PolyPublie
Polytechnique Montréal

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL
UNIVERSITÉ D'INGÉNIERIE

Titre: Title:	Renforcement sismique de piles de ponts rectangulaires avec béton renforcé de fibres
Auteur: Author:	Dominic Vachon
Date:	2004
Type:	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis
Référence: Citation:	Vachon, D. (2004). Renforcement sismique de piles de ponts rectangulaires avec béton renforcé de fibres [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/7305/

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: PolyPublie URL:	https://publications.polymtl.ca/7305/
Directeurs de recherche: Advisors:	Bruno Massicotte
Programme: Program:	Non spécifié

Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie, le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal
This file has been downloaded from PolyPublie, the institutional repository of Polytechnique Montréal

https://publications.polymtl.ca

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

RENFORCEMENT SISMIQUE DE PILES DE PONTS RECTANGULAIRES AVEC BÉTON RENFORCÉ DE FIBRES

DOMINIC VACHON
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)
JANVIER 2004

© Dominic Vachon, 2004.

National Library of Canada
Bibliothèque nationale du Canada

Acquisitions and Bibliographic Services
Acquisisitons et services bibliographiques

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence
ISBN: 0-612-90864-X
Our file Notre référence
ISBN: 0-612-90864-X

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

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

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

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

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

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

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

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

RENFORCEMENT SISMIQUE
DE PILES DE PONTS RECTANGULAIRES
AVEC BÉTON RENFORCÉ DE FIBRES

présenté par : VACHON Dominic
en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées
a été dûment accepté par le jury d'examen composé de :

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

DÉDICACE

Je ne connais aucun mot ni aucune parole qui peut exprimer la gratitude que j'éprouve pour mon père, ma mère et ma sœur, qui ont su m'écouter et m'épauler dans les moments difficiles et se réjouir avec moi dans les moments joyeux. Je vous offre mon amour éternel.

REMERCIEMENTS

Mes plus sincères remerciements à toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à ce projet de recherche, et plus précisément :

M. Bruno Massicotte, pour l'opportunité de travailler à un projet qui m'a permis de me dépasser, pour le temps donné à répondre à mes interrogations et pour les conseils qui m'ont guidé au cours de ce périple.

M. Gérard Degrange, pour le savoir qu'il m'a transmis et la joie de travailler avec lui au laboratoire.

M. Denis Fortier et M. Patrice Bélanger, qui ont pu répondre à mes questions techniques et me guider habilement dans mes essais au laboratoire.

Mme Kathleen Moffatt et M. Martin Leclerc, pour avoir répondu à mes questions d'ingénierie et d'informatique.

M. Nicolas Hains, pour les heures passées à corriger ce mémoire et pour les judicieux conseils de rédaction.

Je tiens aussi à remercier le CRSNG, le FCAR et la section ACI du Québec et de l'Est de l'Ontario pour le soutien financier accordé.

RÉSUMÉ

Les piles de pont sont les éléments les plus sollicités lors d'événements sismiques majeurs. Elles doivent pouvoir développer des rotules plastiques pour résister aux sollicitations importantes qui leurs sont appliquées. Malheureusement, des évidences historiques ainsi que des observations faites sur le terrain à la suite de tremblements de terre (ex. Kobe, San Fransisco), ainsi que des vérifications en laboratoire ont montré que les piles de pont construites avant 1988, au Canada, présentaient plusieurs déficiences au niveau des détails de conception des armatures. Les déficiences observées ont pour effet d'empêcher les piles d'offrir le niveau de ductilité requis si elles sont situées dans une zone où doivent se développer des rotules plastiques lors de séismes. Parmi les déficiences répertoriées, le manque de confinement des chevauchements d'armature entre la pile et la semelle est l'une des plus critiques. Cette problématique fera l'objet de ce mémoire.

Le mode de rupture associé au manque de confinement des aciers d'armature est l'apparition de fissure de fendage parallèle au chevauchement d'armature, qui entraîne la dislocation du béton et le glissement des barres chevauchées. Plusieurs chercheurs ont développé des méthodes qui sont efficaces pour les piles carrées, circulaires et faiblement rectangulaires (largeur sur épaisseur inférieure à 2), mais n'offrent pas les mêmes avantages pour les piles fortement rectangulaires.

L'objectif du projet de recherche est de développer une méthode de renforcement efficace pour les piles fortement rectangulaires et de quantifier l'amélioration apportée par des essais en laboratoire.

Pour y parvenir, le projet de recherche se divise en trois grandes étapes. Premièrement, il a été décidé de développer un béton renforcé de fibres qui allait servir à renforcer la

zone de chevauchement d'armature des piles. Deuxièmement, réaliser une première série d'essais exploratoires consistant en des essais de flexion monotonique sur des spécimens de poutre de dimension 3000×450×450mm, pour évaluer la faisabilité et l'amélioration apportées par la méthode de renforcement. Finalement, une deuxième série d'essais de flexion cyclique sur des spécimens de piles, de dimension 4000×450×450mm, a été effectuée pour quantifier de façon réaliste les améliorations apportées par le renforcement.

Pour la première étape du projet de recherche, nous avons fabriqué, pour différents types de fibres (aciers, synthétiques), des bétons renforcés de fibres (BRF) autonivelants à un dosage en fibre de 80 kg/m^3. Les caractéristiques mécaniques de chacun de ces bétons ont été évaluées à l'aide d'essais de flexion sur prismes entaillés. Les résultats obtenus ont montré que le BRF le mieux adapté à ce projet a été celui fabriqué avec des fibres d'acier à bout aplati.

Pour la deuxième étape du projet, trois poutres avec des chevauchements d'armature déficients ont été fabriquées, et deux des spécimens ont été renforcés. Lors des essais de flexion monotonique, le spécimen non-renforcé a eu un très mauvais comportement en flexion, où la résistance théorique n'a pas été atteinte, alors que ceux renforcés ont montré un bon comportement ductile et ont développé la résistance théorique de la poutre.

Finalement, pour la troisième étape du projet, trois piles montrant aussi des chevauchements déficients ont été fabriquées et deux des spécimens ont été renforcés. Lors des essais de flexion cyclique, le spécimen non renforcé a montré peu de ductilité et une incapacité à dissiper de l'énergie de façon hystérétique, alors que les spécimens renforcés ont eu, quant à eux, un très bon comportement ductile et ont pu dissiper une grande quantité d'énergie.

Les étapes accomplies lors de ce projet de maîtrise ont permis d'atteindre les deux objectifs du projet de recherche, soit de développer une méthode de renforcement pour les piles fortement rectangulaires et d'évaluer les gains structuraux apportés par la mise en place d'une chemise de BRF.

ABSTRACT

During an earthquake, bridge piers are the most heavily loaded elements. They must be designed to sustain the heavy loads and to develop plastic hinges. Sadly, observations made, following large earthquakes, on the field and laboratory experiments show that bridges piers designed before 1988, in Canada, present lots of flaws in the design of the lap splice regions. The effects of these flaws limit the capacity of the pier to develop a ductile behaviour when they are located in a highly seismic zone. The lack of confinement of the lap splice region at the base of the pier, between the foundation and the column, is the zone that seemed to be the most critical. The main goal of this research project is to address this issue.

The failure mode associated to the lack of confinement in rebar is the formation of splitting cracks parallel to the lap splice and the dislocation of concrete causing the slip of the bars in lap splice. Methods of strengthening have already been developed by researchers for circular, square and lightly rectangular piers (width divided by thickness inferior to 2), but these are not efficient for highly rectangular bridge piers.

The objective of this research project is to develop a strengthening method effective for rectangular bridge piers and to evaluate by means of laboratory tests, the improvement brought by the implementation of the strengthening method.

To achieve this, the research project has been split in three parts. First of all, the development of a self-levelling fibre reinforced concrete (FRC) that will be used to strengthen the lap splice region of the pier. Secondly, testing of an exploratory first group of girders submitted to a monotonic bending test to see if the proposed method of strengthening is feasible and efficient. Finally, testing of a second group of piers

submitted to a cyclic bending test to evaluate the improvement brought by the reinforcement.

During the first part of the project, we have developed self-levelling FRC for different type of fibres (steel, synthetic) with a steel content of 80 kg/m^3. We have evaluated the mechanical characteristics of each concrete mix with the help of a bending test on pre-notch prisms. The results show that the most efficient FRC is the one that uses the fibre with flat ends.

During the second part of the project, three girder specimens (3000×450×450mm) with insufficient lap splice have been fabricated and two of these girders have been reinforced. When subjected to a monotonic bending test we found that the non-strengthened girders had a bad bending behaviour where it was unable to reach the design strength. The strengthened girders demonstrated good ductile behaviour and where able to develop the design strength.

Finally, during the last part of the project, three bridge pier specimens (4000×450×450mm) with insufficient lap splice were fabricated. When submitted to a cyclic bending test, the non-strengthened piers demonstrated a very small amount of ductility and a very small amount of hysteretic energy dissipated where the strengthened specimen have shown a lot of ductility and a good hysteretic behaviour.

The experimental work done in the laboratory has enabled us to reach the two objectives set for this research project. We have developed a strengthening method for highly rectangular bridge piers and we have evaluated the structural contribution brought by the applied FRC jacket.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE iv
REMERCIEMENTS v
RÉSUMÉ vi
ABSTRACT ix
TABLE DES MATIÈRES xi
LISTE DES FIGURES xvii
LISTE DES TABLEAUX xxii
LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS xxiii
LISTE DES ANNEXES xxvi

CHAPITRE 1 INTRODUCTION 1
1.1 Généralités 1
1.2 Problématique 4
1.3 Objectif du projet de recherche 7
1.4 Méthodologie du projet de recherche 7
1.5 Organisation du mémoire 8
CHAPITRE 2 COMPORTEMENT SISMIQUE DES PONTS ET CHEVAUCHEMENTS D'ARMATURE 9
2.1 Piles des ponts en béton armé 9
2.1.1 Évaluation des piles de ponts existantes 9
2.1.2 Mode de rupture des piles de ponts rectangulaires 12
2.1.3 Durabilité et résistance parasismique 15
2.2 Capacité en ductilité 17
2.2.1 Description de la ductilité structurale 17
2.2.2 Règles assurant la ductilité dans les piles de pont 18
2.3 Mécanique de rupture des chevauchements d'armature 26
2.3.1 Description des étapes de la rupture 26

2.3.2 Effet du couvert de béton 29
2.3.3 Effet des aciers transversaux 31
2.3.4 Définition de l'indice de confinement 32
2.4 Méthode de renforcement 33
2.4.1 Chemises en acier 34
2.4.2 Chemises en matériaux composites 35
2.4.3 Chemises en béton 36
2.4.4 Comparaison des trois méthodes de renforcement 36
2.5 Réflexions sur les mécanismes de rupture 38
2.6 Concept nouveau sur la rupture des chevauchements d'armature 41
2.7 Sommaire du chapitre 2 42
CHAPITRE 3 DÉVELOPPEMENT DU MÉLANGE DE BÉTON DE FIBRES AUTONIVELANT 45
3.1 Béton renforcé de fibres 45
3.1.1 Historique des bétons de fibres 45
3.1.2 Propriétés plastiques des bétons renforcés de fibres (BRF) 46
3.1.2.1 Les fibres utilisées dans le mélange 47
3.1.2.2 Maniabilité des mélanges de BRF 48
3.1.2.3 Élaboration d'un mélange 48
3.1.3 Comportement structural des bétons renforcés de fibres 51
3.1.3.1 Influence de la géométrie et de la nature des fibres 52
3.1.3.2 Orientation préférentielle des fibres 53
3.1.4 Béton renforcé de fibres autonivelant 54
3.1.5 Nouveau produit : - SimCon / SifCon 55
3.2 Programme expérimental – Phase 1 56
3.2.1 Objectifs du programme expérimental 56

3.2.2 Méthodologie du programme expérimental 57
3.2.3 Mise au point du mélange 57
3.2.3.1 Méthodologie 57
3.2.3.2 Mélange initial 58
3.2.3.3 Choix et quantité de fibres 59
3.2.3.4 Optimisation des mélanges 61
3.3 Programme expérimental – Phase 2 63
3.3.1 Objectif du programme expérimental 63
3.3.2 Méthodologie du programme expérimental 64
3.3.3 Fabrication des spécimens 64
3.3.4 Évaluation de la résistance et choix du mélange optimal 65
3.3.4.1 Description des essais 65
3.3.4.2 Résultats des essais et choix du mélange optimal 66
3.4 Sommaire du chapitre 3 69
CHAPITRE 4 ESSAIS DE FLEXION MONOTONIQUES SUR DES POUTRES 70
4.1 Introduction 70
4.2 Programme expérimental 70
4.2.1 Objectifs du programme expérimental 70
4.2.2 Méthodologie du programme expérimental 71
4.3 Description et conception des spécimens 73
4.3.1 Choix de la pile type 73
4.3.2 Description du montage expérimental 74
4.3.3 Dimension des spécimens, des armatures de flexion et des armatures de cisaillement dans la zone de chevauchement 75
4.3.4 Dimension des spécimens, des armatures de flexion et des armatures cisaillement hors de la zone de chevauchement 77
4.3.4.1 Résistance ultime en flexion 79

4.3.4.2 Conception à l'effort tranchant 81
4.3.5 Choix du renforcement 82
4.4 Description de l'essai 84
4.4.1 Instrumentation 85
4.5 Préparation des spécimens 88
4.5.1 Fabrication 89
4.5.2 Renforcement 91
4.6 Réalisation des essais 93
4.6.1 Spécimen de référence (R1) 93
4.6.1.1 Déformation dans le béton (jauge électrique et repères mécaniques). 94
4.6.1.2 Déformations dans l'acier 95
4.6.1.3 Lectures des repères mécaniques 96
4.6.1.4 Patrons de fissuration 99
4.6.1.5 Diagramme moment-courbure 100
4.6.1.6 Rupture 103
4.6.2 Spécimen renforcé d'une chemise de BRF (F1) 103
4.6.2.1 Déformation dans le béton 104
4.6.2.2 Déformation dans l'acier 106
4.6.2.3 Modélisation à l'aide de AIS 107
4.6.2.4 Patron de fissuration 108
4.6.2.5 Rupture 109
4.6.3 Spécimen renforcé d'une chemise de BRF avec treillis ancré dans le noyau (FTA1) 110
4.6.3.1 Déformations dans le béton 111
4.6.3.2 Déformations dans l'acier 112
4.6.3.3 Modélisation à l'aide de AIS 114
4.6.3.4 Patron de fissuration 115
4.6.3.5 Rupture 116
4.6.4 Récapitulatif 117

CHAPITRE 5 ESSAIS DE FLEXION CYCLIQUE DES PILES 119

5.1 Introduction 119

5.2 Programme expérimental 119

5.2.1 Objectif du programme expérimental 119

5.2.2 Méthodologie du programme expérimental 120

5.3 Description et conception des spécimens 121

5.3.1 Choix de la pile type 121

5.3.2 Montage expérimental 122

5.3.3 Dimensions des spécimens, des armatures de flexion et des armatures de cisaillement dans la zone de chevauchement 127

5.3.4 Dimensions des spécimens, des armatures de flexion et des armatures de cisaillement hors de la zone de chevauchement 128

5.3.4.1 Résistance ultime en flexion 130

5.3.4.2 Conception à l'effort tranchant 131

5.3.5 Choix du renforcement 133

5.4 Description de l'essai 135

5.4.1 Protocole de chargement des spécimens 135

5.4.2 Instrumentation 136

5.5 Préparation des spécimens 137

5.5.1 Fabrication 138

5.5.2 Renforcement 139

5.6 Réalisation des essais 141

5.6.1 Spécimen de référence (R2) 141

5.6.1.1 Déformations dans l'acier 142

5.6.1.2 Patron de fissuration 144

5.6.1.3 Diagramme charge-déplacement 145

5.6.1.4 Rupture 149

5.6.2 Spécimen renforcé d'une chemise de BRF (F2) 150
5.6.2.1 Déformations dans l'acier 151
5.6.2.2 Patron de fissuration 152
5.6.2.3 Diagramme charge-déplacement 153
5.6.2.4 Rupture 157
5.6.3 Spécimen renforcé d'une chemise de BRF avec treillis ancré dans le noyau (FTA2) 157
5.6.3.1 Déformations dans l'acier 158
5.6.3.2 Patron de fissuration 160
5.6.3.3 Diagramme charge-déformation 161
5.6.3.4 Rupture 165
5.6.4 Récapitulatif 166
CHAPITRE 6 CONCLUSION 168
6.1 Conclusions sur le comportement des piles de ponts 168
6.2 Conclusions sur le développement du mélange de béton autonivelant 169
6.3 Conclusions sur les deux séries d'essais 170
6.3.1 Essais de flexion monotoniques sur poutres 171
6.3.2 Essais de flexion cycliques sur de piles 172
6.4 Recommandations 174

RÉFÉRENCES 176

ANNEXE 181

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 – Pont typique 1
Figure 1.2 – Rupture par confinement d'une pile de pont (San Fernando selon Priestley 1971) 3
Figure 1.3 – Carte des événements sismiques ayant eu lieu dans le Nord-Est de l'Amérique du Nord 3
Figure 1.4 – Comparaisons entre la conception pour les piles des codes de ponts canadiens avant 1980, en 1988 et en 2000 5
Figure 1.5 – Exemple de renforcement pour les sections circulaires et carrées 6
Figure 1.6 – Renforcement pour une pile fortement rectangulaire 6
Figure 2.1– Comportement d'une pile rectangulaire sous un chargement sismique (Holleran 1998) 10
Figure 2.2 – Flambement des barres longitudinales et ouverture des étriers 12
Figure 2.3 – Rupture fragile en cisaillement (Séisme de Whitter selon Priestley 1992) 14
Figure 2.4 – Rupture du chevauchement d'armature (Séisme de San Fernando selon Priestley 1992) 15
Figure 2.5 – Fissuration prématurée des piles de ponts en béton 16
Figure 2.6 – Système élasto-plastique et son système linéaire 17
Figure 2.7– Zones de rotule plastique pour les piles rectangulaires 18
Figure 2.8 - Comportement du béton en compression confiné et non confiné (adaptée de Holleran 1998) 23
Figure 2.9 – Influence du confinement sur le comportement en flexion (Holleran 1998) 23
Figure 2.10 – Influence sur le confinement de la disposition des étriers transversaux ..24
Figure 2.11 – Patron de fissures typiques des chevauchements d'armature des piles rectangulaires 26
Figure 2.12 - Loi de comportement de l'adhérence béton - barres d'armature (Gambarova 1989) 27

Figure 2.13 – Différents mécanismes d'adhérence des barres aux bétons 28
Figure 2.14 – Schéma de forces développées par les barres d'armatures (Cairns 1996) 28
Figure 2.15 – Mécanisme de rupture par fendage (adapté de ACI-408 1992) 29
Figure 2.16 – Influence de l'épaisseur du couvert sur l'orientation du fendage..... 30
Figure 2.17 – Force de butée appliquée par les barres d'armature (Maeda 1995)..... 31
Figure 2.18 – Confinement par les aciers transversaux (Maeda 1995)..... 31
Figure 2.19 – Comparaison du confinement appliqué par une chemise sur une pile circulaire et rectangulaire..... 34
Figure 2.20 – Renforcement à l'aide de chemise..... 35
Figure 2.21 – Confinement du noyau de béton..... 40
Figure 2.22 – Étape de confinement du noyau de béton..... 40
Figure 3.1 – Maniabilimètre LCL (Casanova 1996)..... 49
Figure 3.2– Courbe d'optimisation pour un BRF 50
Figure 3.3 – Effet sur la résistance de l'orientation des fibres (Rossi 1998) 54
Figure 3.4 – Fibre d'acier type BA 60
Figure 3.5 – Fibre d'acier type C 60
Figure 3.6 – Optimisation de la compacité du mélange pour les fibres d'acier..... 62
Figure 3.7 – Résultats des essais d'airs entraînés 63
Figure 3.8 – Prisme RILEM et méthode de coulée des spécimens..... 65
Figure 3.9 – Montage essai RILEM..... 66
Figure 3.10 – Moyenne des résultats pour les essais de flexion sur prismes entaillés ... 67
Figure 3.11 – Énergie dissipée lors des essais de flexion sur prismes entaillés 68
Figure 4.1 – Niveau de renforcement des spécimens..... 72
Figure 4.2– Schéma de la pile étudiée 73
Figure 4.3 - Montage expérimental..... 74
Figure 4.4 – Diagramme des efforts..... 75
Figure 4.5 – Coupe transversale du spécimen étudié dans la zone de chevauchement .. 76
Figure 4.6 – Détails des armatures transversales dans la zone de chevauchement..... 77

Figure 4.7 – Coupe transversale du spécimen étudié hors de la zone de chevauchement 78
Figure 4.8 – Courbe contraintes-déformations de l'acier d'armatures 25M 79
Figure 4.9 – Détails des armatures transversales 82
Figure 4.10 – Zone de renforcement 83
Figure 4.11 – Position des spécimens pour le renforcement 84
Figure 4.12 –Instrumentation des barres d'armatures 86
Figure 4.13 – Point DEMEC installé sur l'extrémité de la barre 87
Figure 4.14 – Position des repères mécaniques 87
Figure 4.14 – Position des repères mécaniques (suite) 88
Figure 4.15 – Coffrage et cage d'armatures 89
Figure 4.16 – Coulée et cure des spécimens 90
Figure 4.17 – Treillis d'armature ancré dans le noyau de béton 92
Figure 4.18 – Montage essai spécimen R1 94
Figure 4.19 – Déformations en traction et compression sur le béton du spécimen R1 ... 94
Figure 4.20 – Déformations en tension des aciers d'armatures du spécimen R1 95
Figure 4.21 – Déformations transversales du couvert de béton (barre centrale) du spécimen R1 97
Figure 4.22 – Glissement relatif des barres d'armatures extérieures du spécimen R1 ... 98
Figure 4.23 – Glissement des barres d'armatures du spécimen R1 98
Figure 4.24 – Patron de fissuration du spécimen R1 99
Figure 4.25 – Diagrammes moment – courbure du spécimen R1 100
Figure 4.26 – Simulation AIS pour le spécimen R1 101
Figure 4.27 – Diagramme moment-coubure du spécimen R1 à la section A (modèle AIS) 102
Figure 4.28 – Rupture du spécimen R1 103
Figure 4.29 – Montage pour le spécimen F1 104
Figure 4.30 - Déformation en compression du béton du spécimen F1 104
Figure 4.31 – Rupture en compression du béton spécimen F1 105

Figure 4.32 – Déformation en tension de l'acier spécimen F1 106
Figure 4.33 – Diagramme moment-courbure pour le spécimen F1 107
Figure 4.34 – Patron de fissuration du spécimen F1 109
Figure 4.35 – Rupture du spécimen F1 110
Figure 4.36 – Montage pour le spécimen FTA1 110
Figure 4.37 – Déformation en compression du béton spécimen FTA1 111
Figure 4.38 – Rupture en compression du béton spécimen FTA1 112
Figure 4.39 – Déformation de l'acier spécimen FTA1 113
Figure 4.40 – Diagramme moment-courbure pour le spécimen FTA1 114
Figure 4.41 – Patron de fissuration du spécimen F1 116
Figure 4.42 – Rupture du spécimen F1 117
Figure 5.1 – Niveau de renforcement des spécimens 121
Figure 5.2 – Schéma de la pile étudiée 122
Figure 5.3 – Artifice de laboratoire pour simuler une pile encastrée 123
Figure 5.4 – Bâti en acier 123
Figure 5.5 - Montage de l'essai 124
Figure 5.6 – Montage expérimental 125
Figure 5.7 –Dimensions de la pile étudiée 126
Figure 5.8 – Coupe transversale du spécimen étudié dans la zone de chevauchement 127
Figure 5.9 – Coupe transversale du spécimen étudié hors de la zone de chevauchement 128
Figure 5.10 – Zone d'endommagement 133
Figure 5.11 – Position des spécimens pour le renforcement 133
Figure 5.12 – Protocole de chargement « New Zealand » (Cheung 1991) 134
Figure 5.13 – Tige installé pour mesurer la déflection de la colonne 136
Figure 5.14 – Treillis d'armature ancré dans le noyau de béton 139
Figure 5.15 – Montage essai spécimen R1 141

Figure 5.16 – Déformations en tension des aciers d'armature à la section C du spécimen R2 142
Figure 5.17 – Déformations en tension des aciers d'armature à la section A du spécimen R2 143
Figure 5.18 – Patron de fissuration du spécimen R2 144
Figure 5.19 – Diagramme charge-déplacement pour le spécimen R2 144
Figure 5.20 – Perte de rigidité sécante du spécimen R2 146
Figure 5.21 – Énergie dissipé par le spécimen R2 lors des cycles de chargement 147
Figure 5.22 – Rupture du spécimen R2 148
Figure 5.23– Montage essai spécimen F2 149
Figure 5.24 – Déformations en tension à 300 mm des aciers d'armature du spécimen F2 150
Figure 5.25 – Déformations en tension à 600 mm des aciers d'armature du spécimen F2 151
Figure 5.26 – Patron de fissuration du spécimen F2 152
Figure 5.27 – Diagramme charge-déplacement pour le spécimen F2 153
Figure 5.28 – Perte de rigidité sécante du spécimen F2 154
Figure 5.29 – Énergie dissipé par le spécimen F2 lors des cycles de chargement 155
Figure 5.30 – Rupture du spécimen F2 156
Figure 5.31 – Déformations en tension des aciers d'armature à la section C du spécimen FTA2 158
Figure 5.32 – Déformations en tension des aciers d'armature à la section A du spécimen FTA2 159
Figure 5.33 – Patron de fissuration du spécimen FTA2 160
Figure 5.34 – Diagramme charge-déformation pour le spécimen FTA2 161
Figure 5.35 – Perte de rigidité sécante 162
Figure 5.36 – Énergie dissipé par le spécimen FTA2 lors des cycles de chargement .. 163
Figure 5.37 – Rupture du spécimen FTA2 164
Figure 5.39 – Comparaison des rigidités sécantes des spécimens 166

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3-1 – Caractéristiques du mélange de béton autonivelant de base..... 58
Tableau 3-2 – Caractéristiques des fibres d'acier de type BA..... 60
Tableau 3-3 – Caractéristiques de la fibre d'acier type C..... 60
Tableau 3-4 – Caractéristiques de la fibre synthétique type s 61
Tableau 3-5 – Résultats f'c du béton renforcé de fibres 66
Tableau 4.1 – Caractéristiques de l'instrumentation utilisée lors des essais monotoniques..... 85
Tableau 4.2 – Résistance des échantillons de béton 90
Tableau 4.2 – Résistance des échantillons de béton (suite) 91
Tableau 4.3 – Tableau de référence pour les spécimens..... 91
Tableau 5-1 – Caractéristiques de l'instrumentation utilisée lors des essais cycliques 135
Tableau 5-2 – Résistance des échantillons de béton..... 138
Tableau 5-3 – Tableau de référence pour les spécimens 138
Tableau 5-4 – Comparaison entre l'énergie dissipée par les spécimens et leurs systèmes élasto-plastique parfait..... 165

LISTE DES SYMBOLES ET ABRÉVIATIONS

Liste des abréviations

ACI	American Concrete Institute
AIS	Logiciel d'analyse inélastique des sections
ASTM	American Society for Testing and Materials
BRF	Béton renforcé de fibres
BFUP	Bétons de fibres ultra-performants
CSA/CAN	Canadian Standard Association
MTQ	Ministère des Transports du Québec
RILEM	Réunion internationale des laboratoires et experts des matériaux, systèmes de construction et ouvrages

Liste des symboles latins

kN	KiloNewton
a	Profondeur du bloc de compression équivalent
A_b	Aire des barres d'armature longitudinales
A_v	Aire des étriers
d_b	Diamètre des barres d'armature longitudinales
d_{btrans}	Diamètre des barres d'armature transversales
C_s	Couvert face latéral du spécimen de béton
C_b	Couvert face intérieur du spécimen de béton
e/c	Rapport eau sur ciment
E_s	Module élastique de l'acier
E	Module d'élasticité du béton
f_y	Limite élastique de l'acier
f_u	Contraintes maximales du matériau
f_t	Résistance en traction du matériau

f_c'	Résistance en compression du béton
S	Masse de sable
G	Masse des gros granulats
U_m	Déformation plastique
U_y	Déformation élastique
L_p	Longueur de la rotule plastique
M_r	Moment résistant pondéré
M_{ult}	Moment résistant ultime
h	Épaisseur de la pile
b	Largeur de la pile
L_d	Longueur de développement des barres d'armature
L_c	Longueur de chevauchement des barres d'armature
L	Longueur d'une fibre
D	Diamètre d'une fibre
DEMEC	Repère mécanique
MPa	MégaPascal
d	Profondeur effective des poutres et piles en béton
M	Moment fléchissant
P	Charge axiale
s_{max}	Espacement maximal des étriers
v	Force de dilatation du noyau
V	Effort tranchant
V_c	Résistance du béton résistant à l'effort tranchant
V_f	Effort tranchant pondéré
V_l	Effort tranchant longitudinale
V_r	Résistance pondérée à l'effort tranchant
V_s	Résistance des étriers à l'effort tranchant
V_t	Effort tranchant transversale
f_{ct}	Résistance en traction du béton

d_{cs}	Couvert minimum de béton
K_{tr}	Confinement apporté par les armatures
A_{tr}	Aire des aciers de cisaillement
f_{yt}	Limite élastique des aciers transversaux
s	Espacement des étriers de cisaillement
n	Nombre de barres longitudinales chevauchées
F_s	Force dans les étriers de cisaillement

Liste des symboles grecs

μ	Ratio de ductilité ou coefficient de Poisson
α	Angle
ε	Déformation unitaire
ε_t	Déformation en traction
ε_c	Déformation obtenue à $f_c^{'}$
ε_{cc}	Déformation obtenue à f_u
ε_{cu}	Déformation obtenue à l'ultime du béton non-confiné
ε_{cuc}	Déformation obtenue à l'ultime du béton confiné
φ	Courbure
σ_t	Confinement apporté par le béton
σ_w	Confinement apporté par les aciers transversaux
ϕ_s	Facteur de pondération pour les aciers conventionnels
ϕ_c	Facteur de pondération pour le béton
α_1	Ratio entre la contrainte moyenne du bloc de compression du béton sur sa résistance spécifiée
β_1	Coefficient définissant le béton en compression

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE I - Mélanges et résultats pour les bétons renforcés de fibres 181

Chapitre 1 Introduction

1.1 Généralités

Depuis l'Antiquité, les hommes ont construit des structures leur permettant de franchir des obstacles naturels tels que des montagnes et des rivières. Il y eut, au cours des siècles, le développement de plusieurs matériaux et techniques. Pour les ponts en arc, les romains utilisaient la pierre et la maçonnerie qui permettaient de traverser des cours d'eau de moyenne envergure. L'avènement des matériaux tels que le béton et l'acier, couplé au développement des techniques de la résistance des matériaux, ont permis de franchir des obstacles beaucoup plus larges. Tel qu'illustré à la Figure 1.1, ces infrastructures sont répandues sur tout le territoire et sont vitales aux sociétés tant aux plans économique que social. Elles permettent ainsi la libre circulation des biens et des personnes entre les différentes communautés. Pour le cas plus particulier des villes sur une île ou près d'une rivière, les ponts deviennent des liens essentiels et doivent assurer leurs fonctions en tout temps et sous les séismes maximums anticipés.

