University of California, August 1992, 266 pp.

REHM, G., ELIGEHAUSEN, R. (1979) Bond of ribbed bars under high-cycle repeated loads, ACI Journal, Vol. 76, No. 2, pp. 297-309.

RILEM/CEB/FIP RECOMMENDATION (1979) Bond test for reinforcing steel - 1. Beam test (RC5) -2. Pull-out test (RC6).

SAADATMANESH, H., EHSANI, M.R. et LI, M.W. (1994). Strength and ductility of concrete column externally reinforced with fiber composite straps, ACI Structural Journal, Vol.91, No.4, pp. 434-447.

SAADATMANESH, H., EHSANI, M.R. et Jin, L. (1996). Seismic strengthening of circular bridge pier models with fiber composites, ACI Structural Journal, Vol. 93, No.6, pp. 639-647.

SCOTT, R.H. (1996). Intrinsic mechanisms in reinforced concrete beam-column connection behavior, ACI Structural Journal, Vol. 93, No. 3, pp. 336-346.

SEIBLE, F.; PRIESTLEY, G.A.H. and INNAMORATO, D.(1997). Seismic retrofit of RC Columns with continuous carbon fiber jackets, Journal of composites for construction, Vol.1, No. 2, pp. 52-62.

SIKA CANADA (2002). Réparation et protection du béton, Cahier 4, 03200 Systèmes de renforcement structural.

TASSIOS, T.P. et YANNOPOULOS, P.J. (1981). Analytical studies on reinforced concrete members under cyclic loading based on bond stress-slip relationships, ACI Journal, Vol. 78, No. 3, pp. 206-216.

TEPFERS, R. (1979). Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars, Magazine of Concrete Research, Vol. 31, No. 106, pp.3-12.

TEPFERS, R., OLSSON, P.A. (1992). Ring test for evaluation of bond properties of reinforcing bars, Proc. Int. Conf. "Bond in Concrete: from Research to Practice", CEB-RTU (Riga Technical University), Riga (Latvia), pp. 1.89-1.99.

TEPFERS, R. (1982). Lapped tensile reinforcement splices, ASCE Journal of the Structural Division, V. 108, No. ST1, January, pp. 283-301.

VACHON, D. (2004). Renforcement sismique de piles de ponts rectangulaires avec béton renforcé de fibres, Mémoire de maîtrise recherche, École Polytechnique de Montréal, Canada, 192 pp.

WILLAM, K.J., et WARNKE, E. D.(1975). Constitutive Model for the Triaxial Behavior of Concrete, Proceedings, International Association for Bridge and Structural Engineering, Vol. 19, ISMES, Bergamo, Italy, p. 174.

XIAO, Y., WU, H et MARTIN, G.R. (1999). Prefabricated composite jacketing of RC columns for enhancing shear strength, Journal of Structural Engineering, March, p.255-264.

XIAO, Y. et MA, R. (1997). Seismic retrofit of rc circular columns using prefabricated composite jacketing, Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 10, pp. 1357-1364.