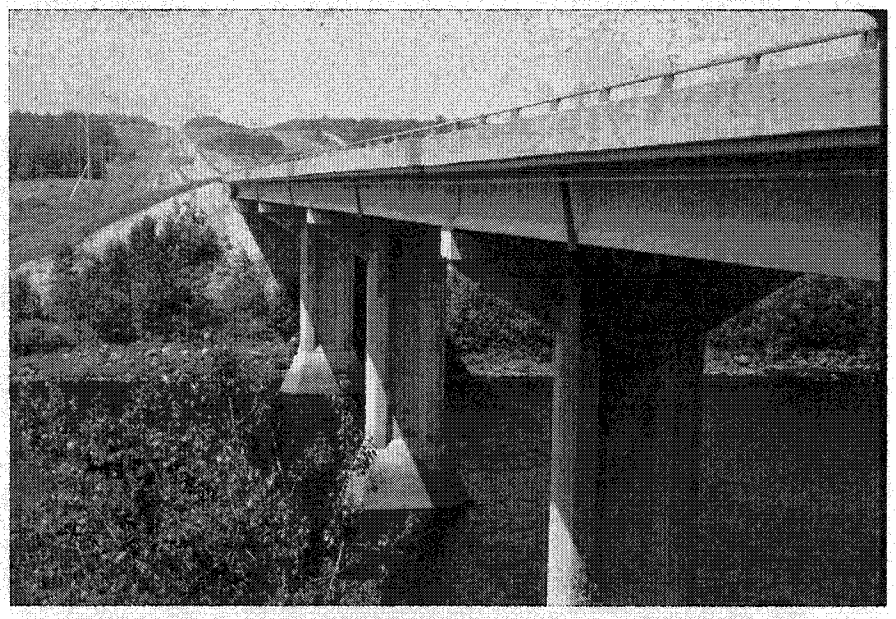


Figure 1.1 – Pont typique

Avec les nouvelles connaissances obtenues au cours des dernières années, on se rend compte aujourd'hui de certaines lacunes dans les structures déjà construites et on doit envisager des méthodes de renforcement qui permettront à ces structures de supporter les charges imposées par la circulation ainsi que par les sollicitations naturelles telles que les tremblements de terre. Les nouvelles techniques de conception et de construction ainsi que de développement de nouveaux matériaux permettent maintenant ces renforcements.

Des observations faites sur le terrain à la suite de tremblements de terre depuis 1970 ainsi que des vérifications en laboratoire ont montré que les piles de ponts construites avant 1988 au Canada présentaient plusieurs déficiences au niveau des détails de conception des armatures. Les déficiences observées ont pour effet d'empêcher les piles d'offrir le niveau de ductilité requis si elles sont situées dans une zone où doivent se développer des rotules plastiques lors de séismes. Parmi les déficiences répertoriées, le manque de confinement des chevauchements d'armature entre la pile et la semelle est l'une des plus critiques, un exemple de rupture de ce type de colonne est montré à la Figure 1.2. Cette problématique fera l'objet de ce mémoire.

Jusqu'à tout récemment, les connaissances pour la conception parasismique des structures étaient peu avancées et le Québec était considéré comme un endroit aux aléas sismiques faibles. Les références historiques et les études de la Commission géologique du Canada permettent de conclure que le Québec a d'importantes probabilités de subir dans les prochaines années des séismes de grande amplitude.

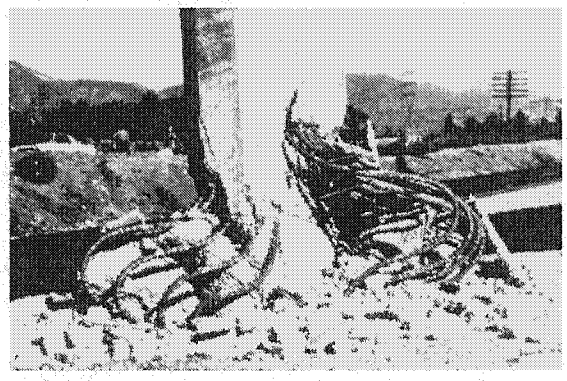


Figure 1.2 – Rupture par confinement d'une pile de pont (San Fernando selon Priestley 1971)

Le tremblement de terre du Saguenay en 1988 a procuré des enregistrements de grande valeur permettant de mieux connaître la nature des sollicitations du sous-sol québécois. À la Figure 1.3, on présente une carte de la Commission géologique du Canada montrant les tremblements de terre qui ont été relevés sur le Nord-Est de l'Amérique du Nord au cours des 100 dernières années. On peut y voir plusieurs séismes d'importance et de grande récurrence.

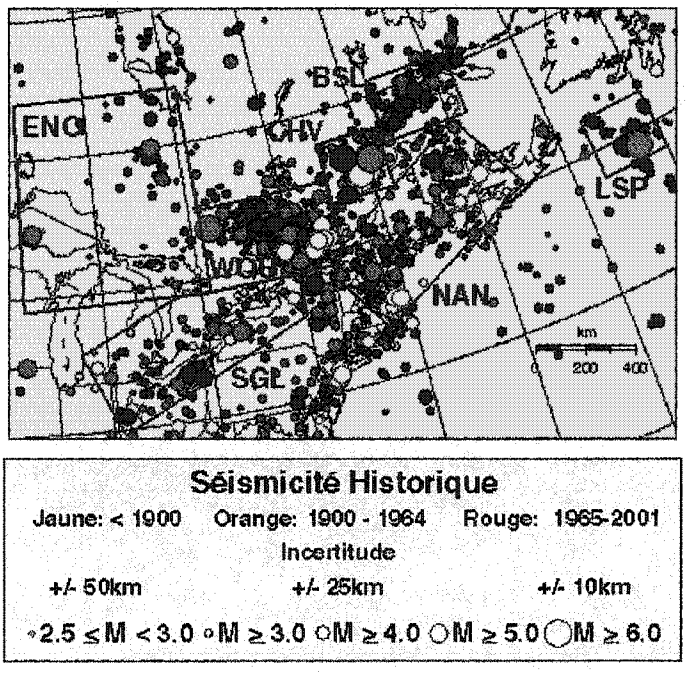


Figure 1.3 – Carte des événements sismiques ayant eu lieu dans le Nord-Est de l'Amérique du Nord

Quelques exemples de tremblements de terre ayant eu lieu dans l'Est du Canada, dépassant la magnitude de 5.5, sont présentés au Tableau 1.1. On peut donc constater qu'un nombre élevé d'importants tremblements de terre a eu lieu et on doit en tenir compte lors de la conception d'ouvrages d'art.

Tableau 1.1 – Exemples de tremblements de terre dans l'Est du Canada (Holleran 1998)

Endroit	Date	Année	Magnitude
La Malbaie	20 octobre	1870	~6.5
	30 septembre	1924	~5.5
	28 février	1925	7
Montréal	9 septembre	1816	~6
	23 mars	1897	~5.5
Ottawa	12 juillet	1861	~5.5
Témiscamingue	1 novembre	1935	6.2
Cornwall-Massena	9 avril	1944	5.2
Les grands bancs	18 novembre	1929	7.2
Miramichi		1982	5.7
Saguenay	25 novembre	1988	6.0

1.2 Problématique

Suite aux conclusions présentées plus haut, des règles de conception plus sévères ont été mises en place dans les codes destinés à la conception de structures neuves. Ainsi, les chevauchements d'armature (l_c) dans les zones de rotules plastiques sont dorénavant interdits, l'espacement des étriers dans les zones de rotule plastique a été réduit et l'on demande l'utilisation d'étriers sismiques (fermés avec des angle de 135°). Finalement, les longueurs de chevauchement des barres d'armatures ont été considérablement

augmentées. Toutefois, tel qu'illustré à la Figure 1.4, la préoccupation demeure entière pour les nombreux ponts existants qui doivent être renforcés.

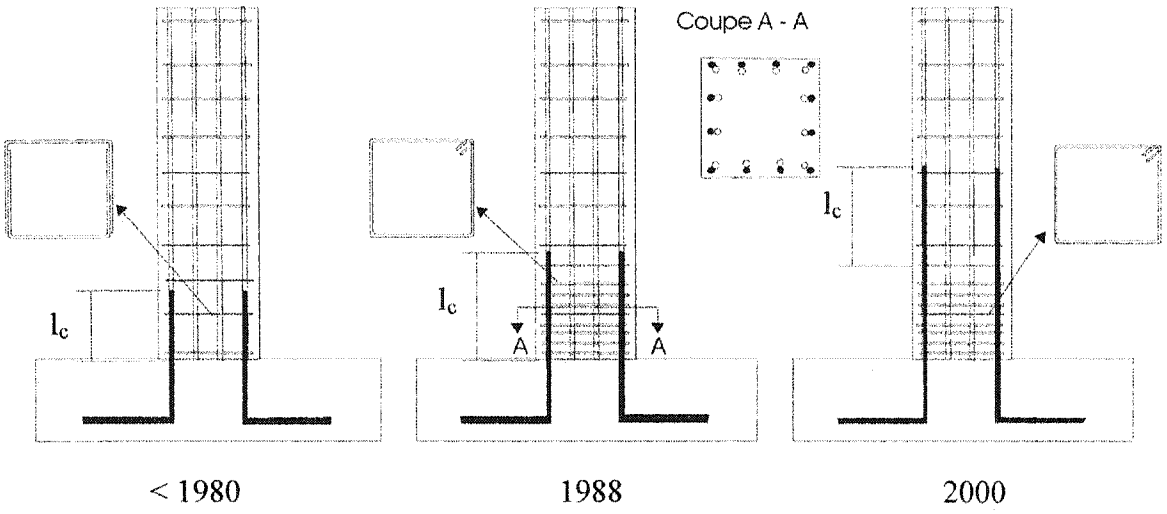


Figure 1.4 – Comparaisons entre la conception pour les piles des codes de ponts canadiens avant 1980, en 1988 et en 2000

Une façon simple de résoudre le problème serait de remplacer les colonnes déficientes par des nouvelles qui rencontrent les critères actuels de conception. Bien que cela soit la solution la plus efficace structuralement, le coût du remplacement de toutes les colonnes déficientes se trouvant sur le réseau autoroutier du Québec s'avèrerait beaucoup trop élevé, même lors du remplacement du tablier.

C'est dans ce cadre qu'un programme de recherche a été développé à l'École Polytechnique de Montréal, avec comme objectif principal l'étude du renforcement des piles de section rectangulaire dans la zone de chevauchement d'armature. Comme illustré à la Figure 1.5, la solution proposée pour le renforcement des sections circulaires, carrées ou faiblement rectangulaires ($B/H \leq 2$) est de mettre en place une chemise en béton, une chemise en acier ou une chemise en matériaux composites. Ces chemises viennent augmenter le confinement du noyau de béton au niveau des

chevauchements d'armature, et permettent de façon très efficace d'améliorer le comportement structural des piles. Par contre, ces méthodes de renforcement sont mal adaptées aux sections rectangulaires présentant un rapport largeur sur épaisseur élevé, comme l'illustre la Figure 1.6. Elles sont mal adaptées car ce type de renforcement nécessite, dans ce cas, une surépaisseur de béton trop importante et l'efficacité du confinement apporté par la colonne est réduite dû à son éloignement.

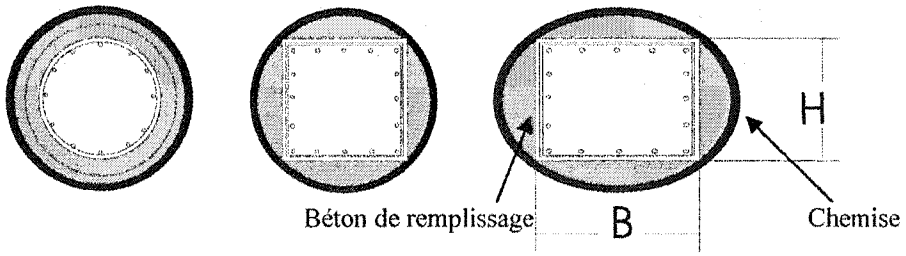


Figure 1.5 – Exemple de renforcement pour les sections circulaires et carrées

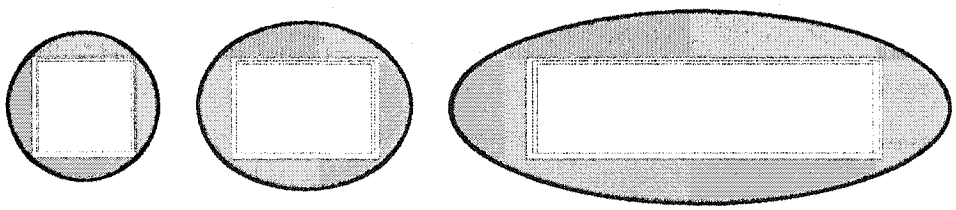


Figure 1.6 – Renforcement pour une pile fortement rectangulaire

Pour renforcer les piles de ponts fortement rectangulaires, on explorera la faisabilité et les bénéfices apportés par la mise en place d'un renforcement composé d'une surépaisseur de BRF. En fait, le renforcement proposé n'agira plus comme une chemise et utilisera une nouvelle approche pour contrer la rupture des chevauchements d'armature. Comme la partie centrale des piles fortement rectangulaires est difficile à confiner, la surépaisseur agira en déplaçant la zone de rotule plastique à l'extérieur de la zone de chevauchement. Ceci sera possible car la surépaisseur viendra améliorer les caractéristiques du béton environnant les barres chevauchées sur la face de la pile la

plus longue. Une présentation plus complète de cette approche sera décrite au chapitre 2.

1.3 Objectif du projet de recherche

Ce projet de recherche a pour objectif d'évaluer l'augmentation de la résistance et de la ductilité qu'il est possible d'obtenir, lors du remplacement du béton d'enrobage, sur les piles de ponts rectangulaires, par un béton renforcé de fibres dans les zones de rotules plastiques. Le projet s'inscrit dans une volonté de concevoir des techniques et des méthodes de réhabilitation et de renforcement efficaces des structures existantes plutôt que leur coûteux remplacement.

1.4 Méthodologie du projet de recherche

Le présent projet consistera au développement d'une méthode de renforcement des piles rectangulaires à l'aide de béton renforcé de fibres. Pour atteindre les objectifs de ce projet, celui-ci à été divisé en plusieurs phases. La première sera de faire une revue de littérature complète sur les modes de rupture des piles rectangulaires ainsi que sur les diverses méthodes mises au point pour les renforcer. En parallèle, on développera en laboratoire des mélanges de béton renforcé de fibres autonivellants, où seront comparés plusieurs types de fibres qui auront, à l'état plastique, la maniabilité nécessaire à sa mise en place sur les piles. La résistance de ces bétons sera, par la suite, caractérisée par des essais de flexion sur prismes entaillés, ce qui permettra de choisir le mélange offrant la plus grande résistance structurale.

Dans un deuxième temps, une série d'essais préliminaires sera effectuée sur des spécimens de poutres qui présentent les mêmes défauts au niveau des chevauchements

d'armature que les piles construites avant 1980. Ces poutres seront étudiées en flexion avec un chargement appliqué de façon monotonique, afin d'évaluer les gains en résistance des méthodes de renforcement. Enfin, suite aux résultats des essais sur poutres, on procédera à une deuxième série d'essais sur des spécimens de piles soumises à un essai de flexion alternée. Pour cette deuxième série d'essais, on appliquera un chargement cyclique lent sur les spécimens.

Les principaux paramètres qui seront étudiés lors des essais sont : l'efficacité d'un mélange de BRF, la mise en place ou non d'un treillis d'armature lors de la réparation, et l'effet sur le comportement structural du type de chargement des spécimens. Avec les résultats des deux séries d'essais on pourra, pour chaque type de spécimens, évaluer le gain de résistance entre la situation non renforcée et les deux options de réparation.

1.5 Organisation du mémoire

Pour bien satisfaire les objectifs de ce projet de recherche, le présent mémoire est divisé en 8 chapitres. Le chapitre 2 présente une revue de la littérature des différents aspects techniques étudiés tout au long de ce projet. Le chapitre 3 dévoile les différentes phases qui ont été effectuées pour produire le mélange de béton renforcé de fibres autonivellant. Le chapitre 4 est, quant à lui, consacré à la première série d'essais sur les spécimens de poutres. Le chapitre 5 traites de la deuxième série d'essais sur les spécimens de piles. Enfin, le chapitre 6 regroupe l'ensemble des conclusions et des recommandations qui auront été dégagées lors des analyses théoriques et des essais en laboratoire de ce projet de recherche.

Chapitre 2 Comportement sismique des ponts et chevauchements d'armature

Tel que mentionné dans le premier chapitre, plusieurs chercheurs ont développé des méthodes de renforcement parasismique des chevauchements d'armature des piles de ponts. Ces méthodes utilisent des chemises de béton, des chemises d'acier ou de matériaux composites. Ce chapitre présente les aspects importants concernant le comportement et l'évaluation structurale des piles de ponts existantes et synthétise les différentes approches de renforcement qui ont été développées et exploitées au cours des dernières années.

2.1 Piles des ponts en béton armé

2.1.1 Évaluation des piles de ponts existantes

Une majorité des ponts retrouvés sur le réseau de transport du Québec fut, à près de 80%, construite entre les années 1960 et 1980 (MTQ 2001) et leurs piles et culées ont été très majoritairement construites en béton armé. On y retrouve donc des structures en béton armé vieillissantes, qui sont suffisamment résistantes pour les charges de service, mais qui sont souvent inadéquatement dimensionnées pour les charges sismiques anticipées aujourd'hui.

L'évaluation structurale des ponts, entreprise dans les années 1980, a porté principalement sur la résistance des tabliers aux charges routières. Ceci a conduit à des interventions de renforcement ou de remplacement ayant remis le réseau à niveau en ce qui a trait à la capacité portante. Cependant, pour des raisons principalement d'ordre

technique dues à une connaissance imparfaite du risque sismique et des méthodes d'interventions appropriées, l'étude de la résistance des piles et culées des ponts existants n'a pas été abordée d'une manière systématique et des actions concrètes commencent tout juste à être initiées. Ainsi, tel qu'illustré par Holleran (1998), si l'on soumet les piles des ponts, avec des longueurs de chevauchement de $24d_b$, construits avant 1980 à des sollicitations sismiques, elles ne peuvent pas supporter les charges imposées et, comme le montre la Figure 2.1, elles offrent peu de ductilité. Les chargements cycliques appliqués amènent une dégradation rapide de leur résistance et de leur intégrité physique.

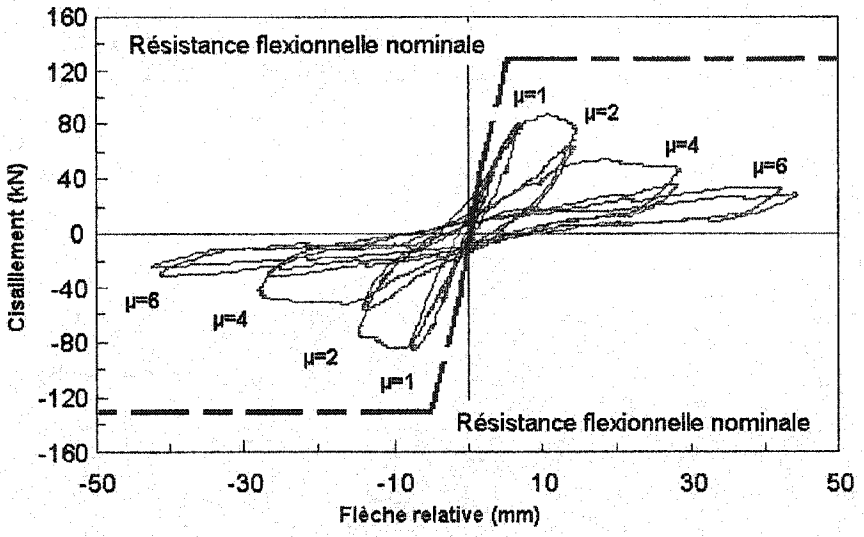


Figure 2.1– Comportement d'une pile rectangulaire sous un chargement sismique (Holleran 1998)

Ce comportement déficient est dû principalement à deux éléments distincts. Dans un premier temps, dans les codes de conception des ponts antérieurs à 1988, le principe de design par capacité n'était pas utilisé. Ainsi, on ne calculait pas les piles avec une résistance au cisaillement suffisante pour s'assurer d'atteindre la résistance flexionnelle nominale. Les piles ont donc une résistance au cisaillement inadéquate. De plus, la présence de peu d'étriers transversaux occasionne du même fait un mauvais

confinement du noyau de béton. Cette situation est très défavorable dans la zone de formation potentielle de rotule plastique. Ceci est dû au fait que, pour les structures en béton armé, le noyau de béton doit être très bien confiné pour permettre la stabilité des rotules plastiques lors de séismes.

Une autre cause importante du manque de ductilité des piles de ponts est le manque de résistance des chevauchements d'armature entre la pile et sa semelle. Les codes de ponts antérieurs à l'édition de 1988 (CSA, 1988) permettaient la mise en place de chevauchements d'armature entre la semelle et la colonne. On sait que c'est à cet endroit que doit se développer une rotule plastique pour permettre un comportement ductile lors d'un séisme majeur. Le problème évident qui en ressort est que le chevauchement se retrouve ainsi à un endroit où doit se produire une rotule plastique. Comme les règles de calcul antérieures à 1988 conduisaient à une conception avec peu d'aciers transversaux, le confinement du chevauchement est donc inadéquat et par le même fait sa résistance est diminuée. Ceci amène une faiblesse dans la rotule plastique et ne permet pas d'atteindre une grande ductilité.

D'autres détails de conception peuvent aussi amener des faiblesses dans les piles. La Figure 2.2 montre comment un manque d'étriers transversaux peut amener une rupture prématurée de l'ouvrage et un manque global de ductilité. D'après Taylor (1999), les barres longitudinales sont susceptibles de flamber lorsqu'elles ne sont pas suffisamment confinées par les étriers transversaux. Il a aussi observé que l'utilisation d'étriers transversaux chevauchés avait tendance à ouvrir lors d'un séisme et ainsi ne pas offrir le confinement anticipé lors de la conception.

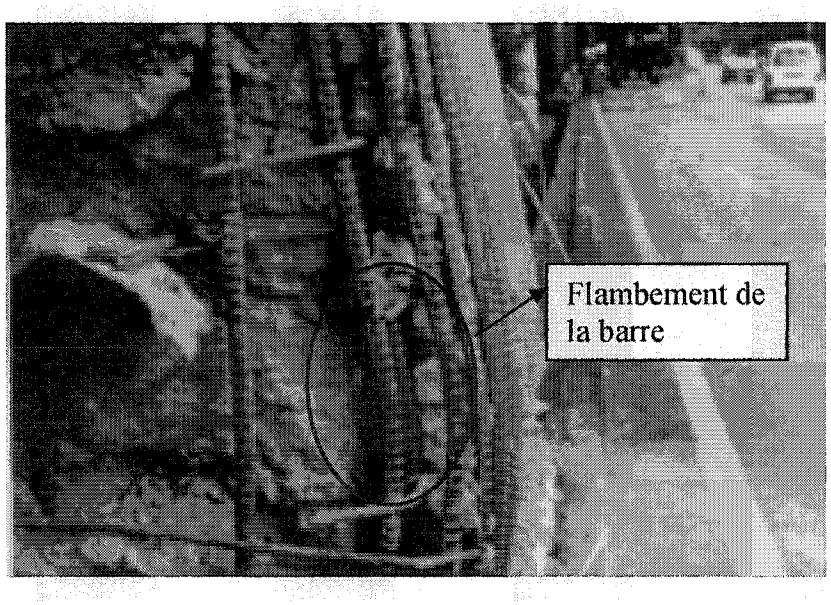


Figure 2.2 – Flambement des barres longitudinales et ouverture des étriers

(Séisme de Kobe selon Taylor 1999)

Finalement, il a été observé par Priestly et Chai (1992) que les piles de ponts qui montraient une longueur de chevauchement des armatures entre la semelle et la pile inférieure à 20 d_b avaient un écrasement prononcé de leur courbe d'hystérésis à une ductilité de 1.5 lors de sollicitations cycliques. De plus, ils ont observé une diminution de la résistance au moment fléchissant lorsque comparé au moment résistant de conception.

2.1.2 Mode de rupture des piles de ponts rectangulaires

À la sous-section précédente, les différents détails de conception qui viennent réduire la résistance des piles en général ont été présentés. La présente sous-section porte sur les modes de rupture des piles rectangulaires.

Les piles de ponts peuvent présenter plusieurs modes de rupture lorsqu'elles sont soumises à des tremblements de terre. Dans leurs recherches, Chai et Priestley (1992)

affirment que, lors d'enquêtes effectuées à la suite de tremblements de terre d'importance, on a fréquemment remarqué des ruptures de piles causées par une résistance insuffisante en flexion ainsi que par manque de ductilité. Ceci est dû au fait que les codes avant 1988 ne spécifiaient pas de règles permettant d'assurer une bonne ductilité dans les zones de possible formation de rotule plastique. Le concept de rotule plastique n'était pas requis car le design se faisait pour des considérations de résistance à l'ultime uniquement. Comme les efforts sismiques dépassent la résistance élastique des colonnes, les piles existantes ne sont pas conçues de manière appropriée. Il y a tout de même apparition de rotules plastiques, mais celles-ci ne seront pas suffisamment confinées et, lors de séismes importants, il se produira une dégradation rapide du noyau de béton, accompagnée d'un décollement du couvert de béton (Priestley 1992). Une fois que le couvert de béton a disparu, il survient l'ouverture des étriers transversaux, le flambement des barres longitudinales et l'écrasement du noyau de béton. Avec les règles de calcul actuellement en vigueur, les piles sont conçues pour être capables de développer une rotule plastique lorsque le moment imposé par les charges sismiques est supérieur à celui auquel elles peuvent résister de façon élastique.

On peut aussi observer, tel qu'illustré à la Figure 2.3, des ruptures en cisaillement sur des piles rectangulaires. On observe ce phénomène lorsque les étriers transversaux plastifient. Il se produit alors l'ouverture des fissures de cisaillement/flexion provoquant la perte de la composante reprise par l'enchevêtrement des agrégats du béton, ce qui vient réduire la résistance en cisaillement. Il en résulte une rupture fragile soudaine qui amène une perte de capacité structurale de la section. Les piles de faible hauteur sont plus susceptibles à ce type de rupture, car le ratio cisaillement/flexion y est plus élevé et, comme la résistance en flexion est souvent sous évaluée par la méthode élastique, il y a un plus grand risque d'obtenir des efforts de cisaillement importants qui amèneront la rupture de la pile.

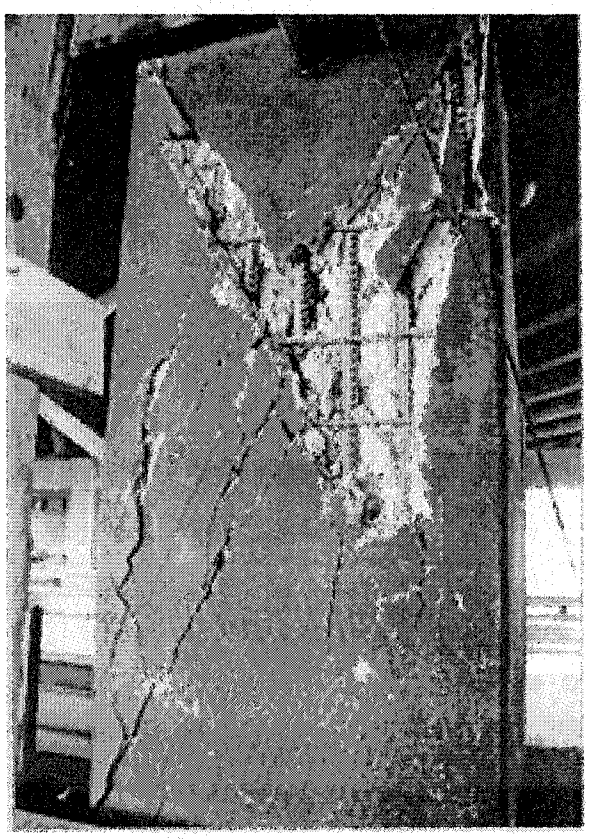


Figure 2.3 – Rupture fragile en cisaillement (Séisme de Whitter selon Priestley 1992)

Finalement, pour les chevauchements d'armature situés au bas des piles au-dessus de la semelle, le mode de rupture observé pour les sections ayant un confinement inadéquat soumises à un chargement cyclique débute par une fissuration par fendage du béton parallèle aux armatures chevauchées, suivie d'une dislocation du béton et d'un arrachement des barres. La Figure 2.4 illustre ce type de rupture qui est observé lorsque la longueur de chevauchement des barres d'armature est insuffisante, ou lorsque la quantité d'étriers transversaux est insuffisante pour bien confiner le noyau de béton.

Figure 2.4 – Rupture du chevauchement d'armature (Séisme de San Fernando selon Priestley 1992)

2.1.3 Durabilité et résistance parasismique

Un autre paramètre important qui vient influencer les modes de rupture des piles rectangulaires est la durabilité des matériaux qui les composent. On entend par durabilité la capacité d'une structure à conserver ses propriétés structurales et son intégrité physique dans le temps. La durabilité d'une structure est influencée par les facteurs environnementaux ; par exemple, dans les zones urbaines, les surfaces de bétons près des routes sont exposées aux sels déglaçants, ce qui a pour effet d'accélérer le processus de corrosion des barres d'armature et d'initier la fissuration du couvert de béton. De plus, tel qu'illustré à la Figure 2.5 l'utilisation, dans le passé, de granulats réactifs peut amener des problèmes de gonflement comme dans le cas de réactions alcali-granulats et de conduire également à la fissuration du couvert de béton. Une autre source de fissuration est la perte de résistance en traction du béton lorsque qu'il est soumis à des températures élevées, lors d'un séchage trop rapide ou lors de cycles de gel-dégel. La fissuration du béton résulte donc, en partie, d'un manque de durabilité à long terme des structures en béton armé. Ces divers phénomènes (pris individuellement

ou combinés) font que la dégradation du béton est telle que le couvert de béton vient à se fissurer complètement. Ceci conduira éventuellement à une perte importante de capacité structurale de l'élément, sans jamais que ce dernier n'ait été soumis à des efforts très importants (ex : séismes, charges routière excessive). On anticipe une perte de capacité structurale pour les éléments structuraux, car la fissuration du couvert de béton réduit l'adhérence et l'ancrage des barres. Une fissuration prématurée vient donc directement influencer le comportement à l'ultime des piles de ponts. C'est pourquoi les codes de conception de ponts ont inclus des clauses qui tentent d'empêcher ou de réduire au minimum ce phénomène. Par contre, les recherches de Gambarova et al. (1989) démontrent qu'habituellement, les recommandations des codes empêchent la fissuration causée par des moments fléchissants ou des efforts tranchants importants. La fissuration, dans ces cas, est contrôlée par des armatures transversales. Toutefois, le type de renforcement requis par les codes ne peut pas empêcher la fissuration causée par les effets physiques affectant la durabilité des bétons. Une méthode de renforcement venant imperméabiliser le béton est alors souhaitable.

Figure 2.5 – Fissuration prématurée des piles de ponts en béton

2.2 Capacité en ductilité

2.2.1 Description de la ductilité structurale

La capacité en ductilité est essentielle en conception parasismique. Tel que montré sur la Figure 2.6, une définition courante de la ductilité en déplacement s'exprime par le ratio (μ) de déformation inélastique sur la déformation élastique que peut supporter une structure ou un élément avant la rupture.

$$\mu = U_m / U_y \tag{2-1}$$

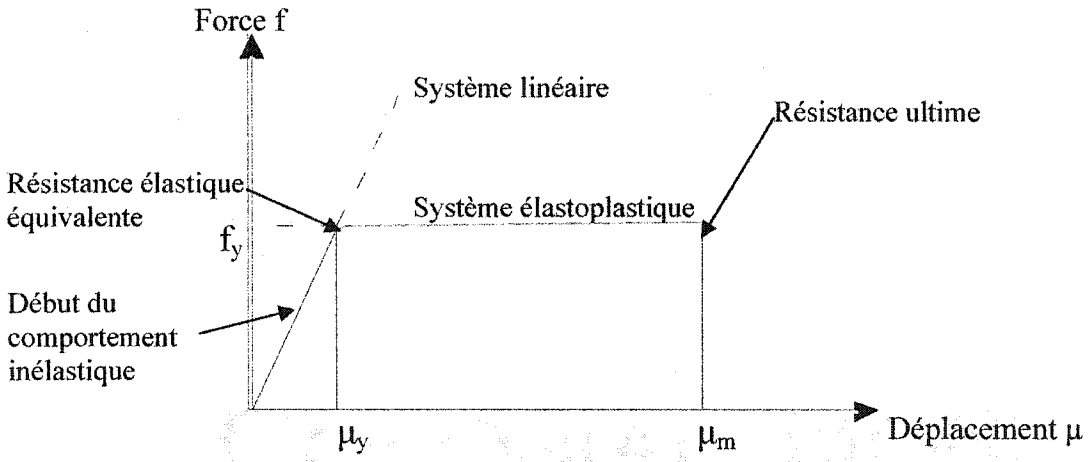
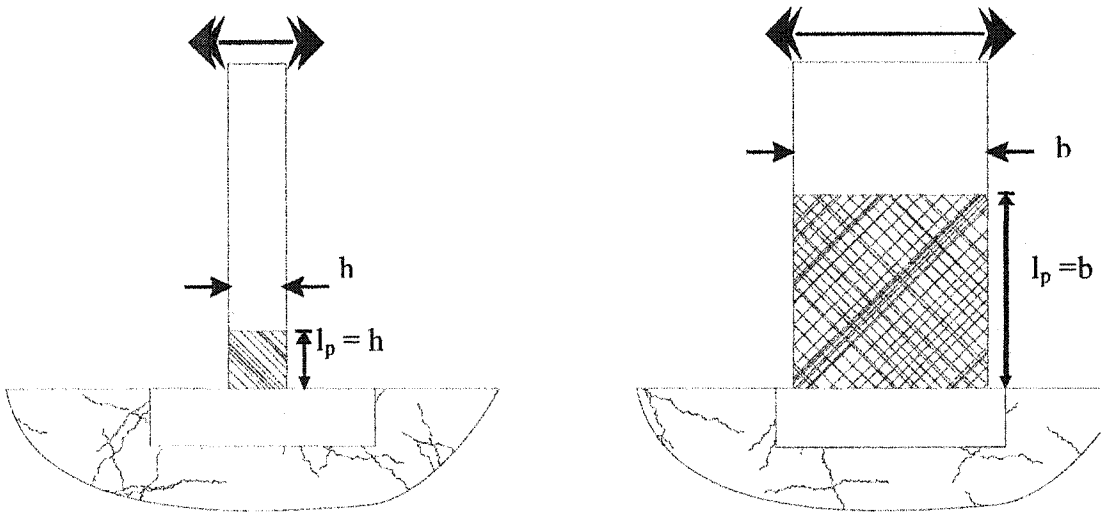


Figure 2.6 – Système élasto-plastique et son système linéaire

Dans les zones à haute incidence sismique, il est économiquement impensable de concevoir les ponts pour qu'ils demeurent dans le domaine élastique lors de tremblements de terre majeurs. Les ponts sont donc conçus pour supporter, de façon élastique, de faibles charges sismiques et une grande attention est accordée au design des détails d'armature pour que les structures puissent supporter de grandes déformations inélastiques sans perdre leur capacité portante lors de sollicitations exceptionnelles.

Pour les ponts, les éléments susceptibles de fournir de façon sécuritaire de grandes déformations inélastiques sont généralement les piles. Par contre, il arrive couramment que les culées soient aussi appelées à jouer ce rôle. Pour assurer la sécurité des usagers, les codes demandent que des éléments tels que le tablier, les diaphragmes et les fondations soient suffisamment résistants pour supporter la charge de plastification des piles du pont. La Figure 2.7 montre l'endroit probable de l'apparition et les dimensions des rotules plastiques pour une pile de pont rectangulaire.



a) Direction longitudinale b) Direction transversale

Figure 2.7– Zones de rotule plastique pour les piles rectangulaires

2.2.2 Règles assurant la ductilité dans les piles de pont

Plusieurs paramètres influencent la capacité des piles de ponts à développer une ductilité suffisante lors de tremblements de terre. Il est donc important de considérer tous ces facteurs lors de la conception et le renforcement des structures. Ces facteurs se concentrent principalement sur les critères de conception des aciers longitudinaux, des aciers transversaux et le principe de conception par capacité de tous les éléments. Toutes ces conditions de conception doivent être remplies pour que les aciers longitudinaux et transversaux développent la pleine capacité en ductilité de la pile.

2.2.2.1 Continuité des armatures de la semelle à la pile

Les recherches effectuées par Holleran (1998), comme d'autres d'ailleurs, montrent qu'il est possible d'avoir une rupture prématurée des piles lorsque les aciers longitudinaux sont chevauchés à la jonction de la semelle et de la pile. Il est donc maintenant prescrit par les codes de design de mettre en place les chevauchements d'armature hors des zones susceptibles de développer des rotules plastiques. Le Tableau 2.1 présente la comparaison des articles des codes de conception des ponts routiers canadiens (S6) 66, 74, 78, 88 et 2000. Où L_d est la longueur de développement de la barre d'armature et L_c sa longueur de chevauchement.

Tableau 2.1 – Comparaison de la longueur de développement des barres d'armature pour les codes CSA/CAN S6-66-74-88-00

Édition du Code CSA/S6	1966 et 74	1978	1988	2000
Articles concernés	8.6.3.3-66 8.4.3.1-74	8.3.2.2	8.3.9.2.1	4.7.4.1.6
Règles pour les chevauchements d'armature	Permis sur toute la longueur de la pile	Permis sur toute la longueur de la pile	Permis sur toute la longueur de la pile	Permis seulement dans la partie centrale de la pile
Longueur de chevauchement	$L_c = 36d_b$	$L_d = \frac{0.019 A_b f_y}{\sqrt{f_c'}}$ $L_c = 1.3 L_d$	Maximum de : $L_d = \frac{0.019 A_b f_y}{\sqrt{f_c'}}$ ou $L_c = 300\text{mm}$ $L_d = 0.058 d_d f_y$ $L_c = 1.3 L_d$	$L_c \geq 60\text{d}_\text{b}$ ou 400 mm

Exemple comparatif de la longueur de chevauchements pour les barres 25M utilisées dans ce projet. Le diamètre de la barre (d_b) est 25.4 mm, l'aire (A_b) de 506 mm^2 et le f_y de 40 MPa. Le béton utilisé pour le calcul aura un f_c' de 32 MPa

	1966-74	1978	1988	2000
L_c (mm)	914	889	889	1524

On peut voir que les résultats obtenus pour les codes de calcul des ponts routiers canadiens (CSA-S6) avant celui de l'année 2000 donnent des résultats similaires pour la longueur de chevauchement nécessaire. Par contre, en 2000, il y a une augmentation marquée de 40% de la longueur de chevauchement minimum, ce qui illustre bien les inquiétudes sur la résistance de ces chevauchements.

Dans ce projet, la longueur de chevauchement qui sera utilisée est de $24d_b$, ce choix vient du fait que le code de conception des ponts routiers canadiens S6-66 spécifie $24d_b$ pour les aciers ayant une résistance de 300 MPa. C'est le type d'acier le plus retrouvé à l'époque sur les ponts. Ce choix permet aussi de situer la méthode de renforcement qui sera utilisée du côté critique, le gain de résistance à aller chercher par le renforcement est plus important car dans le projet les aciers utilisés ont une résistance de 400MPa et devraient être chevauchés sur $36d_b$. Comme mentionné précédemment plusieurs chercheurs ont adoptés cette approche, par exemple Chai et Priestly (1992) dans leurs essais utilise une longueur de chevauchement de 20 d_b et Holleran (1989) utilise quant à lui une longueur de chevauchement de 24 d_b.

2.2.2.2 Flambement des barres longitudinales

Les piles sont soumises à des efforts de compression et de flexion induits par la gravité et les charges horizontales. Ces efforts de compression peuvent amener le flambement des barres longitudinales dans la pile et ainsi réduire la ductilité. Pour empêcher ce type de rupture, on doit mettre en place des étriers transversaux qui réduisent la longueur non supportée des barres susceptibles de flamber dans les zones de rotules plastiques. Le Tableau 2.2 présente la comparaison des articles des codes de conception canadiens (CSA-S6) des éditions 66-74-78-00 qui régissent la distance maximale entre les étriers transversaux. Pour 88, les articles du code de conception des structures en béton armé (CSA-A23.3, 1985) pour le design des éléments ductiles ont été utilisés.

Tableau 2.2 – Comparaison de la distance entre les étriers transversaux pour les codes CSA/CAN S6-66-74-88-00

Édition du Code CSA/S6	66 et 74	78	88	00
Articles concernés	8.8.4.1.2-66 8.7.4.1-74	8.2.7.3	A23.3 –M85 21.3.3.3	4.7.4.1.6
Espacement des aciers transversaux	1. 1966 300 mm 2. 1974 0.5d 3. Défini par le design à l'effort tranchant	1. La dimension minimum entre : a) 0.5d b) 600 mm 2. Défini par le design à l'effort tranchant	1. Le quart de la plus grande dimension de l'élément 2.300mm 3.8 d_b 4.24d_{btrans} 5.Défini par le design à l'effort tranchant	1. Le quart de la plus grande dimension de l'élément 2. 100 mm 3. 6 d_b 4. Défini par le design à l'effort tranchant

Exemple comparatif de la distance minimum entre les étriers transversaux dans les zones probables de rotules plastiques pour le spécimen utilisé dans ce projet. La

distance entre le bloc de compression du béton et les aciers tendus (d) est de 375 mm, le diamètre des barres longitudinales (d_b) est 25.4 mm, le diamètre des barres transversales (d_{btrans}) est 11.3 mm et les dimensions du spécimen sont 450 mm par 450 mm.

	1966	1974	1978	1988	2000
s_{max} (mm)	300	200	200	112.5	100

Les résultats obtenus pour les codes de calcul des ponts routiers canadiens (CSA-S6) avant ceux de 1988 et 2000 donnent des résultats similaires pour la longueur de chevauchement nécessaire. En 1988 et 2000 des réductions marquées de l'ordre de 50 à 66% de l'espacement des armatures transversales ont été appliquées, ceci illustrant bien l'intention des codes de mieux venir confiner le noyau de béton des piles. On remarque de plus l'interdiction, à partir de 2000, de mettre en place des chevauchements dans les zones de rotules plastiques pour éviter ainsi les ruptures prématurées par fendage des piles.

2.2.2.3 Confinement du noyau de béton par les aciers transversaux

Le confinement du noyau de béton d'une pile est très important car il vient définir le comportement qu'aura celle-ci lors d'un chargement sismique. La Figure 2.8 montre comment le confinement permet d'augmenter la résistance à la compression du béton et d'améliorer sa ductilité.

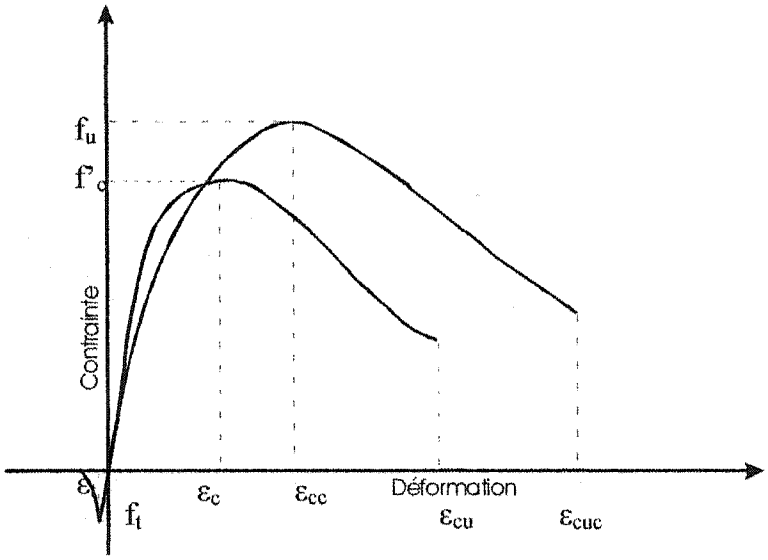


Figure 2.8 - Comportement du béton en compression confiné et non confiné (adaptée de Holleran 1998)

Le confinement ne modifie pas seulement le comportement en compression du béton mais améliore aussi le comportement global en flexion de la pile. La Figure 2.9 montre comment, lorsque la pile est soumise à des efforts de flexion supérieurs à sa résistance plastique, le couvert de béton à tendance à décrocher et ainsi exposer le noyau de béton. Ainsi, plus le noyau est bien confiné, plus il pourra développer une ductilité et conserver la résistance de la colonne dans le domaine plastique.

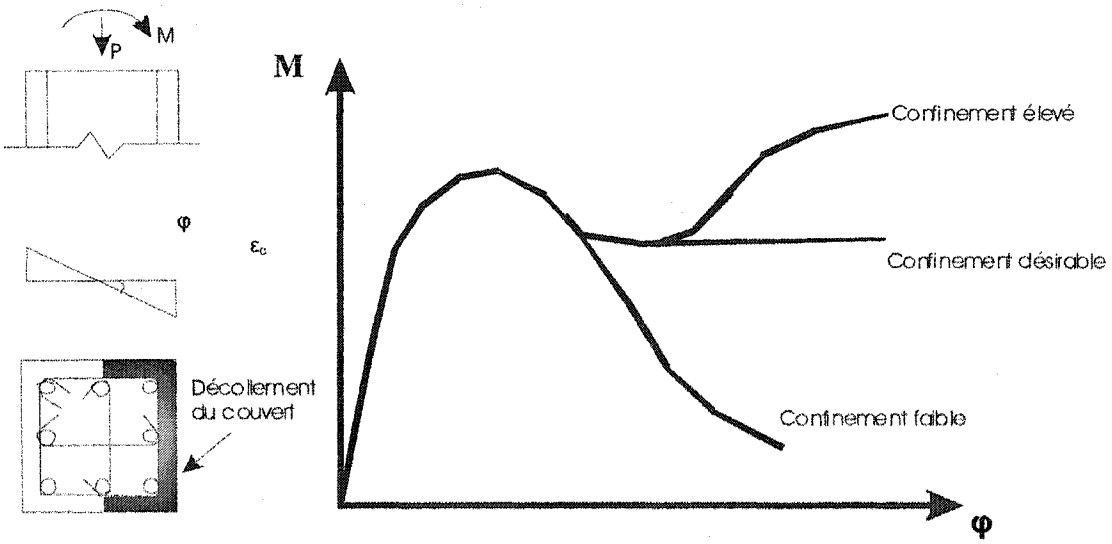


Figure 2.9 – Influence du confinement sur le comportement en flexion (Holleran 1998)

Dans le cas des piles rectangulaires, le confinement est assuré principalement par l'armature transversale. La Figure 2.10 montre le confinement apporté par les étriers dans les piles rectangulaires et l'influence de la distance entre chaque étrier pour offrir un confinement adéquat.

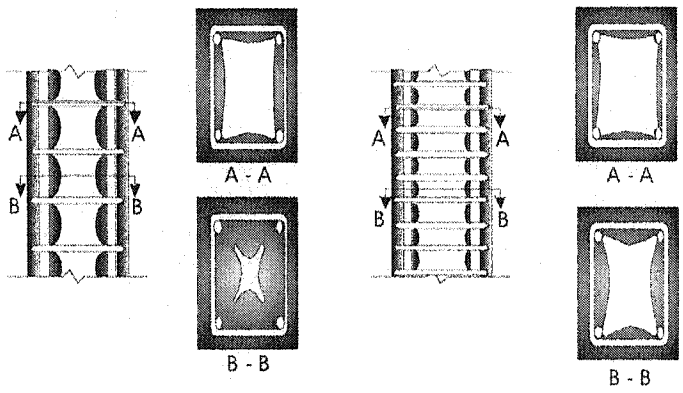


Figure 2.10 – Influence sur le confinement de la disposition des étriers transversaux (adapté de Holleran 1998)

Il est aussi important de bien ancrer les étriers dans le noyau de béton pour ne pas qu'ils aient tendance à ouvrir lors d'événements sismiques. Pour y arriver, la section 4 du code de conception canadien (CSA-S6-00) stipule que chaque étrier doit être fermé par un angle de 135 degrés, et les extrémités doivent se prolonger suffisamment ($l \geq 10d_b$ ou 150mm) dans le noyau pour y être ancrées.

Pour les colonnes circulaires, l'utilisation de spirales en acier vient assurer le confinement. Ce type de confinement est très efficace et vient confiner le noyau sur toute la profondeur de colonne. Il est également possible de construire des piles rectangulaires où les spirales sont utilisées pour confiner le béton.

2.2.2.4 Design par capacité

Le concept de design par capacité a été développé à la fin des années 60 en Nouvelle-Zélande pour permettre aux structures de bien se comporter lors de tremblements de terre sévères (Léger 2001). Ce concept de design par capacité est défini comme étant le processus de sélection des éléments structuraux qui feront partie du système résistant aux efforts latéraux. Les éléments sélectionnés doivent être convenablement conçus pour être en mesure de dissiper une grande quantité d'énergie et de grandes déformations. La clé du système est le design de tous les autres éléments structuraux qui doivent avoir une capacité structurale suffisante pour assurer la stabilité de la structure lorsque les éléments choisis subiront de grandes déformations.

Le concept de design par capacité doit être appliqué et respecté lors du design des piles conçues pour dissiper l'énergie des séismes. Ce concept dicte que si l'on prévoit la formation d'une rotule plastique à la base de la pile, tous les éléments autour de la base doivent pouvoir supporter les efforts, les déplacements et les rotations engendrés par cette rotule, tout en demeurant dans le domaine élastique.
Dans un premier temps, on doit s'assurer de la résistance au cisaillement à l'endroit même de la formation de la rotule. Pour ce faire, il faut calculer la résistance au cisaillement à partir de la résistance en flexion probable que pourra atteindre la section lors de la formation de la rotule, en considérant la possibilité que les aciers de flexion aient une résistance plus élevée que demandée et même subir un début d'écrouissage. Ceci conduit à augmenter de façon significative la résistance à l'effort tranchant nécessaire pour la colonne.

Par la suite, on doit concevoir le tablier du pont, les dispositifs de retenue et les semelles des piles de façon à pouvoir conserver la stabilité de l'ouvrage lors de la formation d'une rotule plastique à la base de la pile. On aura ainsi un pont qui pourra supporter des tremblements de terre majeurs en assurant la sécurité des usagers.

2.3 Mécanique de rupture des chevauchements d'armature

2.3.1 Description des étapes de la rupture

Dans cette partie, il est décrit de façon approfondie le mode de rupture des chevauchements d'armature, car il est celui qui influence le plus les spécimens qui seront à l'étude dans ce projet de recherche. La Figure 2.11 illustre comment, pour les piles rectangulaires, se produit la rupture des chevauchements d'armature entre la semelle et le bas de la pile.

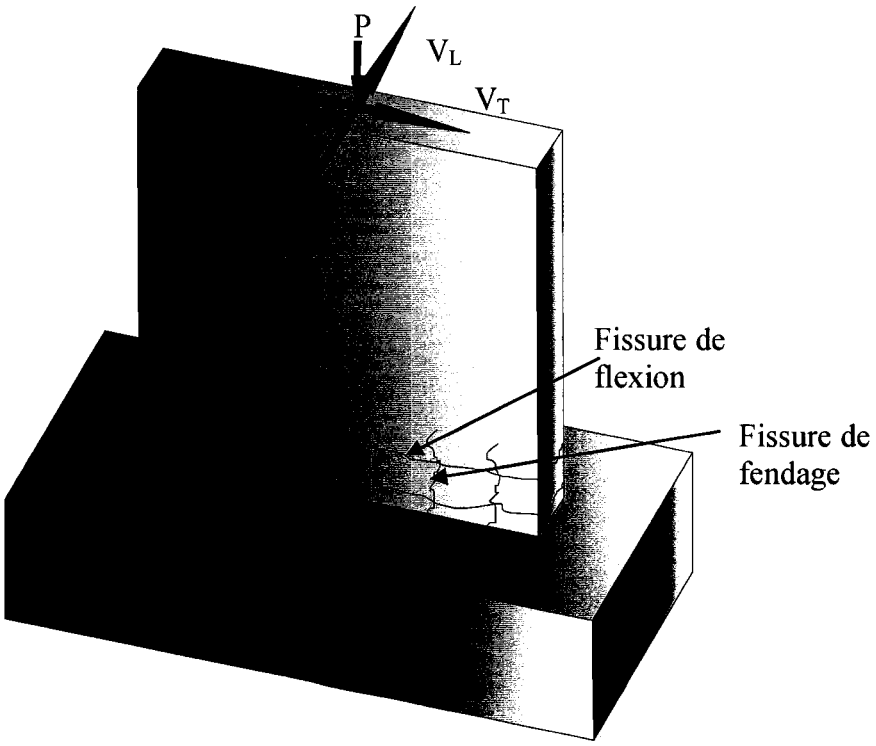


Figure 2.11 – Patron de fissures typiques des chevauchements d'armature des piles rectangulaires

Le mécanisme de rupture qui contrôle l'adhérence du béton aux barres d'armature est bien connu et est le résultat d'une multitude d'essais et d'analyses qui on eu lieu au cours des trente dernières années. La Figure 2.12 montre les quatre étapes qui

caractérisent le comportement entre le béton et les barres d'armatures. Voici, d'après Gambovra (1989), les étapes de la rupture des barres d'armature en tension dans le béton.

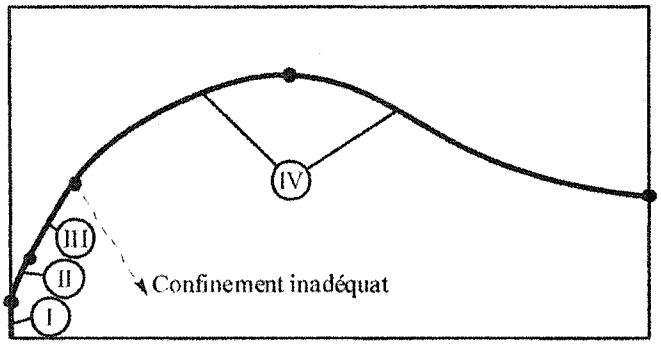


Figure 2.12 - Loi de comportement de l'adhérence béton - barres d'armature (Gambarova 1989)

- Étape I

Pour des contraintes d'ancrage faibles (0.5 à 0.8 f_{ct} où f_{ct} est la résistance en traction du béton), l'adhérence est assurée par l'adhésion chimique entre le béton et l'acier. À cette étape, il n'y a pas de glissement de la barre.

- Étape II

Pour de plus grandes contraintes (0.7 à 1.5 f_{ct}), l'adhérence chimique diminue et est remplacée par le frottement entre l'acier et le béton, ainsi que par les crénelures qui viennent buter sur le béton, tel qu'illustré à la Figure 2.13. Il y a alors apparition de microfissures à l'extrémité de la crénelure qui permettent à la barre de glisser.

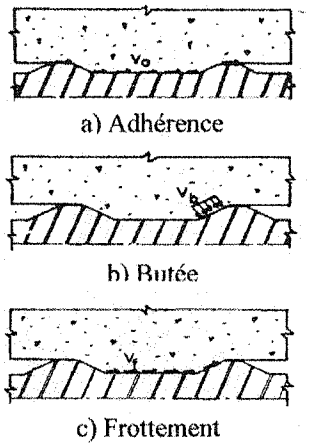


Figure 2.13 – Différents mécanismes d'adhérence des barres aux bétons

- Étape III

Lorsqu'on atteint des contraintes de l'ordre de 1 à 3 f_{ct}, il y a apparition de premières fissures de fendage longitudinal, qui sont le résultat des crénelures qui, en butant sur le béton, induisent une pression radiale. La Figure 2.14 montre comment se forme l'anneau de traction dans le béton autour de la barre, ce qui a comme conséquence de venir développer un confinement par le béton autour de la barre. L'adhérence est maintenant assurée par les clés de béton sur les crénelures. À cette étape, le confinement développé autour de la barre est fonction de l'épaisseur du couvert de béton, de l'espace entre les barres et de l'armature transversale mise en place.

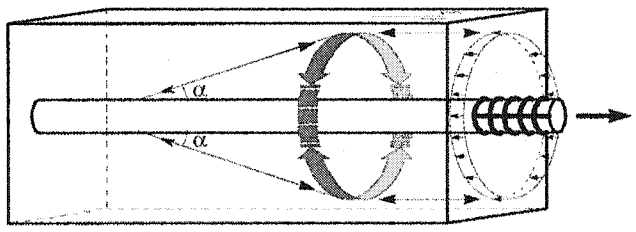


Figure 2.14 – Schéma de forces développées par les barres d'armatures (Cairns 1996)

- Étape IV

Tel qu'illustré à la Figure 2.15, lorsque les fissures longitudinales traversent complètement le couvert de béton, survient une perte soudaine d'adhérence entre le béton et la barre d'armature s'il n'y pas suffisamment d'armatures transversales. Par contre, s'il y a suffisamment de confinement, l'adhérence des barres sera assurée et des contraintes aussi élevées que 0.33 à 0.5 f'_c pourront être obtenues, accompagnées toutefois d'importants glissements de la barre.

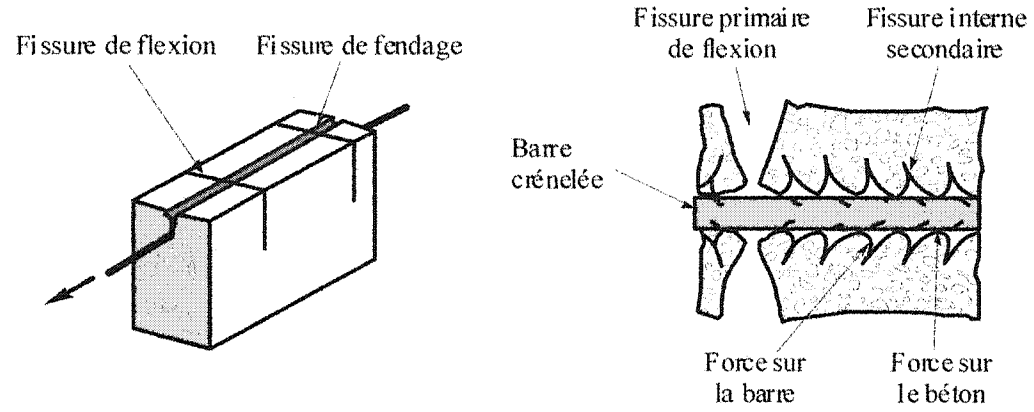


Figure 2.15 – Mécanisme de rupture par fendage (adapté de ACI-408 1992)

2.3.2 Effet du couvert de béton

Comme on a pu le constater, le béton qui enrobe les barres d'armature joue un rôle important dans le mécanisme de résistance, puis de rupture des chevauchements d'armature. Dans les études de Cairns et Jones (1996), les auteurs expliquent que lorsque l'on est près de la résistance de l'ancrage des barres d'armature, le transfert des forces entre le béton et les barres est assuré par les crénelures de celles-ci. La Figure 2.14 montre la résultante des forces de compression inclinée d'un angle alpha de l'axe de la barre. La partie radiale de cette force crée un anneau de tension dans le couvert de béton autour de la barre. Si cette force est supérieure à la capacité en traction du béton,

il se produira une rupture de fendage causée par la fissuration du béton. Pour contrer ce phénomène, des essais montrent que l'épaisseur du couvert de béton doit avoir au moins trois fois le diamètre de la barre.

La Figure 2.16 montre que le couvert de béton vient aussi influencer l'orientation des fissures de fendage. Il a été démontré, dans le rapport du comité ACI 408 (ACI 408R, 2002) fondé sur des essais sur poutres, que si le couvert de béton de la face inférieure de l'élément est plus mince que le couvert de la face latérale, le fendage aura lieu sur la face inférieure. Inversement, si le couvert de la face inférieure est plus épais que celui de la face latérale ou à la moitié de la distance entre les barres, le fendage aura lieu dans le plan des barres d'armature. On peut extrapoler ce comportement pour des piles, car elles aussi sont soumises à des efforts de flexion et, dans leur cas, l'ajout de la force de compression vient accentuer les risques de fendre latéralement le couvert, car les aciers auront tendance à flamber.

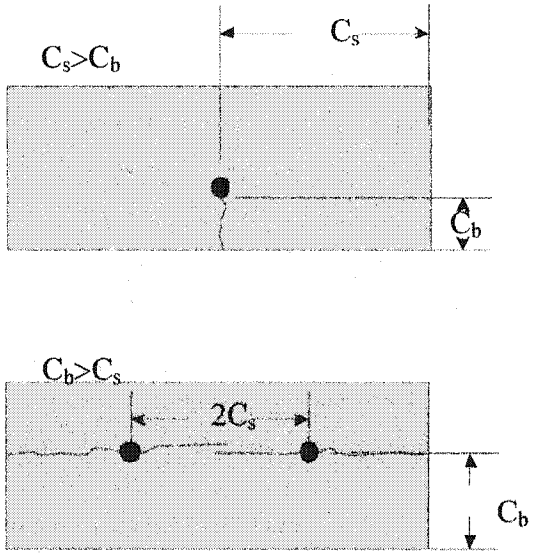


Figure 2.16 – Influence de l'épaisseur du couvert sur l'orientation du fendage

(Adapté de ACI 408, 2002)

2.3.3 Effet des aciers transversaux

Il a été indiqué précédemment que l'utilisation d'aciers transversaux empêchait les ruptures par fendage des chevauchements d'armature s'ils étaient en quantité suffisante, et mis en place de façon appropriée. Pour y arriver, les aciers transversaux agissent par confinement du béton autour des barres d'armature et viennent retarder l'ouverture des fissures longitudinales, conservant la composante de butée entre le béton et les barres d'armature. La Figure 2.17 montre les forces de butée appliquées par les barres d'armature qui provoquent la rupture de fendage.

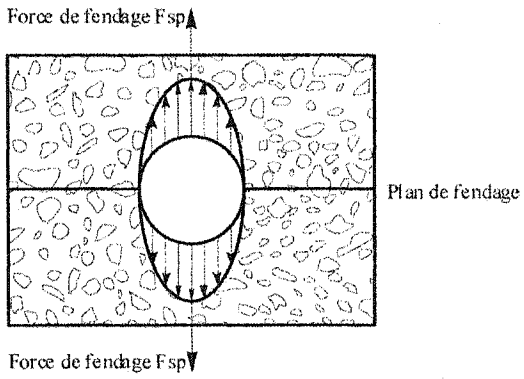


Figure 2.17 – Force de butée appliquée par les barres d'armature (Maeda 1995)

Pour contrecarrer cette force de fendage et confiner le béton, les étriers reprennent les forces telles que montrées à la Figure 2.18. On peut voir les forces de dilatation du noyau (V) qui sont contrecarrées par l'action combinée du confinement apporté par le béton (σ_t) et par les aciers transversaux (σ_w).

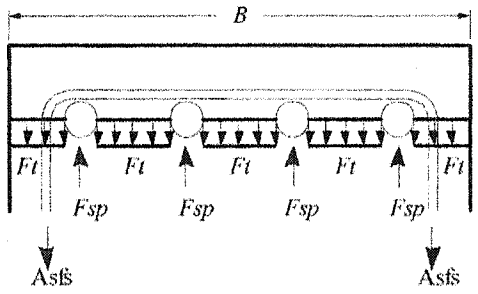


Figure 2.18 – Confinement par les aciers transversaux (Maeda 1995)

2.3.4 Définition de l'indice de confinement

Pour évaluer le confinement apporté par les aciers transversaux, les codes spécifient un indice de confinement du noyau de béton des piles. Pour le code canadien de calcul des ponts routiers (CAS/S6-00) l'article 8.15.2.2 définit l'indice de confinement de la façon suivante :

$$(d_{cs} + K_{tr}) \leq 2.5 d_b \qquad \textbf{(2-2)}$$

où d_{cs} = couvert minimum de béton

d_b = diamètre des barres d'armature

K_{tr} = confinement apporté par les étriers

s = distance entre les étriers

n = nombre d'étrier

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{10.5 sn} \qquad \textbf{(2-3)}$$

Si l'on regarde de plus près les termes de cette équation, on s'aperçoit que le confinement est fonction de l'épaisseur du couvert de béton et du confinement fourni par les étriers. On fixe une limite de $2.5d_b$ pour s'assurer d'une rupture par fendage et non par arrachement. Le paramètre de confinement des étriers K_{tr} est le rapport entre la force de plastification des aciers et leurs distributions spatiales. On considère donc dans cette équation que les aciers contribuent jusqu'à leur plastification en venant retenir le cœur de béton, qui a tendance à éclater et à se dilater lorsqu'il est soumis à des efforts de compression et de flexion. Une réflexion sur l'indice de confinement qui devrait mener à se redéfinition par les codes est présentée à la section 2.5.

2.4 Méthode de renforcement

Depuis plusieurs années, des chercheurs se sont intéressés au renforcement des piles de ponts ayant une capacité en ductilité insuffisante. Tel qu'expliqué précédemment, ce manque de ductilité vient du fait que des chevauchements d'armature ont été mis en place à la base de la pile dans la zone où devrait se former des rotules plastiques, ainsi que par un manque d'étriers transversaux assurant le confinement du béton dans ces zones. Donc, pour réduire les risques de rupture des piles en béton armé et augmenter leur résistance globale, les chercheurs ont développé des méthodes de renforcement qui consistent à augmenter le confinement des zones de rotules plastiques. Tel que présenté par Priestley et Chai (1992), les méthodes développées utilisent le mécanisme de confinement passif qui exerce une pression lorsque que le noyau de béton tente de se dilater sous les forces sismiques appliquées. Les méthodes de renforcement qui ont été développées à ce jour consistent à mettre en place des chemises soit en acier, en matériaux composites ou en béton. Elles ont été développées pour des colonnes circulaires, carrées ou faiblement rectangulaires (largeur sur épaisseur ≤ 2). Les piles rectangulaires qui ont un rapport largeur sur épaisseur supérieur à 2 sont très difficiles à confiner à l'aide de chemises car, tel qu'illustré à la Figure 2.19 et expliqué par les recherches de Karbhari (1999), lorsque la chemise est appliquée sur un longue surface, elle ne peut plus confiner le noyau de béton de manière convenable. Pour permettre le confinement, la chemise doit être ancrée à plusieurs endroits, ce qui vient réduire la distance de confinement. Ces ancrages viennent donc agir de façon similaire aux épingles dans le cas de constructions en béton armé.

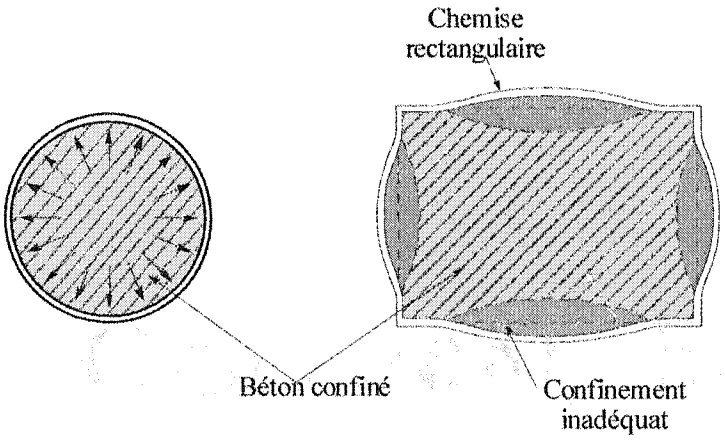


Figure 2.19 – Comparaison du confinement appliqué par une chemise sur une pile circulaire et rectangulaire

2.4.1 Chemises en acier

Les chemises en acier de forme circulaire ou elliptique sont les méthodes de renforcement les plus utilisées. La méthode consiste à mettre en place autour d'une pile existante une chemise d'acier qui viendra agir comme une membrane qui permet de reprendre les efforts de dilatation du béton, en agissant comme des étriers transversaux. Cette méthode permet, selon Priestley et Chai (1992), d'atteindre des ductilités en déplacement de l'ordre de 7 à 8 fois le déplacement élastique avec des courbes d'hystérésis stables, alors que le spécimen témoin n'atteignait qu'une ductilité de 1.5, une résistance en flexion inférieure à celle de conception et avec une courbe d'hystérésis instable. Ils ont aussi prouvé, tel qu'illustré à la Figure 2.20, que les chemises de type elliptique fonctionnent également aussi bien pour des piles faiblement rectangulaires ayant un rapport largeur sur longueur inférieur à 2 ($\frac{B}{H} \leq 2$).

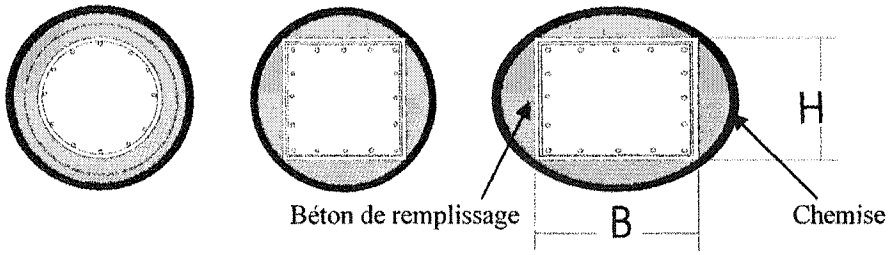


Figure 2.20 – Renforcement à l'aide de chemise

La méthode de renforcement la plus courante consiste à mettre en place une chemise d'acier sur la zone possible de rotule plastique. La chemise étant de dimensions supérieures à la pile, l'espace libre est comblée à l'aide d'un coulis de remplissage. Il est aussi important de laisser un espace entre la semelle de la pile et le chemisage. Cet espace est important, car son absence viendrait augmenter la capacité en flexion de la pile. Ceci aurait pour effet d'augmenter l'effort tranchant nécessaire pour développer une rotule plastique, ce qui pourrait occasionner un mode de rupture en cisaillement à l'extérieure de la zone renforcée, au lieu d'un mode de rupture en flexion. Cet espace est aussi nécessaire si l'on ne veut pas que la chemise subisse des efforts de compression lors de grands déplacements latéraux.

2.4.2 Chemises en matériaux composites

Les chemises en matériaux composites sont une nouvelle méthode qui est utilisée pour renforcer les piles de ponts. Pour ce type de chemise, on vient coller directement plusieurs couches de matériaux composites sur l'élément à l'aide de la colle époxy. Les matériaux les plus utilisés sont les fibres de carbone et les fibres de verre. Les travaux de Seible et al. (1997) montrent que ce type de renforcement est particulièrement efficace pour le renforcement en cisaillement des piles trapues et pour le renforcement en flexion des piles plus élancées. Les matériaux composites peuvent être produits de différentes façons, soit des lamelles rigides ou tissées comme une étoffe. Lorsqu'ils

sont tissés, les matériaux composites présentent généralement des caractéristiques mécaniques différentes dans les deux directions orthogonales.

La méthode la plus populaire semble être l'utilisation des matériaux composites tissés, car ils sont facilement mis en place. Il suffit d'imprégner le tissu dans l'époxy et l'enrouler sur l'endroit que l'on veut renforcer. On peut ainsi jouer sur le nombre de couches de tissu appliquées selon la résistance recherchée. Priestley et al. (1994) expliquent que la chemise de composites agit selon la même façon que les chemises d'acier ; elles confinent la section lorsque le béton se dilate.

Des essais effectués par Xiao (1999) ont comparé des spécimens de piles circulaires renforcées à l'aide de chemises composites à un spécimen témoin non renforcé. L'utilisation de matériaux composites a permis de renforcer une pile qui, au départ, présentait peu de ductilité ($\mu \leq 2$) jusqu'à des ductilités de l'ordre de $\mu = 8$.

2.4.3 Chemises en béton

Une autre méthode développée est la mise en place d'une chemise en béton autour de la pile à réparer. Le principe de cette méthode est d'ajouter une surépaisseur de béton armé longitudinalement et transversalement autour de la pile existante. Cette réparation agit comme confinement autour des chevauchements d'armature, et peut empêcher la rupture par glissement des chevauchements. Des études effectuées par Rodriguez et Park (1994) montrent une amélioration de la capacité en ductilité des colonnes renforcées, ainsi que la conservation de la résistance de design lors d'essais cycliques.

2.4.4 Comparaison des trois méthodes de renforcement

Les tests effectués par Park (1994), Priestly (1992) et Xiao (1999) sur des piles de ponts montrent que l'utilisation des trois méthodes de renforcement permettent une bonne amélioration de leur comportement sismique. Toutefois, les chemises en acier et en matériaux composites semblent les meilleures solutions, car elles demandent moins d'efforts lors de leur mise en place. Si on compare maintenant ces deux types de chemise, Seible (1997) vient à la conclusion que les chemises en matériaux composites sont préférables. Elles sont plus simples à installer, car on a simplement à les coller sur la surface de la pile et elles ne viennent pas augmenter la rigidité initiale de la pile ni sa résistance. Il y a ainsi peu de chance d'introduire un nouveau mode de rupture.

Lorsque l'on observe les modes de fonctionnement des chemises, on considère aussi la chemise en matériaux composites comme la meilleure solution. On arrive à cette conclusion car les matériaux composites ne se déforment jamais dans le domaine plastique ; alors, à moins d'une rupture du composite, il retrouve toujours sa résistance initiale à la fin d'un cycle. Ce n'est pas le cas pour les renforcements à l'aide d'une chemise de béton ou d'acier. Dans le cas de la chemise de béton, il reste toujours le risque de perdre le couvert de béton lors des cycles de chargement imposés par un séisme et d'endommager le noyau de béton, ce qui viendra réduire la rigidité de la colonne. Pour la chemise en acier, les efforts repris par la chemise peuvent amener la plaque d'acier à la plastification, ce qui résultera en des déformations résiduelles dans l'acier qui induira un comportement moins efficace lors des cycles subséquents.

Pour ce qui est de la durabilité des renforcements, l'utilisation d'une chemise en béton semble la moins efficace, car on retrouvera les mêmes problèmes de corrosion des aciers d'armature et de fissuration de la matrice de béton que sur les piles en place sur le système routier du Québec. Si l'on compare la chemise en composite à celle en acier, on prévoit une meilleure durabilité pour celle en acier car, d'après Karbhari (1999), les

chemises en matériaux composites soumises à des températures allant de -10 à -40°C montrent une perte importante de résistance en traction, ainsi que des modifications importantes de l'endommagement progressif du matériau sous des charges cycliques.

Au niveau de la mise en place des renforcements, la chemise d'acier et celle en matériaux composites demandent une expertise plus grande que celle de béton, mais les armatures de renforcement sont beaucoup plus longues à mettre en place dans le cas de la chemise en béton. En effet, la chemise en béton demande une grande quantité d'ancrages pour assurer l'action composite avec la pile.

2.5 Réflexions sur les mécanismes de rupture

Suite à l'étude et à la présentation de la théorie développée au cours des années, on a porté plusieurs réflexions sur les paramètres qui contrôlent les divers mécanismes de rupture des piles de ponts. Ces réflexions ont permis de relever certaines incongruités dans la théorie présentée et utilisée à ce jour. Dans cette section, les fruits de ces réflexions seront présentés et il sera tenté d'expliquer comment il serait possible de modifier la théorie pour mieux expliquer les phénomènes rencontrés expérimentalement.

Le premier point sur lequel on s'est attardé a déjà été présenté aux sections 2.3.2 et 2.3.4. Dans ces sections, on explique comment le couvert de béton vient apporter une contribution importante à la résistance des chevauchements d'armature. D'un côté, l'épaisseur vient influencer la direction de propagation des fissures de fendage et de l'autre, l'épaisseur du couvert de béton apporte une partie importante dans l'équation 2.2 de l'indice de confinement. L'utilisation du couvert de béton lors de l'évaluation de la résistance des chevauchements d'armature est raisonnable lorsque l'élément en question est soumis à des charges appliquées de façon statique. Par contre, lorsque

l'élément est soumis à des charges cycliques alternées importantes, il a été démontré en laboratoire et sur le terrain que le couvert de béton se dégrade rapidement. On considère donc qu'à partir du moment où le couvert de béton se dégrade et se brise, on ne peut plus le considérer dans le calcul de la résistance des chevauchements d'armature. On obtient ainsi une diminution de la résistance des chevauchements d'armature, qui sera celle obtenue lors d'événements sismiques. On conclut que, lors d'un design sismique de piles de ponts, la composante apportée par le couvert de béton ne devrait pas être considérée. Tel que mentionné précédemment dans le cas de charge statique, l'utilisation du couvert de béton est raisonnable. Par contre, s'il se produit une dégradation du béton causée par la fissuration et par la corrosion des armatures, le couvert de béton peut se briser. On doit donc, lors de l'évaluation de structures existantes, évaluer si l'on peut, de façon sécuritaire, tenir compte de la présence du couvert de béton lors du calcul de la résistance des éléments.

Le deuxième point sur lequel on s'est attardé est la façon dont est confiné le noyau de béton de la pile. La Figure 2.18 montre le confinement anticipé pour le noyau de béton. Dans cette figure, on voit que, pour contrecarrer la dilatation du noyau de béton, le couvert de béton et les étriers de cisaillement développent des forces qui viennent confiner ce noyau. Cette représentation semble incorrecte. En effet, avant la fissuration du couvert de béton, les aciers transversaux ne contribuent pas au confinement, alors qu'une fois fissuré, le béton contribue moins alors que les armatures, elles, contribuent. Ce vison du fonctionnement du confinement du noyau de béton est présenté à la Figure 2.21.

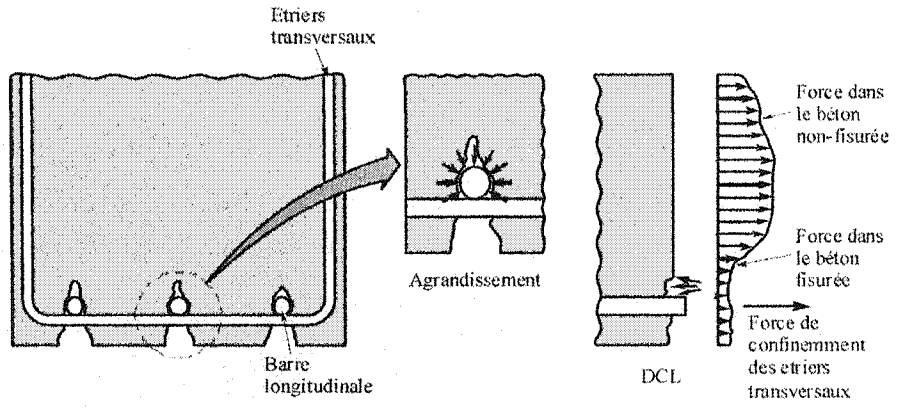


Figure 2.21 – Confinement du noyau de béton

La Figure 2.22 illustre les diverses forces qui sont mobilisées pour résister à la dilatation du béton le long des barres longitudinales. Dans un premier temps, seul le couvert de béton vient appliquer une force de confinement sur le noyau. Par la suite, pendant que les barres développent leurs champs de tension pour, eux aussi, reprendre la dilatation du noyau, celui-ci fissure. Finalement, une fois que le couvert de béton a fissuré les forces développées qui viennent confiner le noyau de béton sont celles apportées par les barres d'armatures et la force résiduelle dans le béton fissuré.

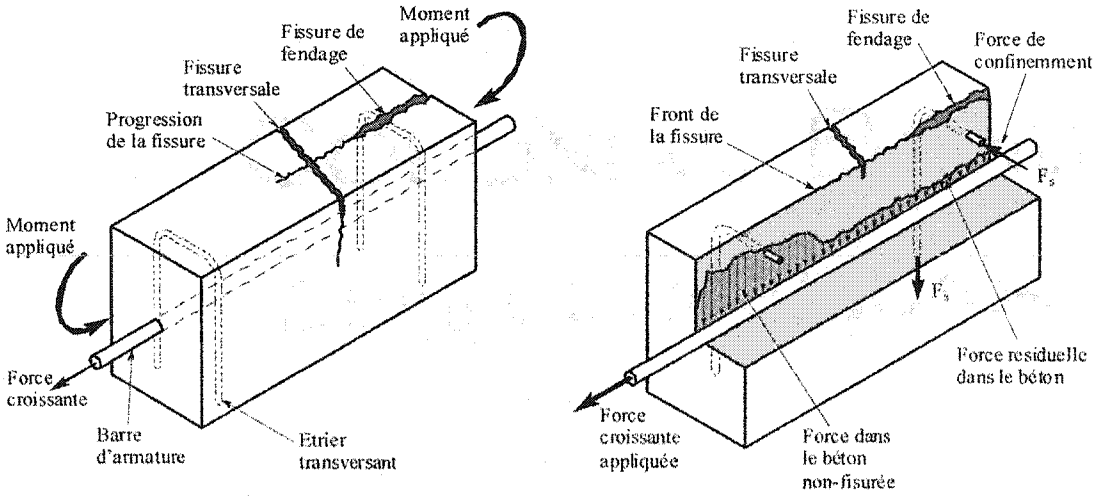


Figure 2.22 – Étape de confinement du noyau de béton

Finalement, le troisième point abordé a été présenté à la section 2.3.4 où il était question du couvert de béton, et comment celui-ci il est pris en considération dans l'indice de confinement. On va s'attarder maintenant au rôle des aciers transversaux. L'équation 2-3 assume que les aciers transversaux plastifient lorsqu'ils confinent le noyau de béton. Cette hypothèse est remise en question, car les récents essais effectués par Zuo et Darwin (2000), valide pour des essais en flexion, démontrent que les barres d'armature ne plastifient pas. Pour mieux représenter le phénomène, Darwin (2003) a proposé les modifications suivantes à l'équation 2-3:

$$K_{tr} = \frac{40A_{tr}}{sn} \tag{2-4}$$

On peut voir maintenant que l'indice de confinement n'est plus fonction de la plastification des aciers transversaux, mais plutôt d'un terme qui s'apparente à la rigidité.

Ces diverses réflexions effectuées sur la théorie de la résistance des chevauchements montrent qu'il y a encore beaucoup de recherche à effectuer sur le sujet, mais que les études en laboratoire, ainsi que celles effectuées sur le terrain, permettent de mieux comprendre et faire progresser les connaissances sur le sujet.

2.6 Concept nouveau sur la rupture des chevauchements d'armature

Tel que mentionné précédemment pour les piles fortement rectangulaires, on ne peut plus compter sur le transfert des forces de dilatation du cœur de béton vers les chemises d'acier, étant donné la géométrie de la réparation. D'autres approches doivent être étudiées afin d'apporter une solution au problème de ductilité des piles rectangulaires.

Dans la présente étude, on se concentrera sur l'utilisation d'une surépaisseur de béton renforcée de fibres. Cette idée vient du mécanisme de rupture même des

chevauchements d'armature. Le phénomène de rupture s'initie lors du développement du champ de tension autour des barres, et se termine lors de l'apparition des fissures de fendage qui vient affaiblir le béton dans la zone de chevauchement au point de lui permettre de se disloquer. Ainsi, comme dans ce cas, il n'y a pas assez d'étriers transversaux pour assurer le confinement adéquat du noyau de la pile ; il a été décidé de mettre au point un nouveau type de confinement qui ne tient pas compte des forces de dilatation du cœur de béton, mais plutôt des forces de dilatation locales induites par la pression radiale des armatures.

Ce type de confinement est mis en place au niveau des chevauchements d'armature pour venir empêcher l'initiation même du mode rupture. Comme la surépaisseur est installée au niveau des armatures longitudinales, il est impossible d'obtenir la perte du couvert de béton grâce à la présence des fibres et, par le même fait, on vient empêcher l'apparition des fissures de fendage, car le béton renforcé de fibres a la propriété de procurer une résistance post-fissuration en traction et d'ainsi contrôler l'ouverture des fissures. Ce double gain vient donc empêcher la rupture, non pas en confinant le noyau de béton, mais plutôt en venant reprendre les efforts du champ de traction des barres d'armature. Un nouveau type de confinement vient donc d'être étudié, il fonctionne selon un mode local, radicalement différent de celui donné par les aciers transversaux, et qui reste à être étudié plus profondément pour permettre le développement d'équations de design.

2.7 Sommaire du chapitre 2

Voici les principales conclusions obtenues à la fin de ce chapitre, et qui peuvent être résumées en quelques points :

- L'évaluation des piles de ponts existantes montre que plusieurs lacunes importantes ont été incorporées dans leurs designs. Il a été observé plusieurs problèmes potentiels qui se résument à :

    - Une résistance en flexion insuffisante
    - Un manque de confinement au niveau du chevauchement d'armature
    - Peu de ductilité lors de séismes majeurs
    - Un manque de durabilité des structures qui vient affecter leur résistance à long terme

- L'observation des codes de calcul des ponts routiers canadiens actuels montre aussi des lacunes au niveau de la définition de certains paramètres, tels que :

    - L'indice de confinement K_{tr} qui considère la plastification des armatures transversales alors que des recherches ont démontré le contraire.
    - Évaluer la résistance des chevauchements lors de designs sismiques en utilisant le couvert de béton lors du calcul de l'indice de confinement, alors que des recherches ont démontré la perte du couvert très rapidement lors d'un chargement cyclique.

- L'évaluation des diverses méthodes de renforcement consistant à la mise en place d'une chemise soit de béton, d'acier ou de matériaux composites.

    - L'augmentation de la résistance et de la ductilité obtenue lors de la mise en place des trois méthodes de renforcement pour les piles circulaires, carrées et faiblement rectangulaires.
    - Le peu d'efficacité des méthodes pour les piles fortement rectangulaires, car il plus difficile de confiner la partie centrale de la pile.

- Le développement d'une nouvelle méthode de renforcement qui ne viendra pas, contrairement aux méthodes actuelles, augmenter le confinement du noyau de piles, mais plutôt augmenter les caractéristiques mécaniques du matériau autour des chevauchements d'armature pour empêcher les fissures de fendage de se former.

Chapitre 3 Développement du mélange de béton de fibres autonivelant

3.1 Béton renforcé de fibres

3.1.1 Historique des bétons de fibres

Le concept de renforcer des matériaux de construction à l'aide de fibres existe depuis plusieurs années. Le but principal recherché est de transformer le comportement de ces matériaux d'un état de rupture fragile à un état de rupture ductile (Rossi 1998).

Tel que décrit par Johnston (2001), une de ces premières utilisations fut de renforcer les briques d'argile avec des fibres végétales (foins) et animales (crins de cheval). Par contre, le premier exemple moderne a été un coulis de ciment renforcé de fibres d'amiante autour des années 1900. Pour ce qui est du béton renforcé de fibres (BRF), le premier brevet a été déposé en France au cours de l'année 1918 et consistait à mélanger de petites quantités de fibres de bois, acier et autres matériaux. Tel qu'indiqué par Casanova (1996), le béton fibre a vraiment fait son apparition comme véritable matériau de construction au début des années 1960 par les travaux de Romualdi (1963). Depuis cette époque, beaucoup de recherches en laboratoire ont été effectuées pour mieux comprendre l'interaction entre les fibres et la matrice de béton. On a aussi vu l'apparition, sur le marché, de fibres de géométries et de matériaux différents. Aujourd'hui, les concepteurs se limitent dans les mélanges de béton renforcé de fibres modernes à l'utilisation de fibres d'acier et de fibres synthétiques. L'utilisation faite actuellement des fibres dans le domaine industriel s'est développé principalement dans les zones où l'utilisation du béton armé est coûteux et difficile à mettre en œuvre. Les principales applications sont, aujourd'hui, les dalles industrielles sur sol et le béton

projeté. Dans ce type d'application, de faibles pourcentages de fibres allant de 15 à 40 kg/m^3 sont utilisés dans les mélanges de béton. À ces pourcentages faibles, les fibres jouent plus un rôle de contrôle de la fissuration qu'un apport structural concret. Pourtant, la recherche sur l'utilisation de bétons renforcés de fibres avec une haute teneur en fibres (de 80 à 800 kg/m^3) continue et de nouvelles possibilités d'utilisation industrielles très prometteuses ont vu le jour. On a construit récemment une dalle de pont avec du BRF afin d'augmenter sa résistance à la fatigue sous des charges cycliques (Nolet et Massicotte 2002). Une dalle de pont a aussi été construite avec un BRF à haute teneur en fibres, ce qui a permis de réduire de moitié la quantité d'armature de la dalle (Massicotte 2003). Cette innovation a permis de réduire les risques de corrosion de la dalle et d'assurer une meilleure durabilité. On a aussi développé des méthodes de conception d'assemblages poutres–colonnes à l'aide de BRF qui permettent d'améliorer de façon très importante le comportement sismique (Pineau 1994).

Des comités, dont le comité TC 162-TDF de la RILEM ainsi que le comité 544 du ACI, ont été mis sur pied afin de définir les différentes règles et recommandations pour l'utilisation des bétons de fibres.

3.1.2 Propriétés plastiques des bétons renforcés de fibres (BRF)

Les propriétés des bétons de fibres sont influencées autant par les matériaux qui les composent que par l'interaction qu'ils ont entre eux. Dans cette partie, les paramètres qui influences le plus le comportement du BRF seront brièvement décrit.

3.1.2.1 Les fibres utilisées dans le mélange

Plusieurs paramètres viennent définir les fibres et leurs effets sur les mélanges de béton. Un des paramètres très important est la géométrie des fibres qui a un effet majeur sur le mélange de béton plastique et durci. La géométrie d'une fibre est définie par son rapport d'élancement, qui est le rapport entre sa longueur et son diamètre, ainsi que par la forme qu'épouse la fibre. Il y a une limite que ne doit pas dépasser le rapport d'élancement d'une fibre pour qu'elle puisse être mise en place dans un mélange. Cette limite varie énormément pour chaque type de fibre, car la forme de celle-ci vient modifier son comportement dans le mélange de béton plastique.

Tel que décrit par Casanova (1995), l'introduction de fibres dans un béton entraîne aussi une perturbation du squelette granulaire. Cette perturbation peut être corrigée par la modification de la quantité de ciment et par l'ajustement de la granulométrie des granulats pour tenir compte de la présence des fibres. La méthode Baron-Lesage (Rossi 1998) a été développée pour quantifier et qualifier l'effet des fibres sur la maniabilité des bétons fibrés. Cette méthode sera présentée au point suivant.

Finalement, la quantité de fibres utilisée dans un mélange peut avoir un effet important sur le mélange de béton. La quantité de fibres peut varier de 0.1% pour des bétons très peu fibrés à des pourcentages allant de 2% pour des bétons très fibrés jusqu'à 10% pour des bétons de fibres ultra-performants (BFUP). La quantité de fibres est calculée en pourcentage de la masse de fibres utilisée dans un mélange de 1 m^3 de béton sur la masse volumique de 1 m^3 d'acier. Donc, 1% de fibres d'acier représente 1% × masse volumique de l'acier 7850 kg/m^3 = 78.5 kg/m^3 de fibres d'acier dans un mélange de 1 m^3 de béton.

3.1.2.2 Maniabilité des mélanges de BRF

La qualité première du béton de fibres est sa maniabilité. Une bonne maniabilité, à l'état plastique, permettra d'obtenir une dispersion uniforme des fibres dans la matrice et facilitera la mise en place et la finition du béton. Pour produire un béton renforcé de fibres maniable, il ne suffit pas de rajouter des fibres à un mélange déjà conçu. La formulation de chaque béton doit être développée en fonction de la résistance recherchée, de la facilité à le mettre en œuvre. Puisqu'aucune théorie de fabrication de béton de fibres n'a été développée à ce jour, on doit expérimentalement mettre au point chaque mélange en fonction des fibres utilisées et des caractéristiques d'ouvrabilité et de résistance recherchées.

Tel que mentionné précédemment, les paramètres qui permettent d'ajuster la maniabilité d'un BRF est la quantité de ciment ainsi que la proportion des divers granulats dans le mélange. De plus, le rapport d'élancement peut également jouer sur la maniabilité du mélange. L'élancement des fibres doit être suffisamment bas pour empêcher la formation d'oursins de fibres lors du malaxage et, d'après Rossi (1998), la longueur des fibres ne doit pas excéder 2 à 2,5 fois le diamètre du plus gros granulat.

3.1.2.3 Élaboration d'un mélange

La maniabilité d'un mélange est fonction de plusieurs facteurs. Pour permettre l'optimisation de ces facteurs, la méthode Baron-Lesage peut être utilisée. Cette méthode est basée d'après Baron (1969) et sur les deux postulats suivants de Rossi (1998):

- Pour un rapport (massique) eau sur ciment (e/c) et une quantité de pâte (e+c) données, le béton le plus compact a une maniabilité optimale ;

- L'optimum de compacité tel que montre la Figure 3.2 (déterminé par la constitution du squelette granulaire : sable plus granulats) n'est pas modifié lorsqu'on fait varier les quantités e/c et e+c.

À ces conclusions de Baron applicables aux bétons, Rossi (1998) ajoute, en ce qui a trait au BRF :

- En ce qui a trait à la capacité, les fibres métalliques ont le même effet que les gros granulats dans l'optimisation du squelette granulaire ;

- Augmenter la quantité de sable augmente la porosité du béton, ce qui doit être compensé par l'augmentation de la quantité de ciment.

Pour permettre d'évaluer la maniabilité d'un mélange de béton renforcé de fibres, on ne peut plus utiliser le cône d'Abrams, car il est impossible d'obtenir des résultats comparatifs pour des bétons fluides. Plusieurs dispositifs ont été développés pour évaluer la maniabilité des BRF, mais celui qui semble le plus adapté est le maniabilimètre LCL montré à la Figure 3.1.

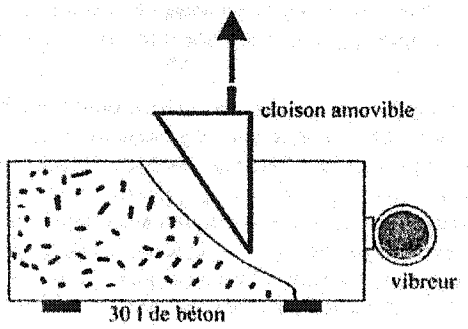


Figure 3.1 – Maniabilimètre LCL (Casanova 1996)

L'essai consiste à préparer un mélange de BRF, qui est ensuite introduit dans le compartiment du maniabilimètre. Ensuite, et de manière simultanée, un vibrateur est actionné à l'ouverture d'une cloison qui laisse le béton s'écouler. Le temps nécessaire au BRF de s'écouler du compartiment est la mesure de sa maniabilité. En faisant varier le rapport S/G, où S est la masse de sable et G la masse des gros granulats, on porte en graphique les temps d'écoulement. Au temps d'écoulement le plus faible correspond le rapport S/G donnant la compacité maximale du squelette granulaire du mélange et la maniabilité la plus grande (Figure 3.2). À rapport S/G constant, la variation du rapport e/c ou e+c ainsi que l'ajout de superplastifiant affectera le temps de maniabilité mais la valeur optimale de S/G demeurera constante.

Cet essai dynamique permet donc de quantifier le temps de mise place sous vibration d'un BRF. Ceci représente bien la mise en place sur le chantier et ainsi peut-on utiliser avec confiance cette méthode pour optimiser les mélanges.

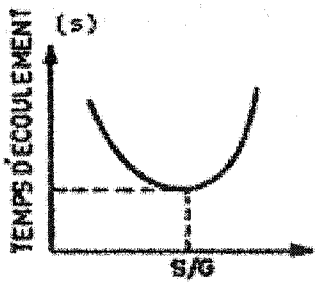


Figure 3.2– Courbe d'optimisation pour un BRF

Voici donc, de façon synthétisée, les étapes qui permettent de développer un BRF maniable :

1. Spécification de la résistance recherchée et de la maniabilité voulue ;
2. Développement du mélange de béton standard pour ces caractéristiques ;

3. Enlèvement d'une quantité égale en poids ou en volume des fibres ajoutées du gros granulat qui a la même taille que les fibres ;
4. Variation de la composition du squelette granulaire du mélange et mesure du temps d'écoulement à l'aide du maniabilimètre ;
5. Déterminer la composition optimale du rapport S/G.

3.1.3 Comportement structural des bétons renforcés de fibres

Un aspect intéressant à comprendre est l'effet de l'introduction des fibres dans la matrice sur la résistance en traction et en compression des bétons. Rossi (1998) explique que, contrairement à l'opinion générale, l'introduction de fibres longues (20 mm à 60 mm) à des pourcentages faibles (1% à 2%) ne vient pas augmenter la résistance en traction du BRF. L'explication de ce phénomène vient du fait que, pour conserver une bonne maniabilité à l'état plastique du BRF, on augmente nécessairement la quantité de particules fines (ciment et/ou sable). Ceci a pour effet d'augmenter la porosité de la matrice à l'état durci. Tel que démontré pour des granulats donnés, l'augmentation de la porosité de la matrice vient réduire la résistance à la traction. Ainsi, un mélange de béton sans fibre sera toujours plus résistant que le même mélange avec des fibres à cause de l'augmentation de la porosité. Par contre, le BRF aura un comportement ductile une fois la matrice fissurée.

Il est important de comprendre l'apport structural des fibres d'acier dans un mélange de béton. D'après Rossi (1998), les fibres interviennent sur les différentes étapes de fissuration du béton. On peut séparer en trois étapes la fissuration d'un béton.

La première étape est la microfissuration diffuse au sein de tout le volume de béton. Durant cette étape, les fibres peuvent coudre les microfissures et retarder leur

développement. Ceci peut amener une plus grande résistance au niveau du matériau si les fibres sont suffisamment petites pour agir à cette échelle.

La deuxième étape se produit lorsque les microfissures se rencontrent pour former des macrofissures ; on appelle cette étape la localisation. Cette étape est retardée par les fibres suite à l'effet décrit auparavant.

La troisième étape est la phase où les macrofissures se propagent dans la matrice. À l'intérieur cette phase, les fibres peuvent coudre les macrofissures et ainsi assurer la capacité portante et une plus grande ductilité au niveau structural du mélange.

Cependant, pour influencer le comportement du matériau à ces trois étapes, des fibres de longueur différentes doivent être utilisées. Les longues fibres jouent un rôle uniquement à la troisième étape, à moins d'être en quantité supérieure à 2 %.

3.1.3.1 Influence de la géométrie et de la nature des fibres

Quand on s'intéresse de plus près aux fibres qu'on ajoute au mélange, on se rend compte que plusieurs de leurs paramètres vont influencer le comportement structural du béton. Parmi les paramètres ayant une influence importante, on retrouve la forme des fibres et le matériau qui les compose.

Il a été montré précédemment que la forme des fibres influence le béton à l'état frais, mais il a aussi un effet très important sur le béton durci. Dans un premier temps, la longueur des fibres est importante. Les fibres de faible longueur seront beaucoup plus efficaces pour coudre les microfissures et, les longues, les macrofissures. Un autre paramètre de forme très important est le système d'ancrages de la fibre. Ces systèmes varient d'un fabriquant à un autre, certains ont des bouts droits, d'autres des crochets,

des têtes plates ou en cône et certaines sont ondulées. La forme de l'ancrage modifie la résistance post-fissuration du béton et sa capacité en ductilité. Il n'existe aucune règle de calcul pour quantifier l'effet d'un type de fibres par rapport à un autre. Pour connaître l'effet d'une fibre, il faut faire des essais en laboratoire et comparer les types de fibres entre eux.

La nature des fibres joue aussi un rôle important sur les caractéristiques structurales des bétons fibrés. Les fibres peuvent faites d'acier ou être synthétiques. Dépendamment de l'utilisation destinée du béton ainsi que les caractéristiques structurales voulues, des fibres de différentes natures peuvent être utilisées. Aux fins du projet, les recherches expérimentales se sont concentrées sur deux types de fibres : les fibres en acier et les fibres en polymère. Leurs comportements seront présentés lors de l'analyse des résultats d'essais.

3.1.3.2 Orientation préférentielle des fibres

D'après Rossi (1998), il existe une orientation préférentielle des fibres dans la matrice de béton. Cette orientation préférentielle n'est pas sans effet sur le comportement structural des bétons renforcés de fibres. Tel que montré à la Figure 3.3, des fibres qui s'orientent perpendiculairement aux fissures seront très efficaces et peu efficace pour celles parallèles aux fissures.

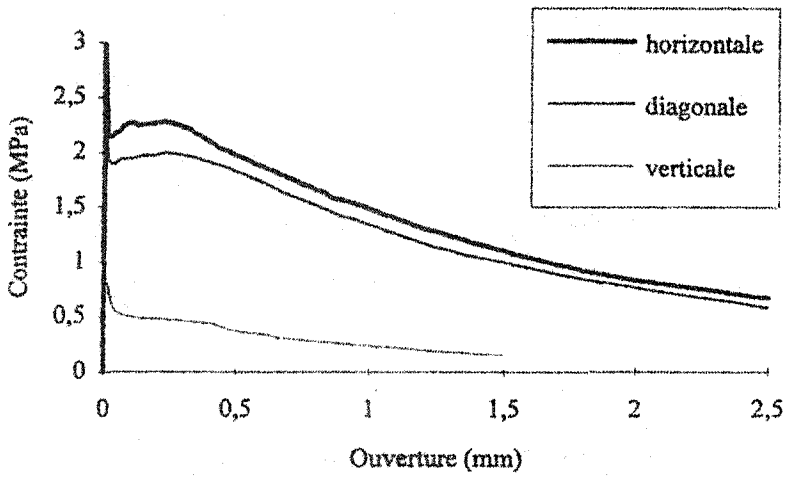


Figure 3.3 – Effet sur la résistance de l'orientation des fibres (Rossi 1998)

Cette observation illustre l'importance de déterminer les propriétés des BRF selon l'orientation des fibresoù ils seront appelés à contribuer.

3.1.4 Béton renforcé de fibres autonivelant

Depuis 1997, le ministère des Transports du Québec utilise les bétons autonivelants pour des réparations d'éléments minces et élancés. On retrouve par exemple parmi ces éléments : les chevêtres, les poutres, les diaphragmes et les piles. Le béton autonivelant est devenu une option de réparation qui peut remplacer l'utilisation du béton projeté dans les endroits exigus. Ceci permet donc, sous l'effet de la gravité, sans vibration, de venir combler les vides laissés suite à la démolition et l'enlèvement de béton endommagé.

Plusieurs paramètres doivent être suivis pour pouvoir qualifier un béton d'autonivelant. Le mélange doit avoir un étalement de 650 mm, plus ou moins 50 mm selon la norme 3102 du ministère des Transport du Québec. On obtient cet étalement à l'aide du cône d'Abrams et, au lieu de calculer l'affaissement, on mesure le diamètre de la surface

horizontale du béton une fois le cône enlevé. Un deuxième paramètre est la vitesse d'écoulement qui doit être inférieure à 6 secondes.

Pour arriver à produire un mélange de béton avec un étalement aussi important, Sedran (1995) explique que l'on doit utiliser une grande quantité de particules fines et de superplastifiant. Pour augmenter les particules fines du mélange, on utilise de grandes quantités de liant, qui est composé de ciment Portland additionné de fumée de silice, de cendres volantes ou de fines calcaires. Ces modifications ont pour effet d'augmenter de façon importante la ségrégation entre les divers éléments composant le mélange de béton. Pour contrer cet effet indésirable, on utilise comme adjuvant chimique des agents colloïdaux qui permettent au mélange de conserver son homogénéité.

Une innovation récente consiste à utiliser, dans le mélange de béton, des fibres d'acier qui améliorent de façon importante le comportement post-fissuration. Par la même occasion, les réparations auront une meilleure résistance à la fissuration, et auront une belle apparence plus longtemps. Par contre, comme l'introduction des fibres demande une augmentation des particules fines pour conserver une bonne maniabilité, il faut aussi ajouter une grande quantité de superplastifiant pour obtenir l'étalement spécifié, en plus de devoir utiliser une plus grande quantité d'agent colloïdal pour empêcher la ségrégation. Les modifications apportées aux mélanges ont donc comme effet d'accroître les coûts associés aux matériaux, et la fabrication demande des équipments spécialisés pour l'introduction des fibres, ce qui a aussi comme effet d'accroître les coûts.

3.1.5 Nouveau produit : - SimCon / SifCon

D'autres méthodes de fabrication de béton renforcé de fibres existent sur le marché. Ces méthodes portent le nom de SimCon « slurry infiltrated matress » et de SifCon

« Slurry infiltrated fiber », et consistent à mettre en place soit un matelas de fibres orientées et continues ou un amas de fibres dans une zone à réparer et ensuite de faire infiltrer un coulis de ciment pour saturer les fibres. Comme le SifCon doit être mis en place sur une surface horizontale, cette approche ne sera pas possible pour la réparation de piles de ponts. Le SimCon, quant à lui, peut être installé sur des surfaces verticales et ainsi pourrait être utilisé dans le cas de renforcement de piles. L'avantage du SimCon est le pourcentage élevé de fibres (5.25%) et la capacité d'orienter les fibres de façon préférentielle et rendre ainsi la réparation la plus efficace possible. D'après Krstulovic-Opara (2000), le SimCon permet donc d'obtenir des caractéristiques mécaniques supérieures au BRF conventionnel. Il observe pour le SimCon une plus grande résilience, une résistance en traction supérieure et davantage de ductilité qu'avec le BRF standard. Par contre, leur mise en œuvre est plus coûteuse à cause des matériaux qui sont fabriqués spécialement pour cette application ainsi que par la nécessité de former des ouvriers compétents pour effectuer le travail. Ce sont pour ces raisons qu'un BRF a été utilisé pour ce projet.

3.2 Programme expérimental – Phase 1

Cette section a pour but de présenter la partie de ce projet de recherche qui a été allouée à la mise au point d'un béton renforcé de fibres autonivelant.

3.2.1 Objectifs du programme expérimental

L'objectif du programme de recherche est de concevoir un béton renforcé de fibres autonivelant (BRFA). Le béton ainsi développé devra avoir, à l'état plastique, une bonne maniabilité, un affaissement d'environ 500 mm et ne pas présenter une ségrégation importante au niveau de ses constituants.

3.2.2 Méthodologie du programme expérimental

Pour la première phase du programme expérimental, qui consiste à développer à l'état plastique un BRF, les étapes consistent à:

- Choisir un mélange de base ;
- Sélectionner trois types de fibres ;
- Faire la mise au point du mélange ;
- Fabriquer de prismes entaillés de dimension 150×150×600mm ;
- Évaluer les caractéristiques mécaniques des spécimens ;
- Choisir le mélange possédant les meilleures caractéristiques.

3.2.3 Mise au point du mélange

Lors de la mise au point du mélange, on a d'abord fixé les paramètres importants que devait avoir, à l'état plastique, le mélange. La mise en place est le facteur le plus important pour ce type de réparation. Elle consiste à faire une réparation mince dans une zone où l'on rencontre une congestion d'armature. Les caractéristiques requises à l'état durci seront atteignables en dosant convenablement le rapport eau/ciment.

3.2.3.1 Méthodologie

Dans un premier temps, à l'état plastique, le mélange doit être très fluide pour bien pénétrer dans le coffrage et les armatures qu'il contient. Il a été décidé d'opter pour un béton autonivelant qui a la propriété d'avoir un étalement important ce qui se traduit, lors de la mise en place, par une grande fluidité. Cette fluidité provient de l'utilisation d'une proportion importante de ciment contenant des ajouts cimentaires (particules

fines), ou une quantité importante de poudre de ciment dans le mélange. Ces particules fines agissent comme graisse entre les particules plus grosses du mélange. Il a été décidé d'utiliser des granulats de petite dimension et de forme ronde pour réduire la viscosité du mélange. Un superplastifiant a été utilisé dans le mélange pour y réduire la viscosité et permettre d'obtenir l'affaissement recherché. Plusieurs mesures ont ainsi été prises pour réduire la viscosité, ce qui a eu pour effet d'augmenter la ségrégation du mélange. Afin de réduire la ségrégation, un stabilisateur composé d'agents colloïdaux a donc été introduit dans le mélange.

Une fois ce mélange mis au point, une quantité de fibres est venue remplacer une partie des granulats, pour former le béton autonivelant renforcé de fibres utilisé dans ce projet.

3.2.3.2 Mélange initial

Comme mélange initial, un béton autonivelant conventionnel suggéré par les compagnies d'adjuvants a été utilisé. Le mélange de base proposé avait été développé pour fournir un étalement de 500 mm à l'état plastique, et une résistance de 50 MPa à l'état durci. Les caractéristiques de ce mélange sont présentées au Tableau 3-1.

Tableau 3-1 – Caractéristiques du mélange de béton autonivelant de base.

Constituant du mélange	Quantité pour $1m^3$
Eau	180.5 L
Ciment type 10 + F.S	450 kg
Sable	780 kg
Pierre 5 mm-14 mm	780 kg
Superplastifiant - Eucon 37	6 L
Réducteur d'eau - Eucon Dx	832.5 mL

Tableau 3-1 – Caractéristiques du mélange de béton autonivelant de base (suite).

Retardateur de Prise - Eucon 720	225 mL
Stabilisateur de mélange - Euco-Nivo	2.5 L
Entraîneur d'air - Air extra	225 mL
Rapport Eau/Ciment	0.42

Il est très intéressant d'utiliser ce genre de mélange de base, car l'optimisation des quantités des différents adjuvants tel que les réducteurs d'eau, l'entraîneur d'air, les retardateurs de prise, a déjà été effectuée et on a pas eu à s'occuper de cette partie de l'optimisation du mélange. Le mélange de base utilise une quantité de superplastifiant pour augmenter la fluidité du mélange, ainsi qu'une quantité de stabilisateur de mélange pour réduire le phénomène de ségrégation. Un ciment additionné de fumée de silice a été utilisé, ce qui est essentiel à la production de béton autonivelant, car l'apport en particules fines de la fumée de silice augmente grandement la fluidité du mélange.

3.2.3.3 Choix et quantité de fibres

Maintenant que le mélange de base a été choisi, il a été décidé d'utiliser plusieurs types de fibres qui seront insérées dans le mélange lors de la phase d'optimisation. Des fibres de faible longueur (≈25 mm) ont été choisies pour faciliter leur mise en place dans le mélange. Les fibres choisies sont de type métallique encollées et non-encollées et des fibres synthétiques.

Voici donc les caractéristiques des fibres qui ont été choisies :

Fibre no.1 (type BA)

Il s'agit de fibres d'acier à bout aplati (BA) de section rectangulaire. Le diamètre équivalent est celui d'une section circulaire ayant la même section.

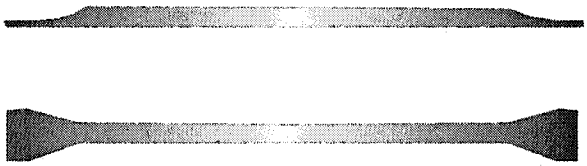


Figure 3.4 – Fibre d'acier type BA

Tableau 3-2 – Caractéristiques des fibres d'acier de type BA

Diamètre équivalent	0.63 mm
Longueur	30 mm
Largeur des extrémités aplaties	1.2 mm
Longueur des extrémités aplaties	1.5 mm
Rapport L/D	45
Résistance mécanique	1200 MPa

Fibre no.2 : (type B)

Il s'agit d'une fibre d'acier à crochets (c) de section circulaire. Les fibres sont pré-encollées afin de permettre une introduction plus aisée. La colle, soluble à l'eau, n'affecte pas, en principe, les propriétés du mélange.

Figure 3.5 – Fibre d'acier type C

Tableau 3-3 – Caractéristiques de la fibre d'acier type C

Diamètre	0.55 mm
Longueur	30 mm
Rapport L/D	55
Résistance mécanique	1100 MPa

Fibre no.3 : (type S)

Il s'agit de fibres synthétiques faites de propylène (S) (schéma non disponible).

Tableau 3-4 – Caractéristiques de la fibre synthétique type s

Longueur	50 mm
Rapport L/D	74
Résistance mécanique	550 MPa

3.2.3.4 Optimisation des mélanges

Pour le début de l'optimisation des mélanges, le volume de fibres d'acier a été fixé à 80 kg/m^3 (±1%) et à un volume de 6.9 kg/m^3 pour les fibres synthétiques. Tel que mentionné auparavant, les fibres remplacent une quantité équivalente de pierre 5-14 mm du mélange.

La compacité maximale du squelette granulaire a été déterminée pour le mélange de béton. Pour y arriver, le rapport sable/granulats du mélange de base a été fixé en mesurant le temps d'écoulement du BRF à l'aide du maniabilimètre. La Figure 3.6 montre les courbes obtenues pour les deux types de fibres d'acier. Pour le mélange avec les fibres synthétiques, il a été impossible de faire la courbe de maniabilité étant donné que, pour des teneurs en fibres importantes, les temps d'écoulement sont très longs et le mélange présente une ségrégation importante avant d'atteindre le déplacement complet du béton dans le compartiment. Il a donc été décidé d'utiliser le même squelette granulaire que celui utilisé pour les fibres d'acier.

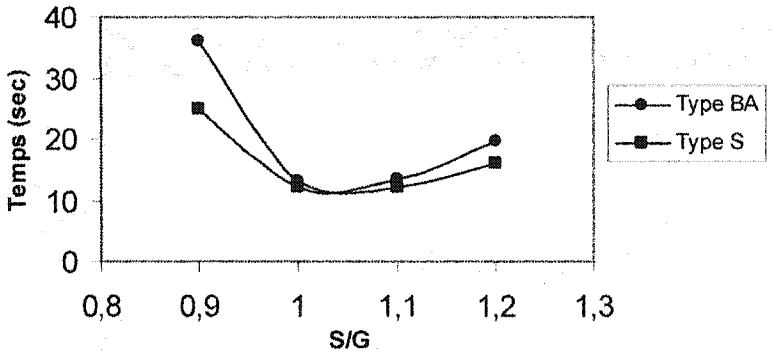


Figure 3.6 – Optimisation de la compacité du mélange pour les fibres d'acier

La compacité maximale du mélange est donc d'un rapport S/G entre 1.0 et 1.1. Le rapport 1.0 a été choisi, car ces mélanges présentaient moins de ségrégation que les mélanges qui avaient un rapport S/G de 1.1. Une fois la compacité maximale obtenue, la fluidité du mélange a été augmentée avec l'ajout de superplastifiant pour obtenir un étalement d'environ 500 mm. L'ajout ou le retrait de superplastifiant ne vient pas modifier la forme de la courbe présentée à la Figure 3.6, mais vient plutôt la déplacer verticalement (Rossi 1998). Des ajustements au niveau de l'entraîneur d'air ont été aussi effectués pour chacun des mélanges, afin de s'assurer d'un minimum de 5% d'air entraîné sur une période 45 minutes après avoir malaxé le mélange. Il est noté qu'il est très difficile d'obtenir une quantité d'air entraîné stable pour le mélange de béton utilisant les fibres encollées, contrairement aux fibres non-encollées et synthétiques. Les résultats des essais d'air entraîné sont présentés à la Figure 3.7.

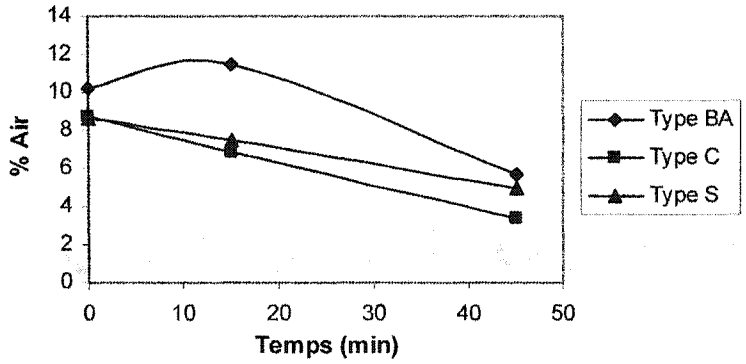


Figure 3.7 – Résultats des essais d'airs entraînés

Les compositions finales des trois mélanges sont présentées à l'annexe I.

3.3 Programme expérimental – Phase 2

Une fois l'optimisation des mélanges pour les trois types de fibres terminée, l'étape suivante consiste à évaluer les caractéristiques mécaniques des mélanges durcis. Cette section a pour but de présenter la partie de ce projet de recherche qui a été allouée à l'évaluation des caractéristiques mécaniques des BRF développés à la phase 1.

3.3.1 Objectif du programme expérimental

L'objectif de ce programme expérimental est de mesurer la résistance en traction post-fissuration des BRF, en fonction de la position des fissures de fendage et la méthode de mise en place du béton.

3.3.2 Méthodologie du programme expérimental

Pour accomplir cette phase, les étapes consistent à :

- Fabriquer des prismes entaillés 150×150×600mm ;
- Évaluer la résistance des spécimens à l'aide d'essais spécifiques ;
- Choisir le mélange possédant les meilleures caractéristiques.

3.3.3 Fabrication des spécimens

Pour débuter, des spécimens destinés à mesurer la résistance ultime en compression ainsi que des prismes de dimensions de 150×150×600 mm ont été fabriqués. Le coffrage fabriqué pour couler les prismes permet de couler à la verticale trois prismes à la fois. Ceci est important car on minimise ainsi les effets de paroi causés par le coffrage, tout en permettant d'observer l'effet de la ségrégation sur les spécimens étant donné la grande dimension verticale. Un autre aspect très important qui est simulé lors de la fabrication de ces spécimens est la méthode de réparation, qui consistera à mettre en place le béton de façon verticale tel que montré à la Figure 3.8. Comme présenté précédemment, l'orientation des fibres a un effet important sur la résistance des BRF et il est essentiel de tenir compte de l'effet de la méthode de mise en place du béton sur l'orientation des fibres lors des renforcements. Ceci permet d'obtenir les caractéristiques réelles du BRF utilisé. Comme les fissures parallèles aux barres d'armature verticales des piles sont celles que l'on veut étudier, il est important que les propriétés mécaniques soient déterminées en conséquence.

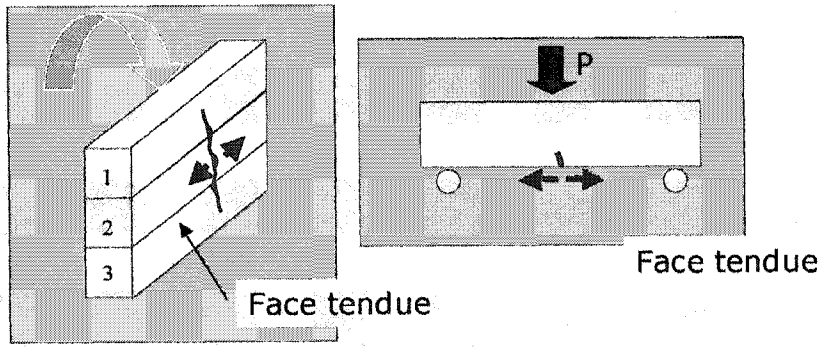


Figure 3.8 – Prisme RILEM et méthode de coulée des spécimens

3.3.4 Évaluation de la résistance et choix du mélange optimal

Une fois les spécimens coulés, ils ont été soumis à une cure humide de 28 jours, suite à laquelle plusieurs essais mécaniques ont été effectués sur les spécimens.

3.3.4.1 Description des essais

Dans un premier temps, des essais ont été réalisés sur des cylindres de 150mm de diamètre qui ont permis de déterminer la résistance en compression du béton. Ces essais standard ont été effectués sur une presse hydraulique conformément à la norme ASTM C39.

Par la suite, des essais de flexion sur prismes entaillés ont été effectués. Ces essais ont été réalisés conformément aux recommandations du comité RILEM TC 162-TDF (2000). Ils consistent à faire un essai de flexion en trois points, tel que montré à la Figure 3.9. Une entaille de 25 mm de profondeur est préalablement effectuée au milieu du spécimen pour assurer l'initiation de la fissuration à cet endroit.

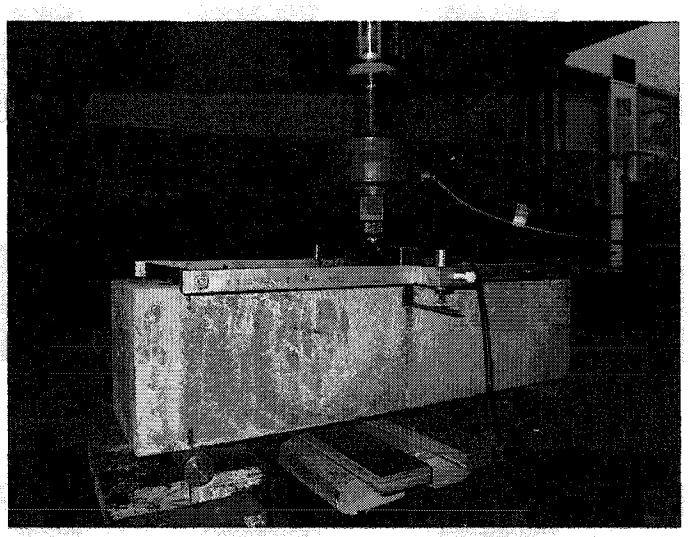


Figure 3.9 – Montage essai RILEM

3.3.4.2 Résultats des essais et choix du mélange optimal

Cette section présente les résultats qui ont été obtenus sur les divers spécimens de béton renforcé de fibres. On obtient ainsi les caractéristiques mécaniques du BRF associées à chacun des trois types de fibres utilisés dans les mélanges à l'étude. L'interprétation et la comparaison de ces résultats ont permis de choisir le type de fibre qui est le mieux adapté au renforcement proposé.

Les résultats des essais en compression présentés au Tableau 3-5 sont légèrement supérieurs à l'objectif d'obtenir une résistance mécanique de 50 MPa:

Tableau 3-5 – Résultats f'c du béton renforcé de fibres

Spécimen	$f_c^{'}$ (MPa)
BA	51
C	54
S	52

Les résultats des essais RILEM sont présentés à la Figure 3.10. Les résultats individuels sont présentés à l'annexe I.

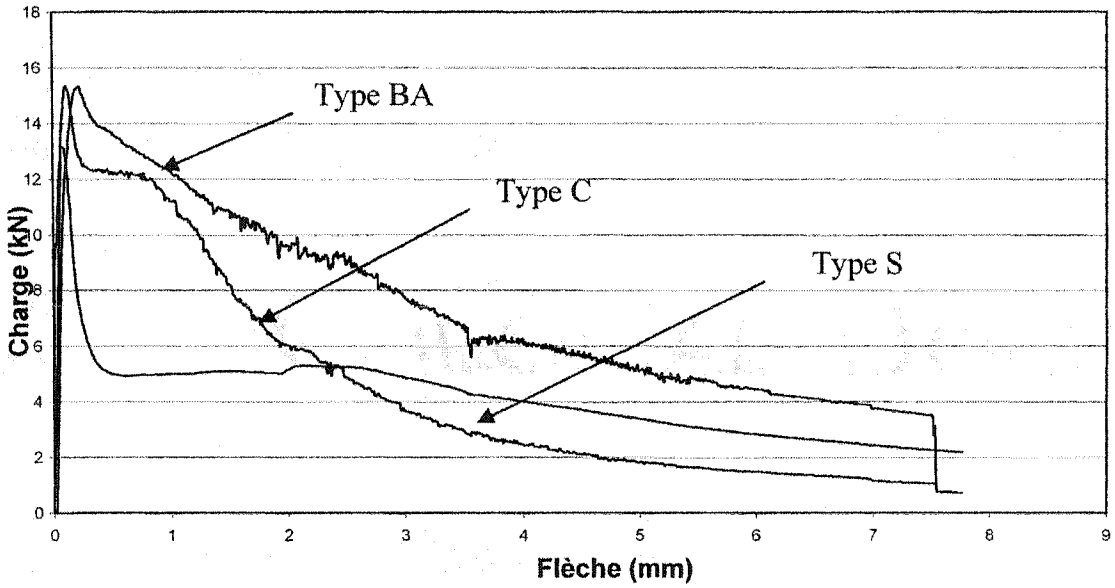


Figure 3.10 – Moyenne des résultats pour les essais de flexion sur prismes entaillés

Puisque l'on veut empêcher l'apparition et le développement des fissures dans la réparation, la fibre ayant la résistance à la fissuration maximale ainsi que lors du premier mm sera choisit. À l'observation des résultats, la fibre BA et C une résistance similaire à la fissuration. Par contre, la fibre de type BA semble avoir le meilleur comportement lors du premier mm et conserve la résistance résiduelle la plus élevée. De plus, comme la fibre BA est plus trapue elle sera plus résistante au flambement et montrera un meilleur comportement cyclique. Cette fibre sera utilisée pour le reste des essais.

La Figure 3.11 évalue la quantité d'énergie absorbée par les différents mélanges.

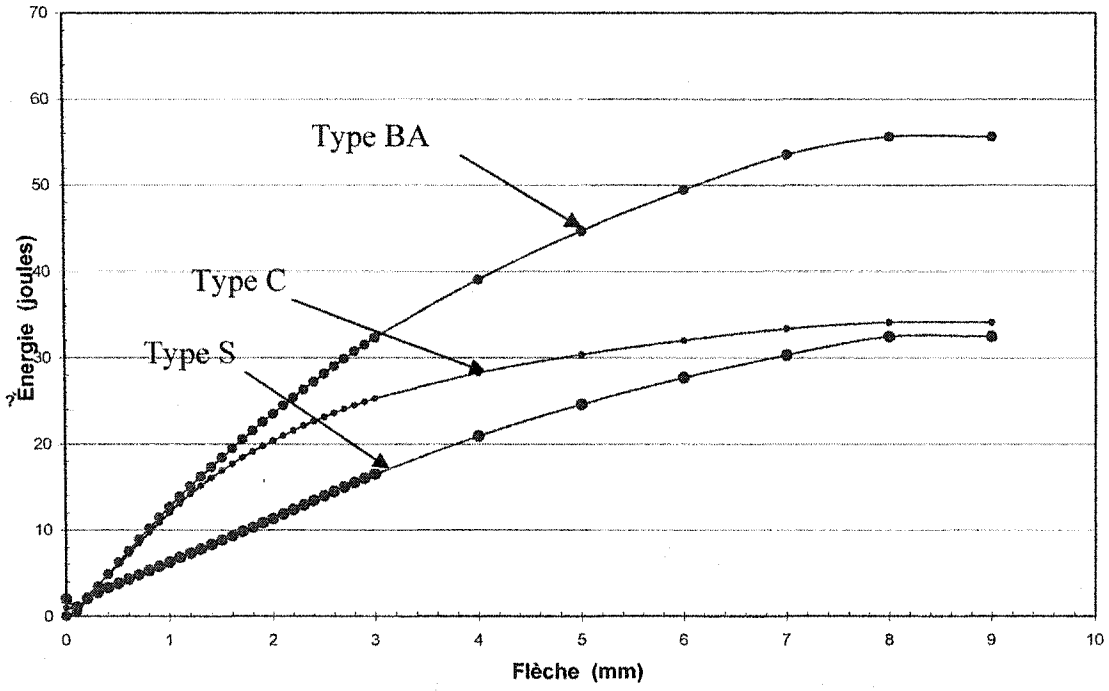


Figure 3.11 – Énergie dissipée lors des essais de flexion sur prismes entaillés

L'analyse des résultats obtenus a permis de choisir le type de fibre BA comme étant le mélange offrant les caractéristiques mécaniques optimales. Ce type de fibre produit le meilleur comportement moyen lors des essais RILEM, et il s'agit de celui qui dissipe le plus d'énergie. Il sera donc celui qui pourra le plus contrôler l'ouverture des fissures lors des essais de renforcement sur des spécimens de plus grandes dimensions. Ce bon comportement est principalement dû au dispositif d'ancrage de la fibre BA, qui est plus efficace que celui de la fibre C, car leurs autres caractéristiques sont très similaires.

3.4 Sommaire du chapitre 3

Dans un premier temps, une revue de littérature sur le développement des BRF au cours de l'histoire a été réalisé, et la méthode Baron-Lesage qui permet la mise au point des BRF modernes a été présenté. Par la suite, la phase de développement en laboratoire des BRF utilisées au cours de ce projet de recherche a été exposé. Plusieurs observations intéressantes sont ressorties de cette phase de développement :

- Il a été possible de développer un béton renforcé de fibres autonivelant possédant une bonne maniabilité. Ceci vient donc confirmer l'efficacité de la méthode Baron-Lesage dans le développement des BRF ;
- À l'état plastique, le mélange ne présentait que très peu de ségrégation. Cet état vient de l'utilisation d'un agent stabilisateur de mélange, qui agit très bien dans les mélanges ;
- La méthode de mise en place des spécimens RILEM a été effectuée de manière à représenter de façon la plus réelle possible la méthode de mise en place prévue au chantier. Ceci permet d'obtenir la même orientation préférentielle des fibres lors d'une coulée réelle, et d'évaluer par la suite les caractéristiques mécaniques recherchées ;
- Les essais RILEM ont permis de déterminer le BRF possédant les meilleures caractéristiques mécaniques, soit les fibres à bouts aplatis, qui offrent un meilleur ancrage que des fibres similaires à crochets.

Ces résultats permettent de passer maintenant à la phase expérimentale suivante du projet. Cette phase consistera à réaliser une série d'essais préliminaires sur des spécimens renforcés à l'aide du BRFA développé au chapitre 3. Ces essais préliminaires permettront de décider de la pertinence des essais subséquents.

Chapitre 4 Essais de flexion monotoniques sur des poutres

4.1 Introduction

Tel qu'indiqué au chapitre 1, il existe sur le réseau routier de l'Est du Canada un grand nombre de piles de ponts construites avant les premières clauses sismiques inclues dans les codes de design à partir de 1988. Ces piles sont susceptibles, lorsqu'elles sont soumises à des séismes, de subir des ruptures précoces au niveau des chevauchements d'armature entre la semelle et la pile. Lors de ce projet de recherche, il sera développée une méthode de renforcement de ces zones pour leur permettre de résister à des sollicitations sismiques importantes. Le chapitre 4 présente la première série d'essais qui a été effectuée au laboratoire de Structures de l'École Polytechnique de Montréal afin d'évaluer les améliorations apportées par la technique de renforcement préconisée.

4.2 Programme expérimental

4.2.1 Objectifs du programme expérimental

Ce projet de recherche a pour but de développer une chemise de béton renforcé de fibres devant être installée au niveau des chevauchements d'armature entre la pile et la semelle pour renforcer cette zone, afin de lui conférer un comportement ductile. Il sera ainsi possible d'évaluer les effets de la mise en place d'une telle chemise sur le comportement structural des piles. Cette première série d'essais en laboratoire permettra d'étudier le comportement des chevauchements d'armature soumis à un moment fléchissant constant. Le but étant d'évaluer la faisabilité de la méthode sous des chargements simples. À partir résultats de ces essais le comportement des

chevauchements pour des spécimens avec ou sans renforcement sera ainsi obtenu. Ceci permettra de comparer les comportements structuraux, et ensuite quantifier les gains obtenus par le renforcement. Cette série d'essais permettra aussi d'évaluer la faisabilité d'une deuxième série d'essais, où cette fois les spécimens seront soumis à une combinaison de moments fléchissant et d'efforts tranchant appliquées de façon cycliques, pour simuler les endommagements progressifs produits lors d'un tremblement de terre.

4.2.2 Méthodologie du programme expérimental

Plusieurs étapes doivent être effectuées pour réaliser cette première série d'essais en laboratoire. Dans un premier temps, il a été décidé que les spécimens étudiés seront conçus comme une pile de pont type de forme rectangulaire construite avant 1988. Pour cette première série d'essais, l'effet du renforcement sera étudié sur une poutre chargée en deux points afin de créer une zone de moment constant, où sera localisé le chevauchement des armatures. Le chevauchement des armatures entre la semelle et la pile sera ainsi simulé. Pour bien suivre les déformations des spécimens au cours de l'essai ceux-ci seront instrumentés.

Trois spécimens ont été fabriqués pour permettre d'évaluer le gain en résistance apporté par le renforcement: un spécimen témoin non-renforcé et deux autres renforcés à l'aide d'une chemise de BRF. Le renforcement proposé lors de ce projet de recherche consistera, tel qu'illustré à la Figure 4.1, en une surépaisseur de béton renforcé de fibres. Plusieurs paramètres peuvent affecter le niveau de renforcement du spécimen. Les paramètres les plus importants sont :

- épaisseur du renforcement;
- profondeur de la démolition;

- la présence d'ancrage;
- la présence de treillis;
- le type de fibres;
- la grosseur des armatures;
- la disposition des armatures chevauchées.

Pour cette première étude, l'épaisseur de la réparation a été fixée à 150 mm, ce qui indique la présence d'une surépaisseur de 50 mm. Ceci est nécessaire, car pour couler le béton dans le coffrage, une ouverture de 50 mm minimale est requise pour permettre le passage du BRF. Deux options de renforcement différentes ont été étudiées. La première option est un spécimen renforcé par une surépaisseur de BRF, et l'autre spécimen renforcé par une surépaisseur de BRF mais cette fois avec un treillis d'acier ancré dans le noyau de béton.

À l'aide des mesures effectuées au cours des essais, il sera par la suite possible de tracer les courbes appropriées pour évaluer le gain en résistance du renforcement. Ces résultats permettront de décider des recommandations et modifications à apporter pour la série d'essais cyclique.

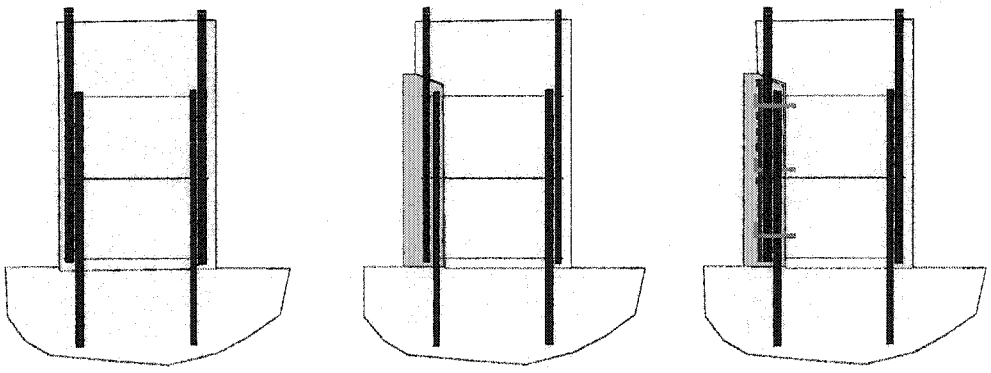


Figure 4.1 – Niveau de renforcement des spécimens

4.3 Description et conception des spécimens

4.3.1 Choix de la pile type

Tel qu'indiqué précédemment, il a été décidé d'étudier en profondeur une pile de pont conventionnelle de forme rectangulaire conçue avant 1988. La pile type choisie, présentée à la Figure 4.2, a une section de 3000 mm par 900 mm et une hauteur de 4000 mm.

Comme il y avait peu d'espace et il était impossible, en 2003, d'étudier une pile de cette dimension dans le laboratoire, une tranche de cette pile a été étudiée. La Figure 4.2 montre la tranche de la pile qui sera étudiée à travers ce chapitre. Le design de cet élément a été conçu pour simuler le plus fidèlement le comportement d'une pile de pont.

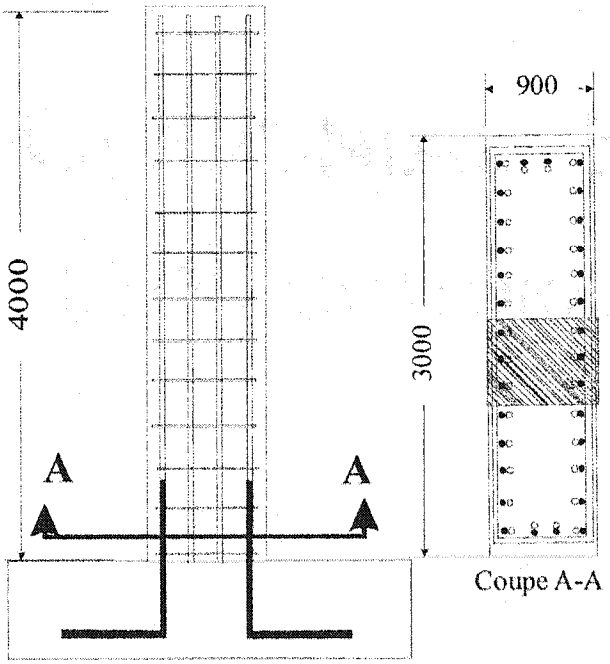


Figure 4.2– Schéma de la pile étudiée

4.3.2 Description du montage expérimental

Lors de cette première série d'essais, la zone de chevauchement est positionnée au centre car le montage expérimental, tel qu'illustré à la Figure 4.3, utilisé permet de soumettre à un moment constant le centre du spécimen. De plus, un seul rang d'armature longitudinale a été mis en place car on ne va pas appliquer un chargement cyclique sur ces spécimens.

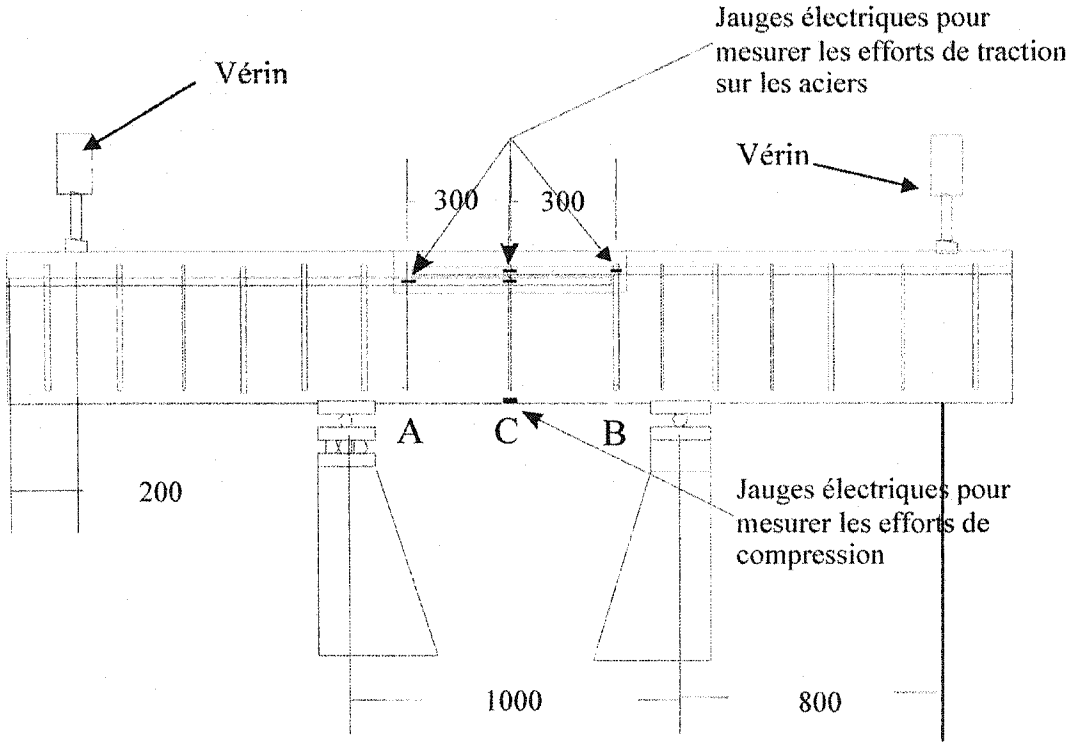


Figure 4.3 - Montage expérimental

La Figure 4.3 montre le montage expérimental qui a été utilisé pour la première série d'essai. Le spécimen est installé sur des appuis situés à 500 mm de chaque côté du centre du spécimen, et deux vérins hydrauliques sont installés à chacune des extrémités. Les vérins sont situés à 200 mm des extrémités pour permettre aux armatures de développer la résistance minimale du spécimen pour empêcher la rupture en coin du

béton. Les vérins utilisés ont une capacité de 222 kN et sont contrôlés en charge. Le chargement appliqué par les vérins donne ainsi au centre de la poutre, comme illustré à la Figure 4.4, un moment fléchissant constant sans effort tranchant.

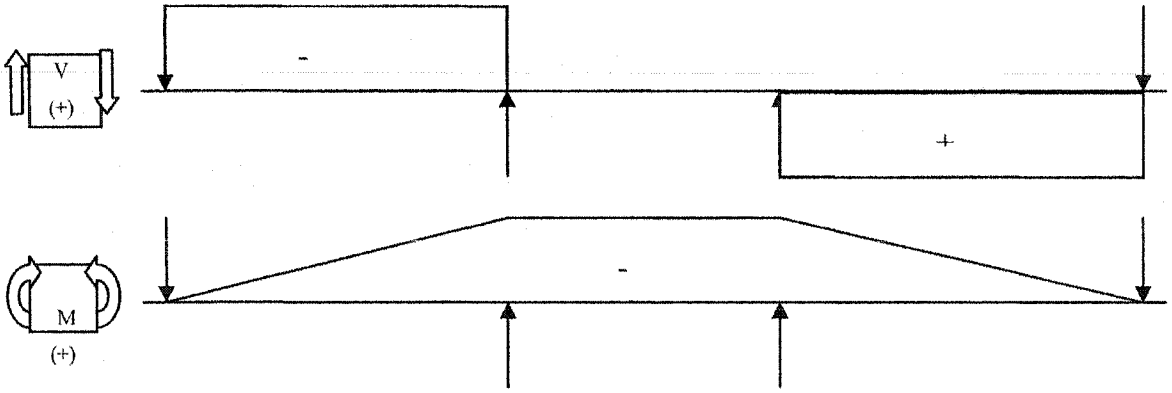


Figure 4.4 – Diagramme des efforts

Le système de chargement permettra donc d'augmenter progressivement le moment fléchissant jusqu'à la rupture du spécimen et de tracer, par la suite, le diagramme moment-courbure qui permettra d'évaluer la performance globale du spécimen.

Les dimensions présentées à la Figure 4.3 permettront de calculer à partir du moment résistant ultime de la section, l'effort tranchant de design et les étriers nécessaires pour y résister.

4.3.3 Dimension des spécimens, des armatures de flexion et des armatures de cisaillement dans la zone de chevauchement

Tel que discuté précédemment une tranche d'une pile typique a été choisie. La Figure 4.3 montre les dimensions de cette tranche qui sera étudiée.

La poutre aura donc une longueur de 3000 mm et une section de 450 mm par 450 mm. Tel que décrit au point 2.2.2.1, un chevauchement de 600 mm a été choisi.

Le spécimen étudié au laboratoire sera, tel que montré à la Figure 4.5, dans la zone de chevauchement de dimension 450 mm par 450 mm et sera armé longitudinalement de trois barres No 25 et transversalement de barres No 10 ayant une nuance d'acier de 400W MPa. La résistance visée du béton est de 30 MPa.

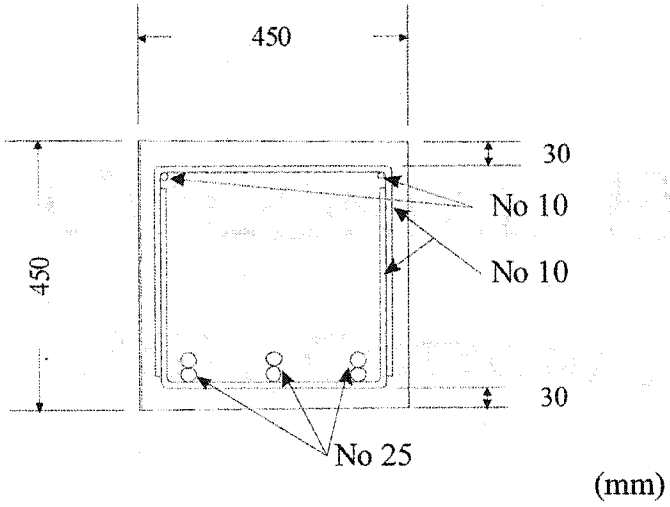


Figure 4.5 – Coupe transversale du spécimen étudié dans la zone de chevauchement

Les étriers seront espacés à 300 mm, conformément aux normes en vigueur à l'époque de construction. De plus, comme illustré à la Figure 4.6, on utilise à cette section des étriers imbriqués pour se conformer aux normes avant 1988.

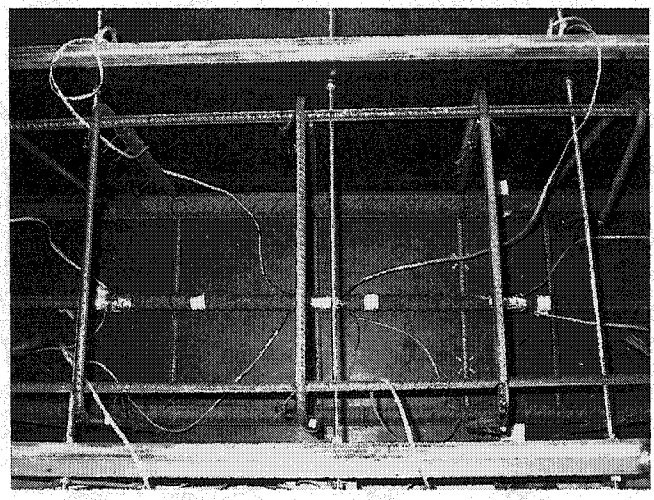


Figure 4.6 – Détails des armatures transversales dans la zone de chevauchement

4.3.4 Dimension des spécimens, des armatures de flexion et des armatures cisaillement hors de la zone de chevauchement

Cette section présente l'évaluation de la résistance flexionnelle des spécimens étudiés. Ceci permettra de faire la conception des aciers transversaux nécessaires pour résister à l'effort tranchant imposé.

Avec les dimensions du spécimen fixées, la résistance flexionnelle de la poutre est évaluée afin de connaître le moment résistant réel et déterminer le nombre d'étriers transversaux nécessaires pour résister à l'effort tranchant. Ceci permettra de s'assurer d'un minimum d'armatures transversales pour obtenir une rupture en flexion. Hors de la zone de chevauchement, le spécimen sera de dimensions 450 mm par 450 mm et sera armé longitudinalement de trois barres No 25 et transversalement de barres No 10 ayant une nuance d'acier de 400W MPa. Dans cette section les étriers seront conçus tel qu'illustré à la Figure 4.7.

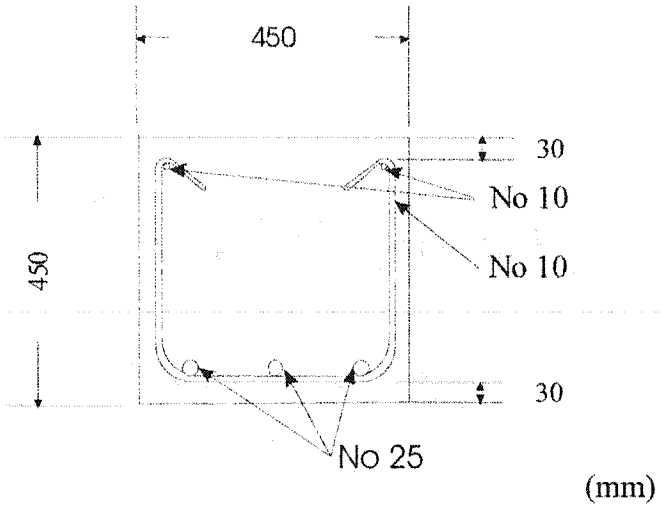


Figure 4.7 – Coupe transversale du spécimen étudié hors de la zone de chevauchement

Pour évaluer la résistance, on a supposé que la résistance du béton sera, tel que demandé au fournisseur, de 30 MPa. Pour l'acier, on a pu préalablement évaluer sa résistance à l'aide de plusieurs essais de traction simple. On a obtenu en moyenne une limite élastique f_y de 488 MPa et une contrainte à la rupture, qui n'apparaît pas sur à la Figure 4.8, f_u de 668MPa. On a aussi effectué un essai de traction instrumenté qui a permis obtenir la courbe contrainte-déformation, d'où on pourra tirer le module élastique E_s. Les essais de traction ont été effectués conformément à la norme ASTM A370. On obtient pour l'acier :

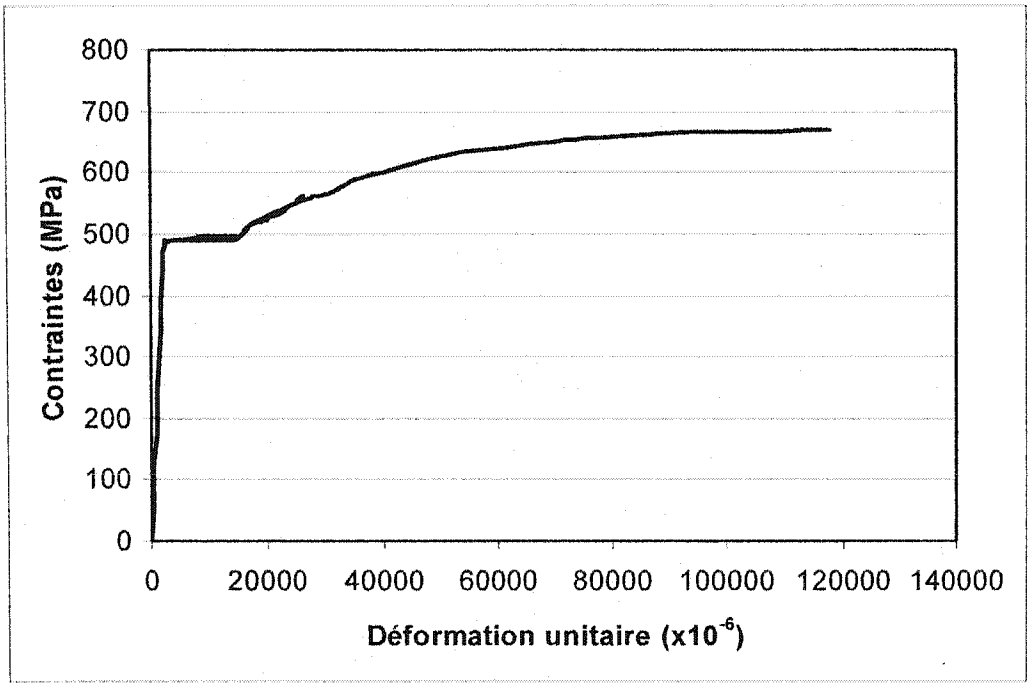


Figure 4.8 – Courbe contraintes-déformations de l'acier d'armatures 25M

Les valeurs mesurées sont :

f_y = 488 MPa pour une déformation de 2379 με

f_u = 668 MPa pour une déformation de 117647 με

E_s = 207905 MPa

4.3.4.1 Résistance ultime en flexion

Avec les caractéristiques, mesurées ou supposées, des matériaux on peut évaluer la résistance flexionnelle. L'application des règles de la norme canadienne de béton A23.3 sur les structures en béton (CSA, 1994) conduit à l'équation suivante pour évaluer la résistance flexionnelle d'une poutre rectangulaire (Massicotte, 2000):

$$M_r = \phi_s A_s f_y (d - \frac{a}{2}) \qquad (4\text{-}1)$$

Avec

$$a = \frac{\phi_s A_s f_y}{\phi_c \alpha_1 f_c^{'} b} \text{ (Épaisseur du bloc de béton équivalent)} \qquad (4\text{-}2)$$

Où

$A_s = 1437$: Aires mesurées des aciers d'armature une fois l'instrumentation appliquée (mm^2)

$b = 450$: Largeur du spécimen (mm)

$d = 376$: Distance de la face en compression au centre des aciers (mm)

$f_y = 488$: Limite élastique des aciers conventionnels (MPa)

$f'_c = 30$: Résistance en compression du béton (MPa)

$\phi_s = 1$: Facteur de pondération pour les aciers conventionnels

$\phi_c = 1$: Facteur de pondération pour le béton

$\alpha_1 = 0.802$: Ratio entre la contrainte moyenne du bloc de compression du béton sur sa résistance spécifiée

Il est à noter que les coefficients de pondération ϕ pour l'acier et le béton sont pris égal à 1.0 pour le calcul à l'ultime. La résistance de 30 MPa pour le béton sera considérée comme une borne inférieure pour la résistance utilisée dans le calcul de la moment résistance ultime en flexion.

À partir des résultats obtenus, on peut maintenant calculer la résistance flexionnelle de la poutre, soit :

$$a = 60.74 \text{ mm}$$

$$M_{ult} = 242.9 \text{ kN-m}$$

4.3.4.2 Conception à l'effort tranchant

À partir de la résistance en flexion théorique de la poutre, la quantité d'aciers transversaux nécessaire pour supporter l'effort tranchant développé pour obtenir ce moment a été calculée.

À partir du montage expérimental présenté à la Figure 4.3 l'effort tranchant est :

$$V_r \geq V_f = \frac{M_r}{0.8m} \tag{4-3}$$

$$V_r \geq 303.4kN$$

Donc le spécimen devra résister au moins à la valeur de V_f. Deux composantes viennent remplir ce rôle : V_c qui est la contribution apportée par le béton et V_s qui est la contribution apportée par les étriers.

$$V_r = V_c + V_s \geq V_f \tag{4-4}$$

Avec :

$V_c = 0.2\lambda\phi_c\sqrt{f_c'}b_w d = 201.5kN$

$V_s = \frac{\phi_s A_v f_{ytransv} d}{s}$

$f_{ytrans} = 400$ MPa

$A_v = 200$ mm^2

$d = 376$ mm

$b_w = 450$ mm

$$V_s \geq V_f - V_c = 111.9kN$$

$$s \leq \frac{\phi_s A_v f_y d}{V_s}$$

$$s_{max} = 245 \text{ mm}$$

Pour résister à l'effort tranchant, on a fait le choix d'installer des étriers No 10 à tous les 200 mm dans la zone à l'extérieur des chevauchements d'armature. La Figure 4.9 montre le détail des armatures transversales pour la poutre.

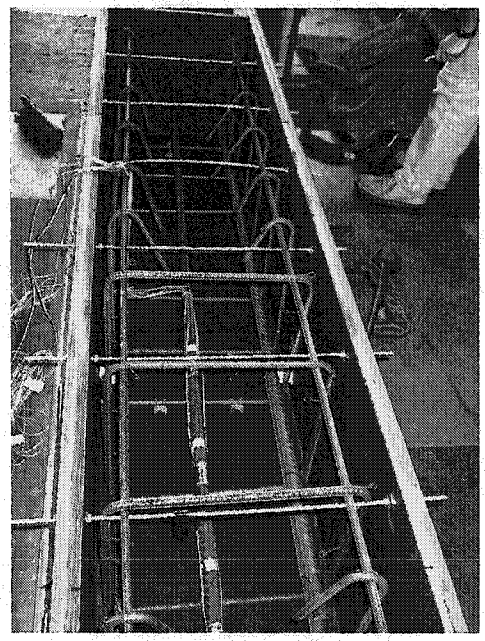


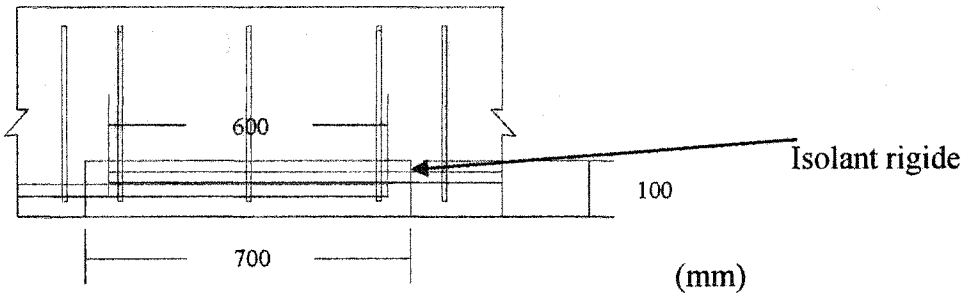
Figure 4.9 – Détails des armatures transversales

4.3.5 Choix du renforcement

Tel que mentionné au point 4.2.2, on effectuera, lors de la fabrication de certains spécimens, une niche au niveau des chevauchements d'armature qui permettra la mise en place de la chemise de renforcement. Tel que discuté précédemment, deux des trois

spécimens seront ainsi fabriqués. Le premier spécimen sans niche servira de spécimen témoin pour quantifier l'augmentation en résistance et en ductilité des spécimens renforcés.

La niche qui sera réalisée aura une profondeur de 100 mm et, puisque les barres se trouvent à une profondeur maximale de 75 mm, elles seront complètement libérées du béton. Cette niche sera pratiquée sur la pleine largeur de poutre et sur une distance de 700mm. Ceci est supérieur aux 600 mm de chevauchement des armatures, mais simulera l'espace nécessaire à la démolition pour bien venir enlever adéquatement le béton jusqu'à la profondeur prévue de 100 mm. Pour fabriquer cette niche, on a utilisé un morceau d'isolant rigide qui empêchera le béton de venir combler l'espace où se trouvent les chevauchements, tel qu'illustré à la Figure 4.10



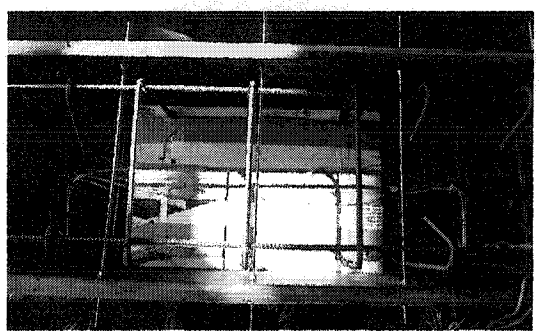


Figure 4.10 – Zone de renforcement

Une fois les spécimens coulés, on est venu mettre en place le renforcement au niveau des niches tel que montré à la Figure 4.1. Comme expliqué au point 3.2.3 du chapitre 3, les spécimens à renforcer ont d'abord été installés en position verticale, pour ainsi simuler l'orientation préférentielle des fibres lors de la mise en place du renforcement, tel qu'illustré à la Figure 4.11, puis le BRF a été mis en place.

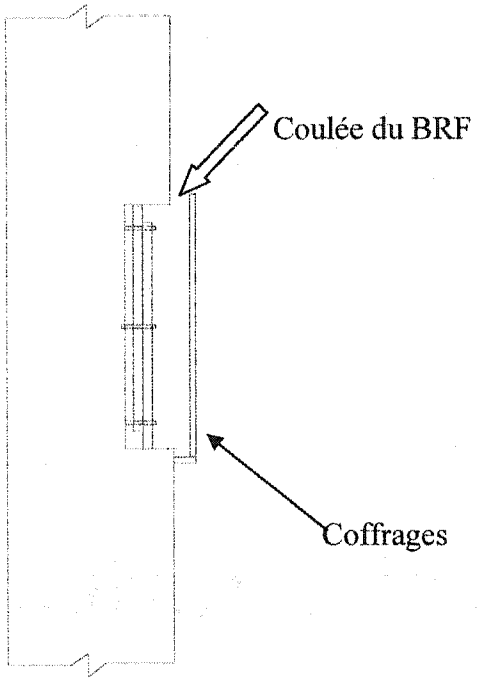


Figure 4.11 – Position des spécimens pour le renforcement

4.4 Description de l'essai

Tel que mentionné à la section 4.3, la première série d'essai consistera à soumettre les spécimens de poutres à des essais de flexion avec deux points de chargement. Ces essais seront de type monotonique statique, consistant à charger le spécimen de façon progressive jusqu'à la rupture. Cet essai permettra de tracer les courbes enveloppes de

résistance des spécimens. À partir de ces courbes, on pourra évaluer l'effet de la méthode de réparation et évaluer son potentiel pour des sollicitations cycliques.

4.4.1 Instrumentation

Pour bien étudier le spécimen lors de l'essai, divers instruments ont été installés afin de mesurer de façon manuelle ou automatisée les déformations imposées par le système de chargement. L'équipement utilisé pour instrumenter les spécimens de la première série d'essais consiste en des jauges de déformation électrique et des repères mécaniques «DEMEC ». Les caractéristiques de l'instrumentation sont présentées au Tableau 4.1.

Tableau 4.1 – Caractéristiques de l'instrumentation utilisée lors des essais monotoniques

Instrumentation	Identification	Caractéristiques
Jauges à béton	EA-06-20 CBW-120	Facteur de jauge : 120.0 ± 0.2 %
Jauges pour acier	CEA-06-375UW-120	Facteur de jauge : 2.065 ± 0.5 %
Repères mécaniques	Plots Demec	Précision : 6.4 x 10^{-6} με
LVDT	Hewlett-Packard	Course de 15 mm ± 0.5% Course de 25 mm ± 0.5%

Des jauges électriques ont été utilisées sur les barres d'armature aux sections A, B, C pour mesurer les déformations à la fibre tendue de la poutre. Sur chaque spécimen les barres centrales ont été instrumentées dans la zone centrale de la poutre où elles sont chevauchées. Tel que montré à la Figure 4.3 et à la Figure 4.12, on a installé des jauges à 300 mm et 600 mm à partir du point de chevauchement des armatures. À chacun de ces endroits, deux jauges diamétralement opposées ont été mises en place pour obtenir une valeur moyenne de la déformation au centre de la barre. Ceci permet aussi

d'évaluer le développement de la force dans les barres et évaluer les transferts entre celles-ci.

Des jauges de déformation électrique ont été installées sur la surface de béton à la section C pour mesurer les déformations à la fibre en compression. Tel qu'illustré à la Figure 4.3, deux jauges ont été installées au centre de la poutre à chaque tiers de la largeur. Celles-ci permettront d'obtenir les déformations moyennes en compression au centre de la poutre pendant l'essai.

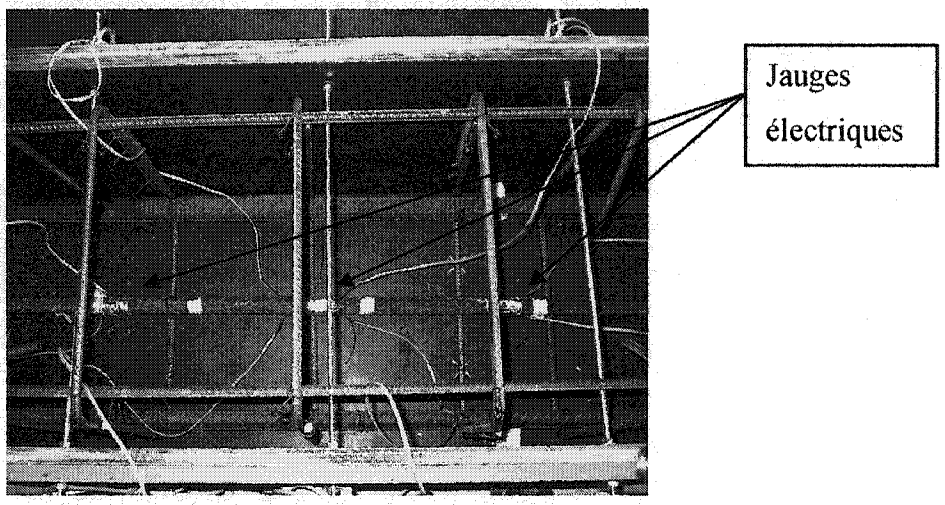


Figure 4.12 –Instrumentation des barres d'armatures

Une série de repères mécaniques de type "DEMEC" ont aussi été installés sur la face en traction de la poutre, pour mesurer les déformations longitudinales et transversales développées par les barres d'armature, afin d'étudier le phénomène de fendage des chevauchements d'armature. Pour permettre de suivre le glissement en continu, un orifice à l'extrémité des barres d'armature externes a été laissé lors de la coulée. Ceci permettra, comme illustré à la Figure 4.13, d'installer un repère mécanique et de suivre, lors de l'essai, le glissement relatif des barres par rapport au béton.

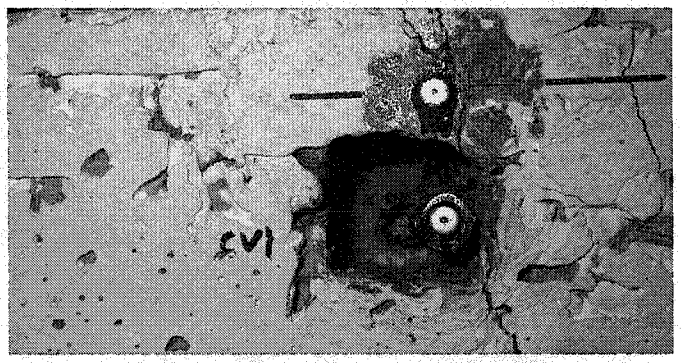
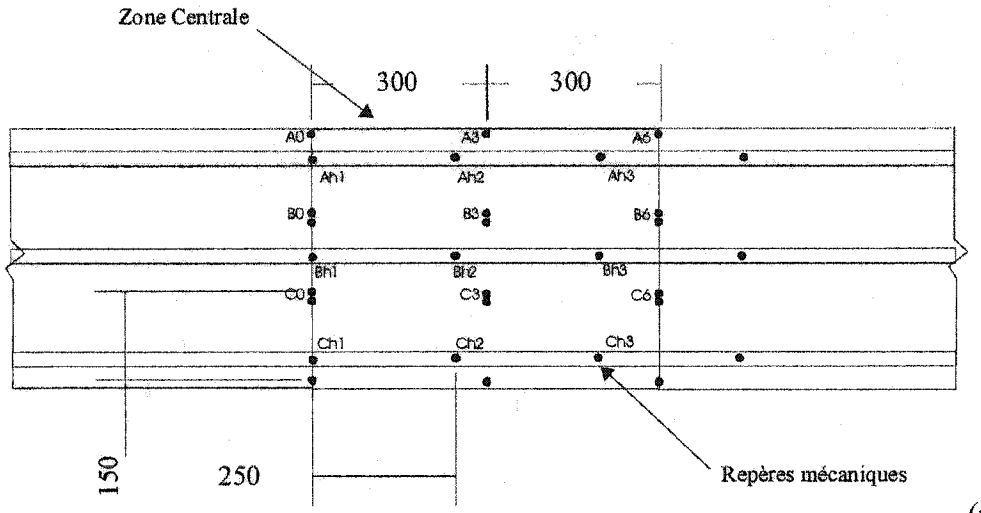


Figure 4.13 – Point DEMEC installé sur l'extrémité de la barre

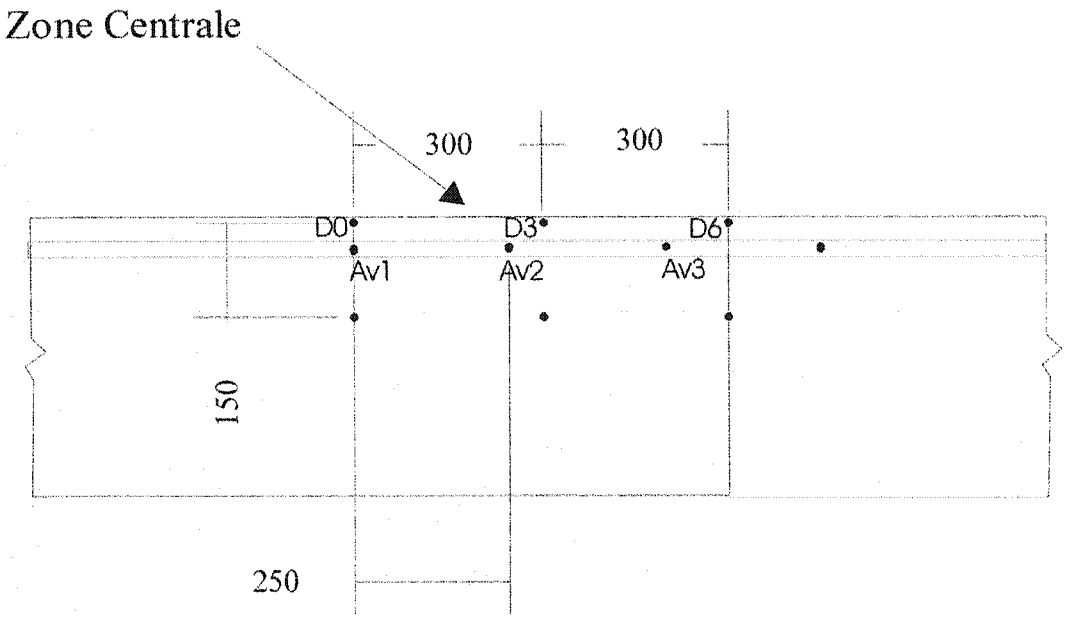
La Figure 4.15 donne la position des repères mécaniques décrits plus haut.



(mm)

a) Vue du dessus de la poutre

Figure 4.14 – Position des repères mécaniques



b) Vue de côté de la poutre

Figure 4.15 – Position des repères mécaniques (suite)

4.5 Préparation des spécimens

Une fois la conception des spécimens complétée et que l'instrumentation nécessaire est choisie, la phase de fabrication des spécimens a pu débuter. Comme mentionné au point 4.3.5, trois spécimens ont été fabriqués pour la première série d'essais. Le premier spécimen n'aura aucun renforcement, alors que les deux autres seront renforcés : un premier avec seulement la surépaisseur de BRF et le second avec la surépaisseur de BRF et un treillis d'acier ancré dans le noyau de béton.

4.5.1 Fabrication

Les trois spécimens ont été fabriqués au laboratoire de structures de l'École Polytechnique. Dans un premier temps, comme illustré à la Figure 4.16 les coffrages des spécimens ont été fabriqués, puis les cages d'armature ont été assemblées conformément à la conception en flexion et en cisaillement. Le béton a été préparé en usine par un fabricant industriel. Les spécifications demandées sont:

- Une résistance théorique de 30 MPa pour être semblable à celle utilisée dans les années 60;
- Un affaissement de 80 à 120 mm;
- Un retardateur de prise, car la coulée avait lieu en plein été.

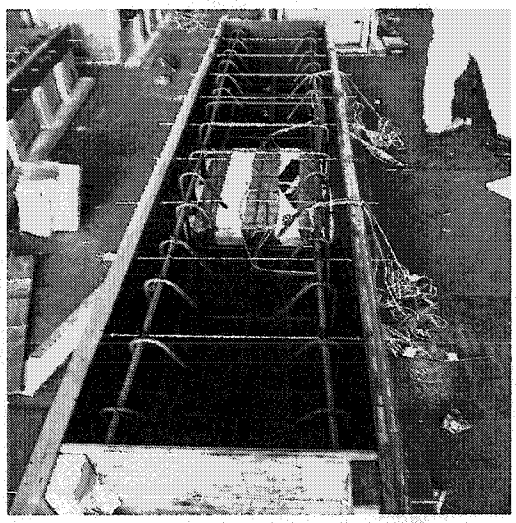


Figure 4.16 – Coffrage et cage d'armatures

Le béton a été mis en place à l'aide d'un godet. Par la suite, les spécimens ont été soumis à une cure humide d'une durée de 7 jours. La Figure 4.17 illustre les opérations effectuées au laboratoire le 13 août 2002.

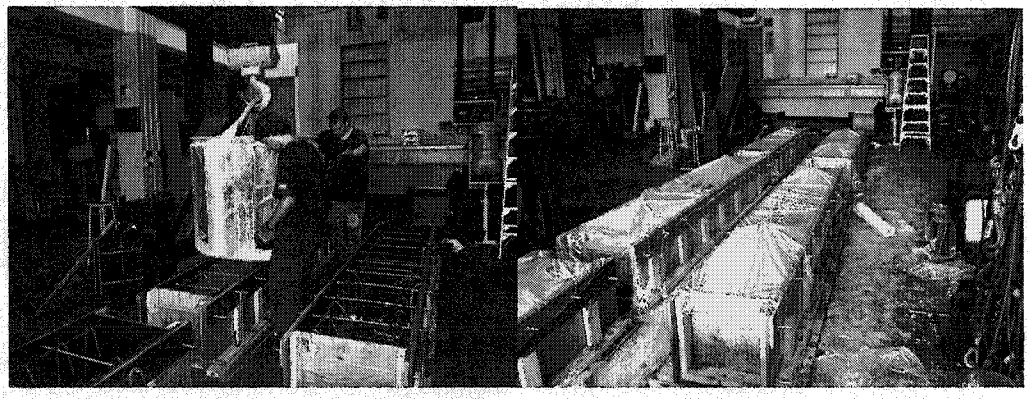


Figure 4.17 – Coulée et cure des spécimens

Lors de la coulée, plusieurs prélèvements de béton ont été effectués. Les échantillons recueillis ont permis d'évaluer la résistance expérimentale du béton, et la comparer à celle demandée. Une série d'essais mécaniques a été réalisée, conformément aux normes ASTM C39 et C469 : des essais de compression simple pour obtenir le f'_c et des essais de module pour obtenir le module d'Young et le coefficient de Poisson. Ces résultats sont présentés au Tableau 4.2.

Tableau 4.2 – Résistance des échantillons de béton

No du spécimen	$f_c^{'}$ (MPa)	**E (MPa) (module d'élasticité)**	**μ** (coefficient de Poisson)
1	31.5		
2	33.3		
3	35.5		
4	36.	29 690	0.25
5	40	30860	0.19
6	40	31 390	0.20
7	35.3		

Tableau 4.3 – Résistance des échantillons de béton (suite)

8	36.6		
9	36.7		
Moyenne	36.2	30650	0.21

Les autres tests ont montré que le béton avait un affaissement de 100 mm, un pourcentage d'air de 1.6 % et une masse de 2438 kg/m^3.

On voit ici que les résultats en compression obtenus pour le béton dépassent le 30 MPa demandé au fabricant. On ne prévoit toutefois pas de problème au niveau des essais car on reste quand même en présence d'un béton de faible résistance. La résistance révisée de la poutre sera maintenant:

$$M_{ult} = 253 \text{ kN-m}$$

4.5.2 Renforcement

Une fois la cure des spécimens complétée, la phase de renforcement a pu débuter. Comme mentionné auparavant, deux des trois spécimens ont été renforcés. La description des divers spécimens est présentée au Tableau 4.4.

Tableau 4.4 – Tableau de référence pour les spécimens

Type de spécimens	Nom de référence
Spécimen témoin	R1
Spécimen avec BRF	F1
Spécimen avec BRF + treillis + ancrages	FTA1

Le spécimen F1 est renforcé seulement par une surépaisseur de béton renforcé de fibres, alors que le spécimen FTA1 a été renforcé à l'aide d'une surépaisseur accompagnée d'un treillis ancré dans le noyau de la poutre. Le béton de renforcement utilisé est le béton autonivelant renforcé de fibres (BRF) présenté au chapitre 3 utilisant des fibres à bouts aplatis à un dosage de 80 kg/m^3.

Pour reproduire la méthode de renforcement au chantier, les poutres ont été placées verticalement, puis le BRF a été mis en place par le côté du spécimen. Cette méthode de construction permet de simuler fidèlement l'orientation que prendront les fibres lors de la réparation au chantier. Tel que mentionné au chapitre 3, l'orientation des fibres modifie de façon importante le comportement structural du béton fibres et il importe, pour être le plus près possible de la réalité, de reproduire l'orientation réelle en laboratoire.

Pour le spécimen FTA1, la Figure 4.18 illustre la mise en place du treillis d'armature dans la zone de renforcement. Les ancrages sont situés à tous les 85 mm et à 50 mm des côtés.

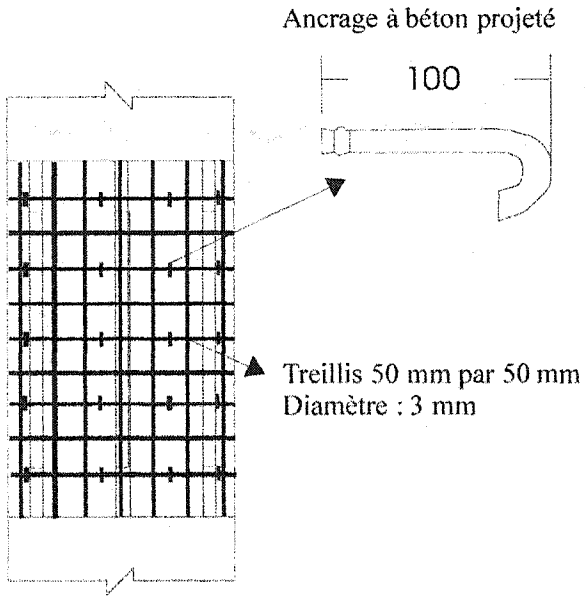


Figure 4.18 – Treillis d'armature ancré dans le noyau de béton

Une fois le renforcement réalisé, un jute humide a recouvert les spécimens pour permettre une cure humide. Une période de 28 jours minimum a été laissée aux spécimens pour assurer une résistance minimale au béton de renforcement, après quoi les essais ont pu débuter.

4.6 Réalisation des essais

Dans cette partie, on présente les résultats des trois essais monotoniques en flexion des spécimens. Chacun des spécimens sera soumis au même chargement jusqu'à la rupture. Les divers instruments de mesure permettront de tracer les courbes moment-courbure afin d'évaluer l'effet du renforcement sur le comportement des spécimens.

4.6.1 Spécimen de référence (R1)

Le premier essai monotonique a été réalisé sur le spécimen de référence non-renforcé (R1). Tel que montré à la Figure 4.19, le spécimen a été mis en place sur le montage, puis les instruments de mesure ont été branchés au système d'acquisition. Une fois que tous les systèmes ont été calibrés, l'essai de flexion a pu débuter.

Comme le système de chargement est contrôlé en charge, les charges dans les vérins à chaque extrémité de poutre ont été appliquées progressivement. Des incréments de 10 kN ont été appliqués jusqu'à environ 100 με déformation sur la face tendue de béton, déformation moyenne pour avoir la fissuration dans le béton. Ensuite, les incréments ont été augmentés à 20 kN. À chaque incrément, des lectures électroniques des instruments de mesure ont été prises, et ce, jusqu'à la rupture du spécimen.

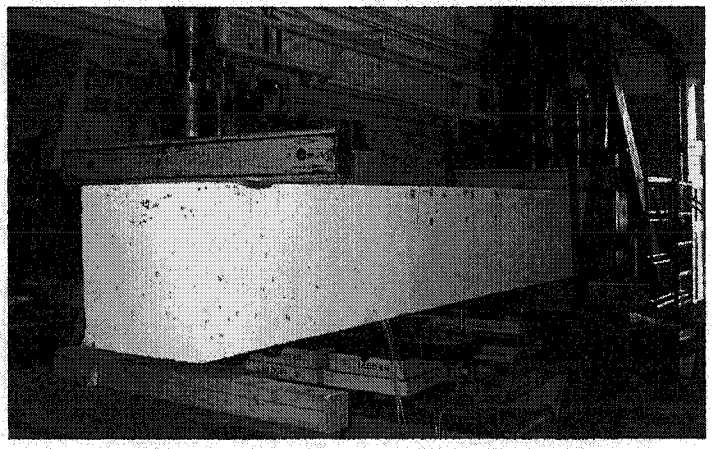


Figure 4.19 – Montage essai spécimen R1

4.6.1.1 Déformation dans le béton (jauge électrique et repères mécaniques)

À l'aide des jauges électrique collées sur le béton ainsi que par les repères mécaniques les déformations dans le béton à la fibre en tension et en compression ont été mesurées. La Figure 4.20 montre les déformations sur le béton mesurées à l'aide de ces instruments.

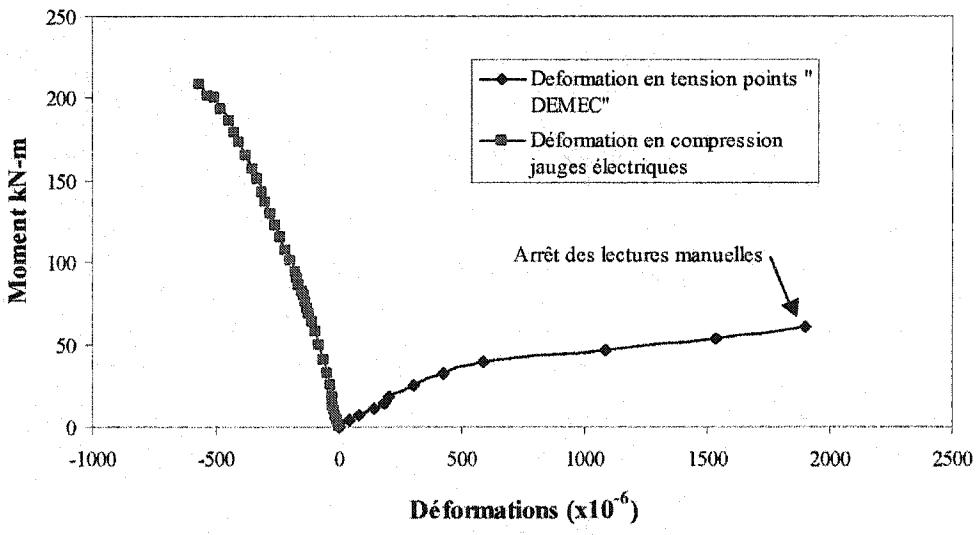


Figure 4.20 – Déformations en traction et compression sur le béton du spécimen R1

Les repères mécaniques permettent de suivre sur environ 2000 με les déformations en tension, ce qui est la limite de la capacité de mesure de l'instrument. Les jauges électriques permettent de suivre les déformations du béton en compression jusqu'à la rupture du spécimen. On obtient la rupture fragile du spécimen pour un moment ultime de 208.6 kN-m, à une déformation de 565 με en compression. La rupture s'est produite par arrachement des barres d'armatures

4.6.1.2 Déformations dans l'acier

La Figure 4.21 présente les déformations mesurées par les jauges électriques dans les aciers d'armature chevauchés au centre de la poutre. Comme les armatures sont chevauchés sur 600 mm, on retrouve les lectures moyennes des jauges à la section A, B et C, tel qu'illustré à la Figure 4.3.

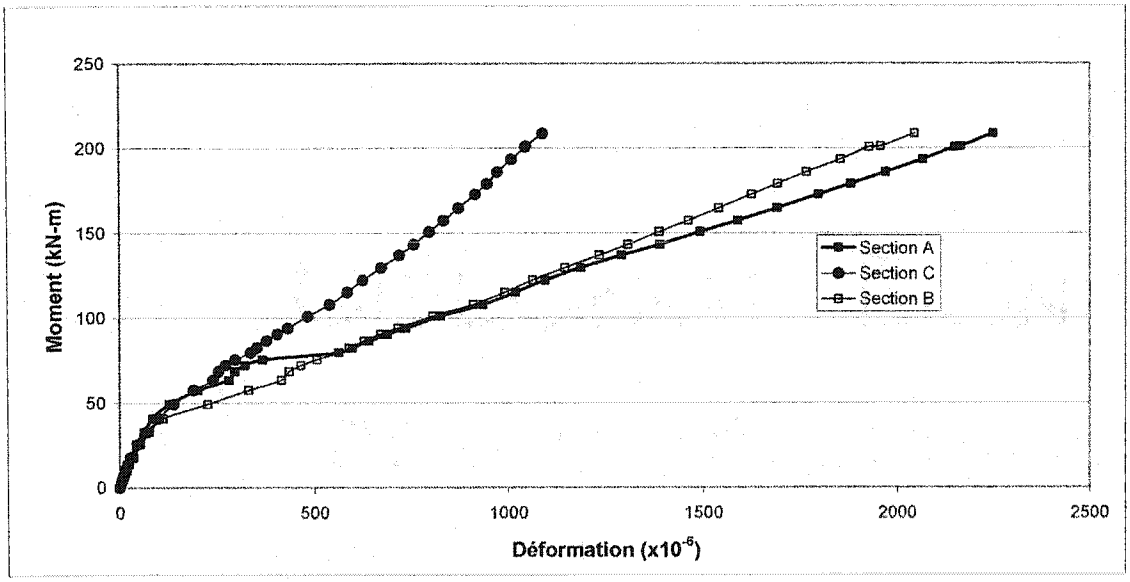


Figure 4.21 – Déformations en tension des aciers d'armatures du spécimen R1

L'analyse des mesures montre qu'avant la fissuration du béton, les déformations dans les armatures sont les mêmes. Par contre, une fois le béton fissuré, l'effet de la longueur de l'ancrage des barres apparaît nettement. On observe, pour un même moment, une déformation deux fois plus grande à la section A et B qu'à la section C. Ceci permet d'affirmer que le développement de la barre est environ linéaire et on semble pouvoir développer le plein potentiel élastique des barres avec un chevauchement de 600 mm, car on obtient des déformations très près de la limite élastique de 2200 με.

4.6.1.3 Lectures des repères mécaniques

Tel que mentionné au point 4.4.1, des repères mécaniques ont été utilisés pour évaluer les déformations en traction du béton. Au point 4.6.1.1, on a présenté les déformations longitudinales du béton au niveau de la face tendue de la poutre. D'autres repères sont utilisés, tel qu'illustré à la Figure 4.15, pour mesurer les déformations causées par le champ de tension développé par les barres chevauchées. La Figure 4.22 montre les déformations transversales du béton le long du chevauchement des barres d'armature pour les jauges positionnées à la section A, C, B. Comme le chevauchement est symétrique sur la poutre, il serait logique d'observer des déformations similaires pour les sections A et B; par contre, comme les barres d'armatures à ces endroits n'ont pas la même profondeur, on obtient des valeurs différentes.

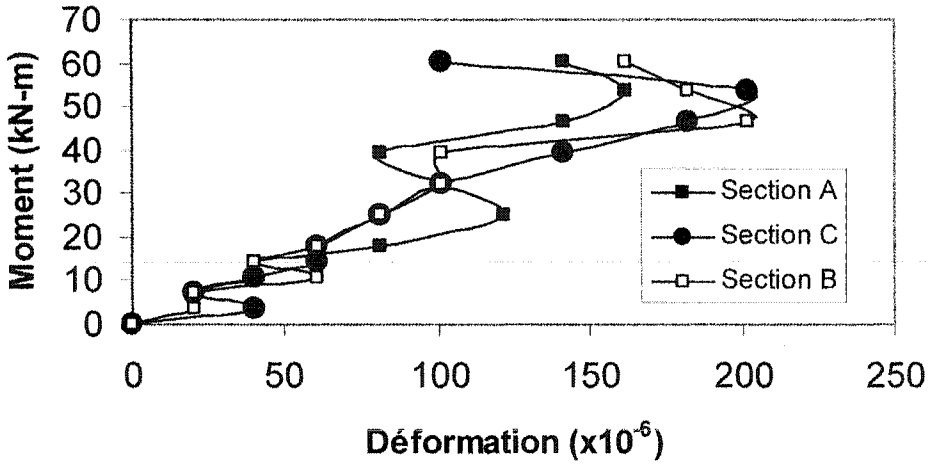


Figure 4.22 – Déformations transversales du couvert de béton (barre centrale) du spécimen R1

Les résultats de la Figure 4.22 montrent clairement que les déformations transversales du couvert de béton causées par le champ de tension des barres d'armature dépassent la limite de fissuration d'environ 100 με pour le béton, et ce, pour des moments de faible amplitude. Ces déformations ont été suffisantes pour produire des fissures de fendage dans la zone centrale de la poutre. On a observé par la suite un glissement généralisé des barres chevauchées qui a amené la rupture du spécimen.

Tel que mentionné auparavant l'extrémité des barres extérieures a été instrumenté à l'aide de repères mécaniques. La Figure 4.23 montre comment sont installés ces repères. Ils permettent de suivre le glissement de la barre relativement au béton qui l'entoure.

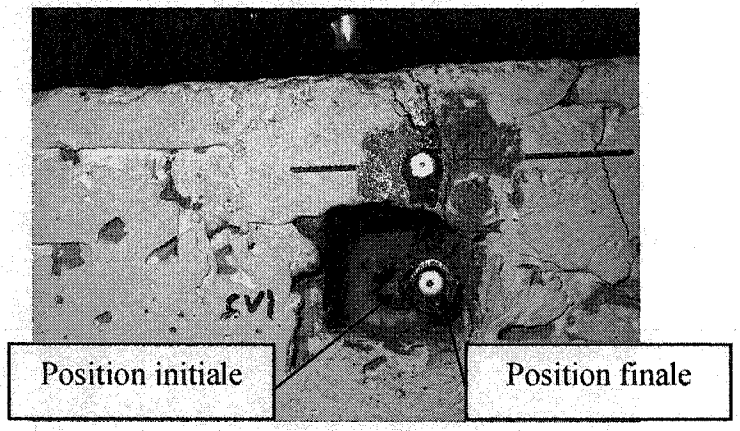


Figure 4.23 – Glissement relatif des barres d'armatures extérieures du spécimen R1

La Figure 4.24 montre l'évolution du glissement des deux barres instrumentées. Ce diagramme permet d'évaluer le glissement des barres car, s'il n'y avait pas de glissement, la déformation du béton serait la même que celle des barres d'armature par rapport au béton. Les lectures obtenues par les repères mécaniques donnent des déformations unitaires qui, une fois multipliées par la longueur initiale entre les repères, donnent un allongement. Si on compare l'allongement obtenu entre le béton et la barre d'acier avec l'allongement global du béton, il est possible de déduire le glissement relatif de la barre d'acier par rapport au béton. La Figure 4.24 montre ces résultats :

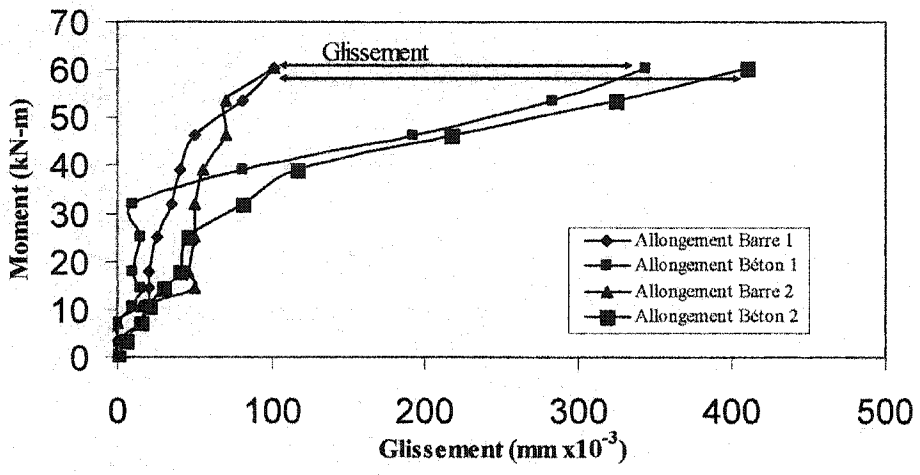
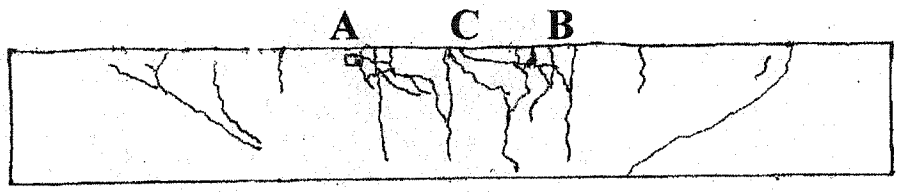


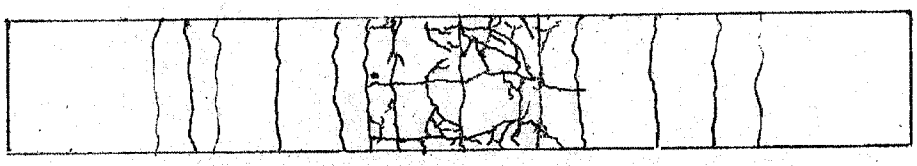
Figure 4.24 – Glissement des barres d'armatures du spécimen R1

4.6.1.4 Patrons de fissuration

Cette section présente l'analyse du patron de fissuration du spécimen R1. La Figure 4.25 montre le patron de fissuration à la rupture qui permet d'observer le mode de rupture qui est caractérisé par le fendage du couvert de béton et par la dislocation du chevauchement d'armatures. Les fissures de fendage au niveau du chevauchement des armatures apparaissent clairement. Celles-ci ont causé le glissement des barres d'armatures et la rupture fragile du spécimen.



Fissuration du spécimen R1 - vue de côté



Fissuration du spécimen R1 – vue en plan

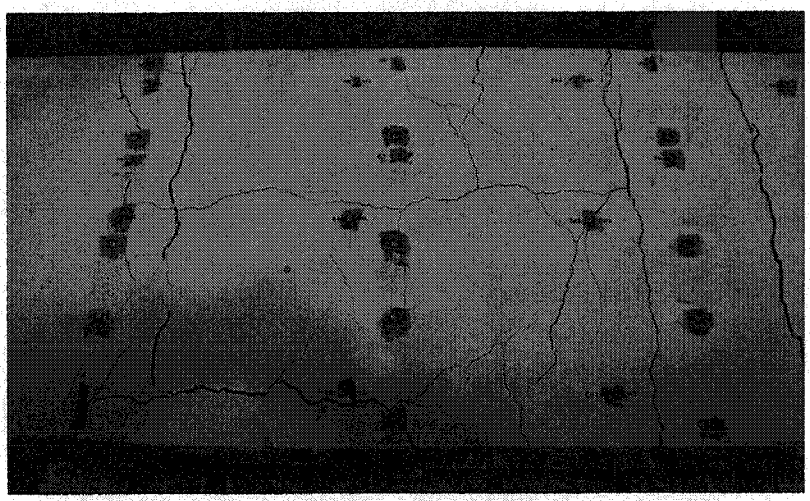


Figure 4.25 – Patron de fissuration du spécimen R1

4.6.1.5 Diagramme moment-courbure

La Figure 4.26 présente les diagrammes moment-courbure obtenus des mesures effectuées lors de l'essai. Comme les jauges à béton étaient installées au centre de la poutre directement sous les jauges des barres d'armatures situées à la section C, la courbure mesurée en C n'est pas la plus grande car les courbures mesurées ne se trouvent pas à la zone de rupture. Il est possible de déterminer approximativement la courbure expérimentale aux sections A et B en utilisant les jauges sur la face comprimée du béton (située en C) et celles sur l'armature aux sections A et B. Théoriquement les courbures ainsi calculées sont exactes, car le moment est constant sur la partie centrale, et du même fait les déformations du béton. Par contre, cette hypothèse est valide si la section reste linéaire élastique, ce qui n'est plus le cas lorsqu'il y a de la fissuration, tel qu'observé sur le spécimen. Les valeurs ε_c obtenues à la section ne peuvent pas être utilisées pour déduire les déformations aux section A et B. Les courbes expérimentales pour la courbure des trois sections sont présentées à la Figure 4.26. La courbure obtenue à la section A est la plus pertinente, car à cet endroit les barres d'armature ont la plus petite distance à la fibre comprimée (d), donc les plus tendues.

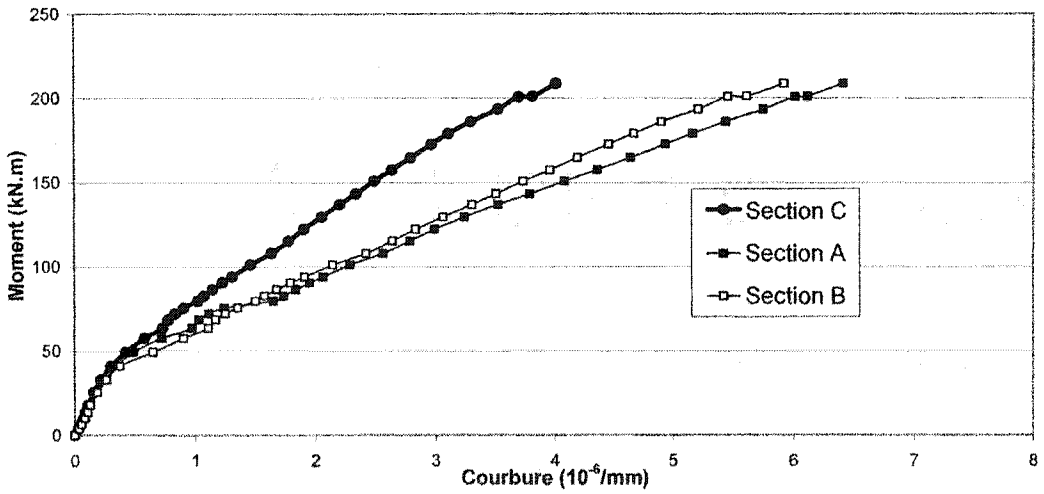


Figure 4.26 – Diagrammes moment – courbure du spécimen R1

Pour valider les mesures expérimentales, le logiciel AIS «Analyse inélastique des section» (Bédard et Massicotte 2001) développé à l'École Polytechnique de Montréal a été utilisé. Ce logiciel permet de tracer les diagrammes moment-courbure à partir des caractéristiques mécaniques des matériaux et de la géométrie de la section.

Trois modèles de section ont été développés pour chacune des sections de la zone de chevauchement. La Figure 4.27 présente le résultat des simulations en parallèle avec les mesures expérimentales.

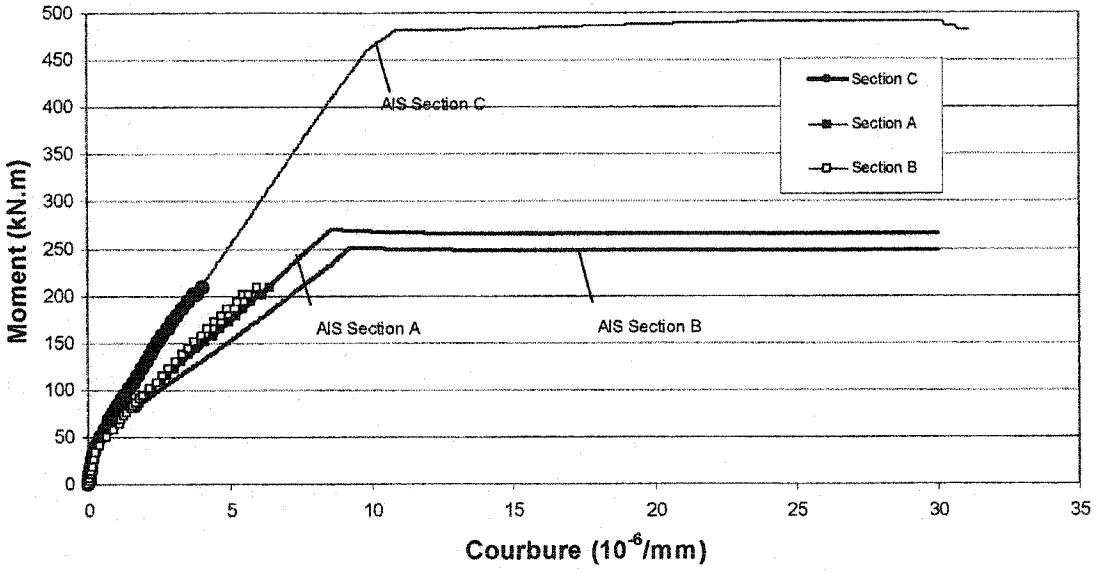


Figure 4.27 – Simulation AIS pour le spécimen R1

Le modèle développé à l'aide du logiciel AIS permet d'obtenir une courbure très similaire au comportement expérimental pour la section C, dans la zone centrale de notre poutre. Par contre, pour les sections A et B on voit que le modèle AIS suppose des courbures plus importantes. Les résultats donnés par le modèle sont logiques car étant donné qu'il y a moins d'acier dans ces sections il y a plus de déformations dans le béton, ce qui donne une plus grande courbure. Ceci vient aussi supporter l'hypothèse

que les déformations en compression ne sont pas uniformes sur la zone centrale. À partir de ce modèle, on peut maintenant évaluer la courbure obtenue aux extrémités du chevauchement. Comme on a obtenu expérimentalement des déformations longitudinales de 2071 με pour les aciers d'armature à cet endroit pour un moment de 208 kN-m, on utilise le modèle développé à l'aide d'AIS et on obtient la courbure équivalente pour ce moment. La courbe corrigée pour la section A est ainsi obtenue et est présentée à la Figure 4.28.

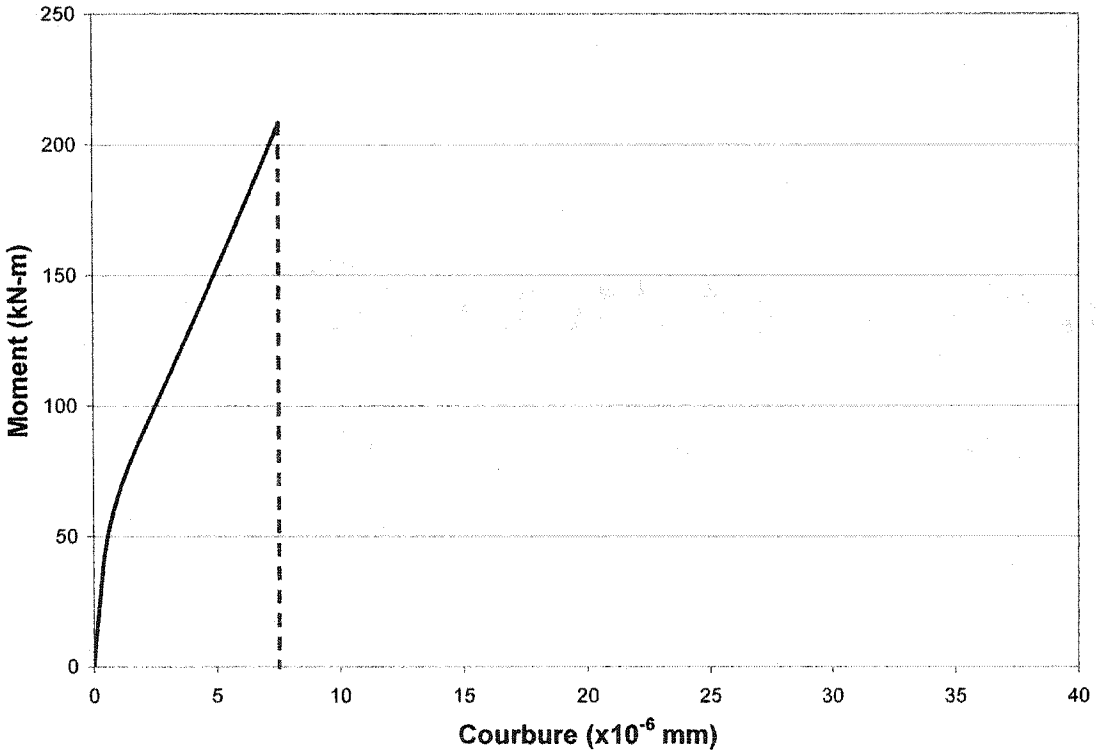


Figure 4.28 – Diagramme moment-coubure du spécimen R1 à la section A (modèle AIS)

Le modèle AIS nous donne pour la déformation de 1855 με et pour le moment de 208 kN-m, une courbure de 7.5×10^{-6} mm. Une différence de 10% est ainsi observée au niveau des déformations longitudinales. Cet écart bien que significatif, reste raisonnable pour les travaux ici.

Si on s'intéresse à la résistance ultime du spécimen mesurée lors de l'essai, on obtient une valeur de 208 kN-m. Cette valeur qui est nettement inférieur à la valeur théorique de 253 kN-m. Ce qui montre que le spécimen a subit une rupture prématurée par fendage.

4.6.1.6 Rupture

À partir des résultats obtenus et par les observations faites lors de l'essai, on arrive à la conclusion qu'une rupture fragile de la poutre non renforcée par fendage au niveau des chevauchements d'armatures s'est produite. Comme illustré à la Figure 4.29 il n'y a pas de déformation plastique apparente une fois le spécimen déchargé et, à partir du diagramme moment-courbure, on observe que le spécimen n'a présenté aucune ductilité.

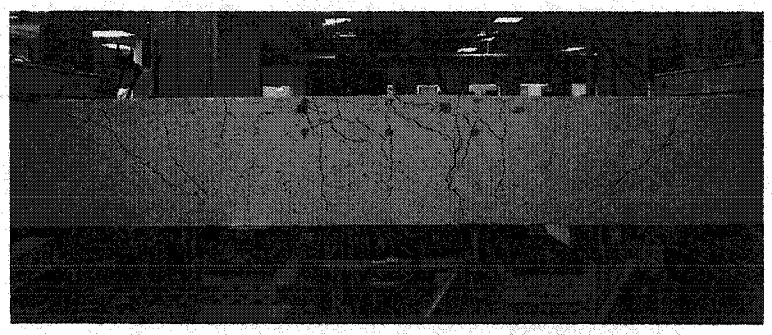


Figure 4.29 – Rupture du spécimen R1

4.6.2 Spécimen renforcé d'une chemise de BRF (F1)

Pour le deuxième essai, le spécimen renforcé d'une chemise de BRF, identifié dans ce cas par le nom F1, a été soumis au même chargement que le spécimen témoin. Pour cet essai, l'instrumentation de la poutre a été modifiée. Les repères mécaniques

mesurant le glissement des barres n'ont pas été mis en place, car les déformations du béton ont lieu cette fois-ci en dehors de la section centrale et il a été impossible de relever ces déformations lors de l'essai. La Figure 4.30 montre le spécimen F1 sur le montage, ou la surépaisseur de BRF qui a été mise en place apparaît clairement.

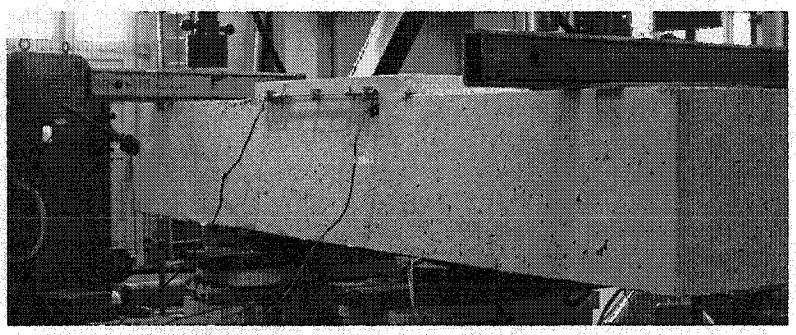


Figure 4.30 – Montage pour le spécimen F1

4.6.2.1 Déformation dans le béton

Lors de cet essai, les déformations en compression du béton ont été enregistrées à l'aide de jauges électriques mises en place au centre de la poutre sur la face comprimée, tel que montré sur la Figure 4.31.

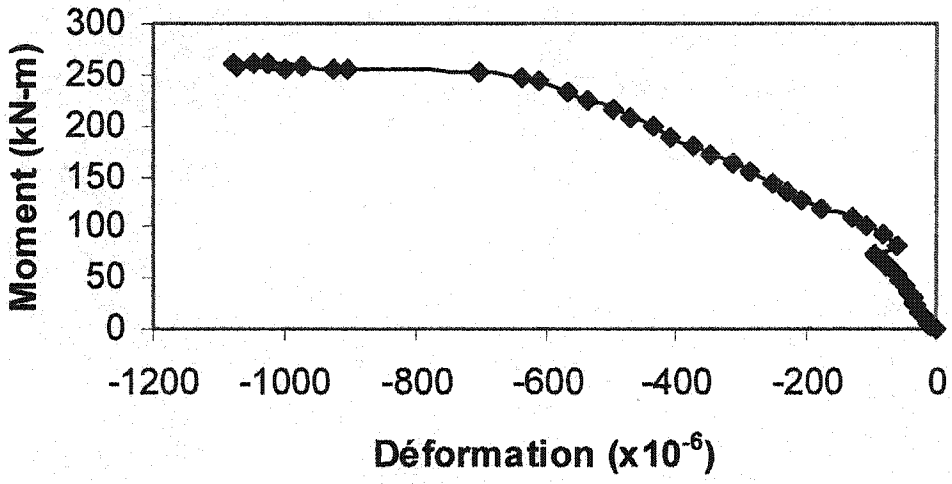


Figure 4.31 - Déformation en compression du béton du spécimen F1

Tel qu'illustré à la Figure 4.32, la rupture a été causée par la rupture en compression du béton à la section A, suite à de grandes déformations dans l'armature longitudinale.

Figure 4.32 – Rupture en compression du béton spécimen F1

Il est donc permis de supposer qu'à cet endroit les déformations ont atteint environ 3500 με, ce qui n'a pas été mesuré avec les jauges électriques, installées à la section C de la poutre. La valeur obtenue à la section C est de 1193 με. Comme on peut observer sur la Figure 4.32, il y a eu une rotule plastique qui s'est formée à l'extérieur de la réparation juste au-dessus de la zone de béton qui a éclatée. Il n'est plus possible, dans ce cas, de considérer que les déformations dans le béton sont uniformes. Pour connaître les déformations dans le béton à cet endroit il faut utiliser les valeurs obtenues par les jauges des aciers d'armature à la section A et extrapoler, à l'aide d'un modèle développé grâce au logiciel AIS au point 4.6.1.5, les déformations du béton. Le modèle peut-être utilisé dans ce cas, car la section qui sera simulée se trouve à l'extérieure de la réparation et le modèle peut ainsi s'appliquer. Les résultats de cette extrapolation sont présentés au point 4.6.2.3.

4.6.2.2 Déformation dans l'acier

La Figure 4.33 montre les déformations mesurées par les jauges électriques dans les aciers d'armature chevauchés au centre de la poutre. Comme les armatures sont chevauchées sur 600 mm, on retrouve les lectures moyennes des jauges à la section A, C, B.

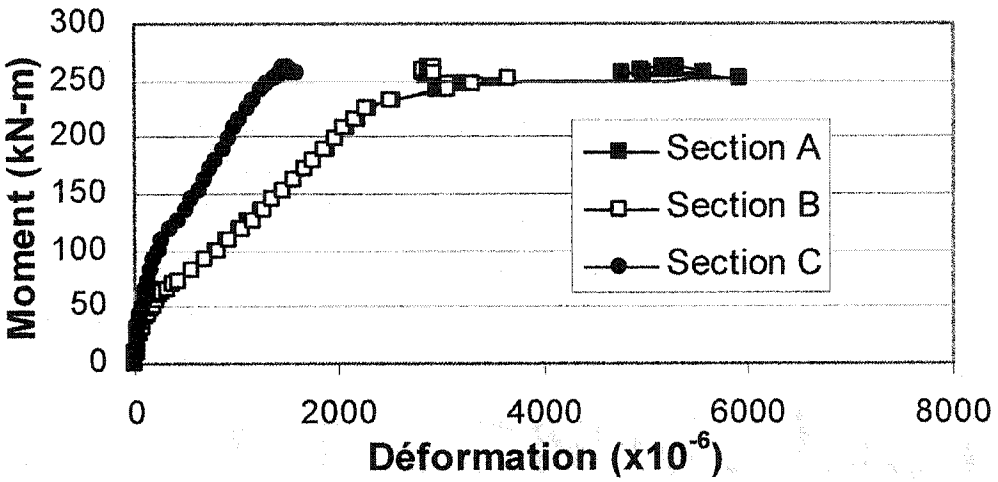


Figure 4.33 – Déformation en tension de l'acier spécimen F1

L'analyse de la Figure 4.33 montre qu'avant la fissuration du béton les mêmes déformations sont lues. Par contre, une fois le béton fissuré l'effet de la longueur de développement des barres apparaît clairement. Pour un même moment, la déformation est deux fois plus grande aux sections A et B qu'à la section C jusqu'à la plastification des barres d'armature où de grandes déformations sont observées à la section A. Ces observations permettent de conclure que le développement de la barre est environ linéaire dans le domaine élastique. Par contre, une fois que la barre plastifie, on observe une augmentation des déformations aux sections A et B alors qu'à la section C les déformations semblent se stabiliser. Ceci vient supporter l'observation de la formation d'une rotule plastique juste à l'extérieur de la zone de renforcement. Pour cet essai, la

déformation longitudinale maximale mesurée dans les aciers d'armature à la section A est de 5586 με.

4.6.2.3 Modélisation à l'aide de AIS

Pour évaluer la courbure obtenue lors de l'essai, le modèle de la poutre développé à l'aide du logiciel AIS au point 4.6.1.5 a été utilisé. Comme la rotule plastique s'est formée à l'extérieur de la zone renforcée, les lectures obtenues pour les barres d'armature à la section A (5586 με) permettent de déterminer approximativement la courbure maximale obtenue par le spécimen F1. La Figure 4.34 montre la modélisation du comportement expérimental du spécimen F1.

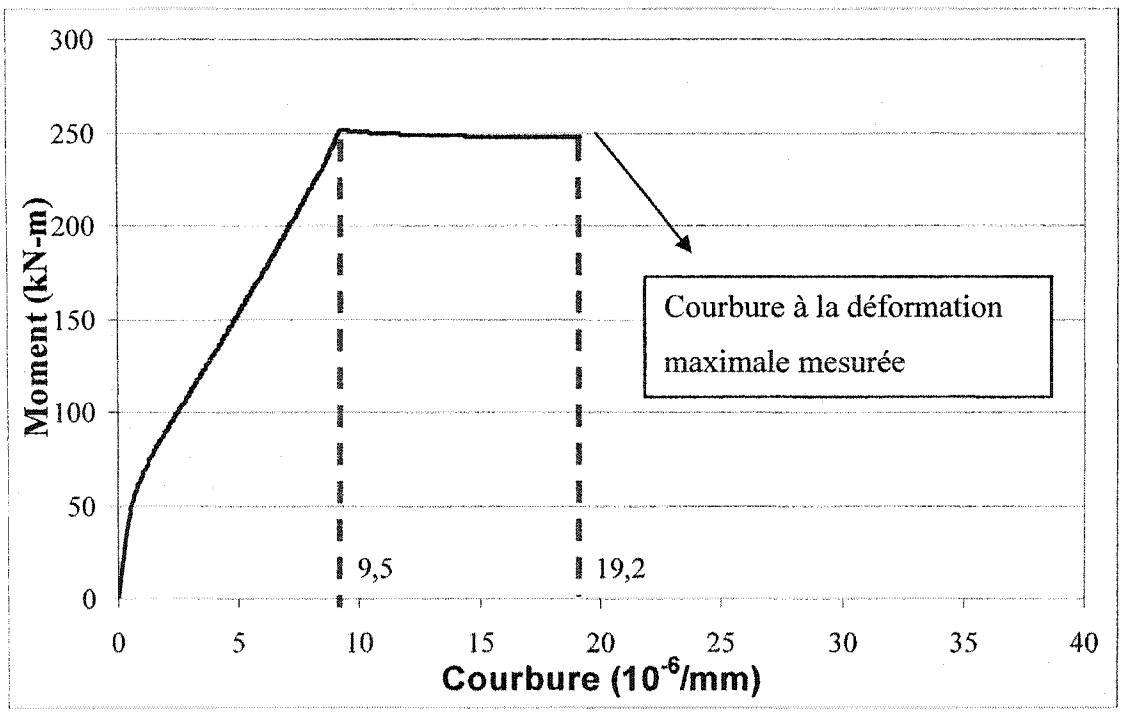


Figure 4.34 – Diagramme moment-courbure pour le spécimen F1

Le modèle réalisé avec AIS permet de déterminer que la courbure est égale à 19.2×10^{-6} mm pour une déformation de 5586 με. La résistance obtenue par le modèle est de 251 kN-m à la rupture du spécimen ce qui est inférieur à celle obtenue expérimentalement 261 kN-m soit une sous-estimation de 5% par rapport à l'expérimentale ce qui peut être considéré comme relativement exact.

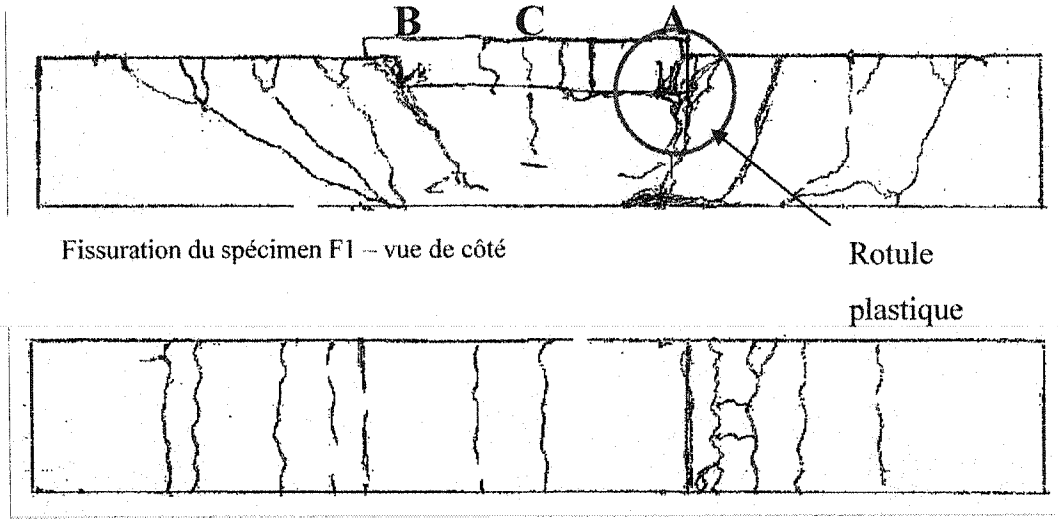
La résistance obtenue, lors de l'essai, pour ce spécimen est de 261 kN-m. Ceci représente donc une augmentation de résistance de 20% par rapport au spécimen non-renforcé R1. Lors de l'essai, une grande courbure dans le domaine plastique a été obtenue. La ductilité en courbure fournie par le spécimen sera donc le rapport entre la courbure à la limite élastique et la courbure à la rupture calculées avec AIS, ce qui donne une ductilité μ_φ de :

$$\mu_\varphi = \frac{19.2}{9.5} = 2$$

L'ajout d'une chemise en BRF dans la zone de chevauchement d'armature permet donc d'obtenir un important gain de ductilité par rapport au spécimen R1.

4.6.2.4 Patron de fissuration

La Figure 4.35 montre le patron de fissuration à la rupture du spécimen F1. Ce qui permet d'observer que le mode de rupture est caractérisé par la formation d'une rotule plastique à l'extérieur de la zone de chevauchement. L'observation attentive montre qu'il y a maintenant très peu de fissures dans la zone renforcée à l'aide d'une chemise de BRF, et les fissures de fendage caractéristiques observées sur le spécimen R1 ont disparu. Les fissures se sont donc concentrées à l'extérieur de la zone de chevauchement, ce qui était voulu.



Fissuration du spécimen F1 – vue de côté

Fissuration du spécimen F1 – vue en plan

Figure 4.35 – Patron de fissuration du spécimen F1

4.6.2.5 Rupture

Suite aux résultats présentés précédemment, ainsi qu'à la lumière des observations faites lors de l'essai en laboratoire, la rupture du spécimen F1 a été ductile. Les déformations obtenues au niveau des aciers dépassent les limites élastiques, et une courbure importante à la rupture du spécimen a pu être observée. Cette courbure a été 2 fois plus importante que celle observée à la limite élastique du spécimen et 2.6 fois supérieure à celle du spécimen témoin. De plus, il a pu être observé, une fois le spécimen déchargé, une courbure résiduelle importante due aux déformations plastiques importantes subies par le spécimen. La Figure 4.36 montre la courbure importante obtenue lors de l'essai.

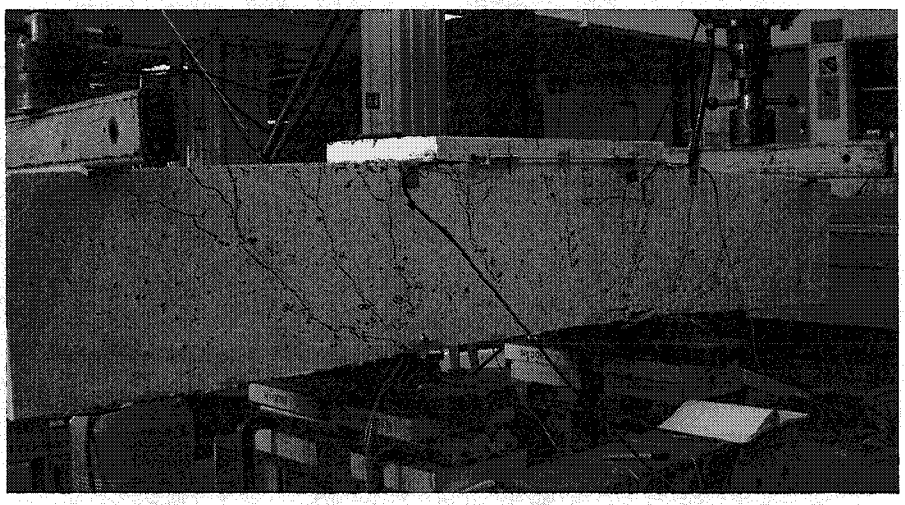


Figure 4.36 – Rupture du spécimen F1

4.6.3 Spécimen renforcé d'une chemise de BRF avec treillis ancré dans le noyau (FTA1)

Pour le troisième essai, le spécimen renforcé d'une chemise de BRF avec un treillis ancré dans la matrice, identifié dans ce cas par le nom FTA1, a été soumis aux mêmes chargements que celui du premier et deuxième essai. La Figure 4.37 montre le spécimen FTA1 sur le banc d'essai alors que la surépaisseur de BRF qui a été mise en place apparaît clairement.

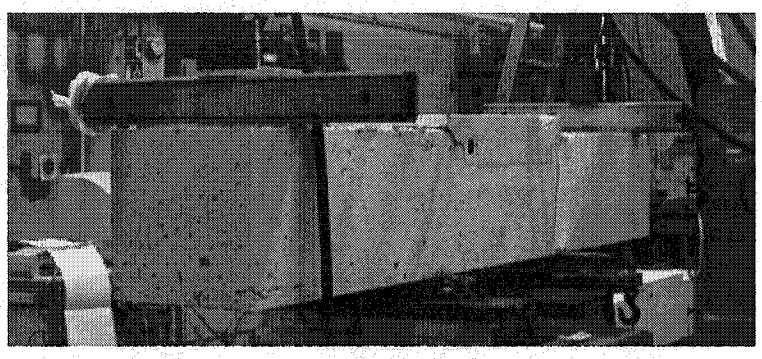


Figure 4.37 – Montage pour le spécimen FTA1

4.6.3.1 Déformations dans le béton

Lors de cet essai, les déformations en compression du béton ont été mesurées à l'aide de jauges électriques mises en place au centre de la poutre sur la face comprimée, tel qu'illustré à la Figure 4.38.

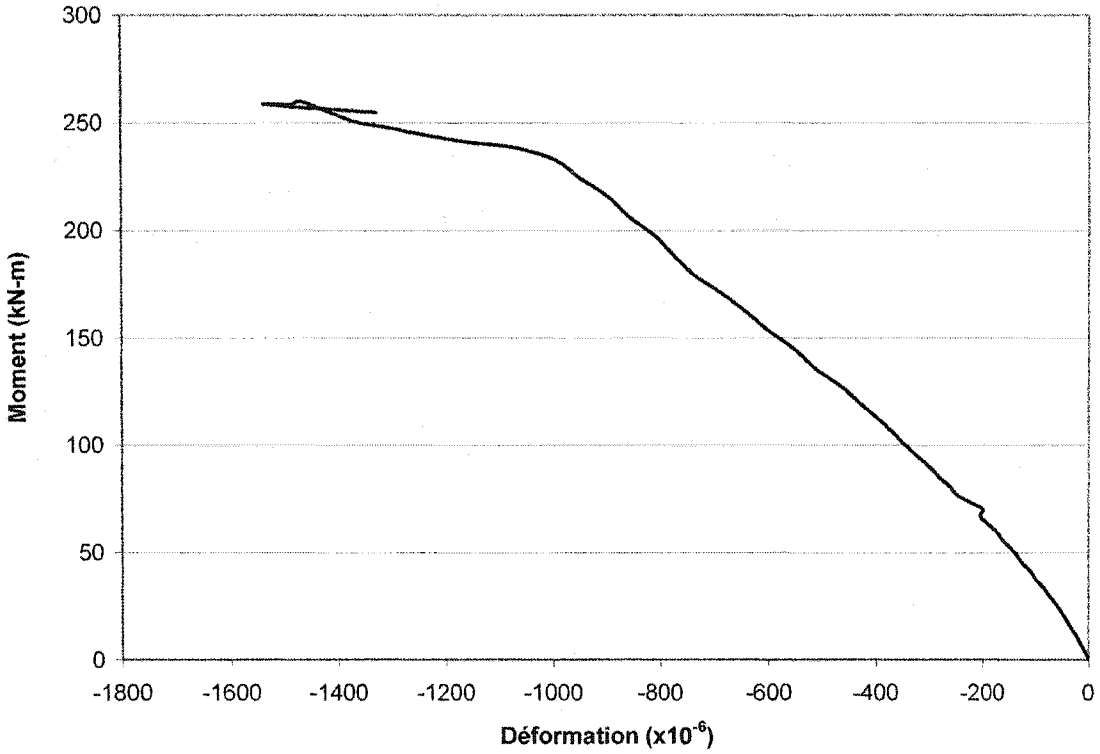


Figure 4.38 – Déformation en compression du béton spécimen FTA1

Tel qu'illustré à la Figure 4.39, la rupture a été causée par la rupture en compression du béton à la section A, suite à de grandes déformations dans l'armature longitudinale. Ce qui est très similaire au spécimen F1.

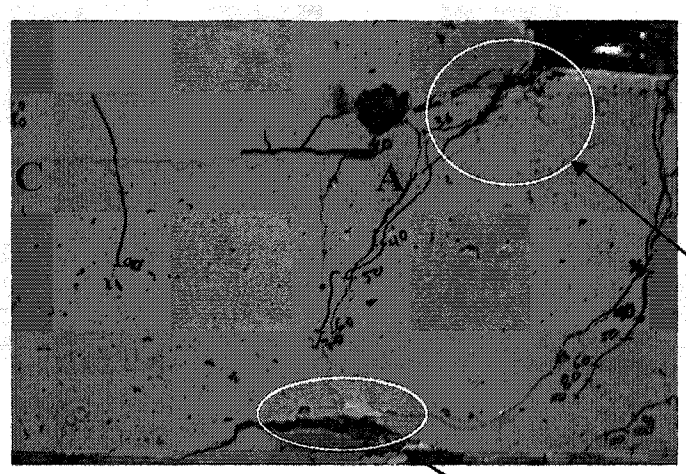


Figure 4.39 – Rupture en compression du béton spécimen FTA1

Il est donc permis de supposer qu'à cet endroit, les déformations ont atteint environ 3500 με ce qui n'a pas été mesuré avec les jauges électriques, installées à la section C de la poutre. La valeur obtenue à la section C est de 1549 με. Comme on peut observer sur la Figure 4.39, qu'il y a eu une rotule plastique qui s'est formée à l'extérieur de la réparation juste au-dessus de la zone de béton qui a éclaté. Il n'est plus possible, dans ce cas, de considérer que les déformations dans le béton sont uniformes. Pour connaître les déformations dans le béton à cet endroit, il faut utiliser les valeurs obtenues par les jauges des aciers d'armature à la section A et extrapoler, à l'aide d'un modèle développé à l'aide du logiciel AIS au point 4.6.1.5, les déformations du béton. Les résultats de cette extrapolation sont présentés au point 4.6.3.3.

4.6.3.2 Déformations dans l'acier

La Figure 4.40 montre les déformations mesurées par les jauges électriques dans les aciers d'armature chevauchés au centre de la poutre. Comme les armatures sont

chevauchés sur 600 mm, on retrouve les lectures moyennes des jauges à la section A, C, B.

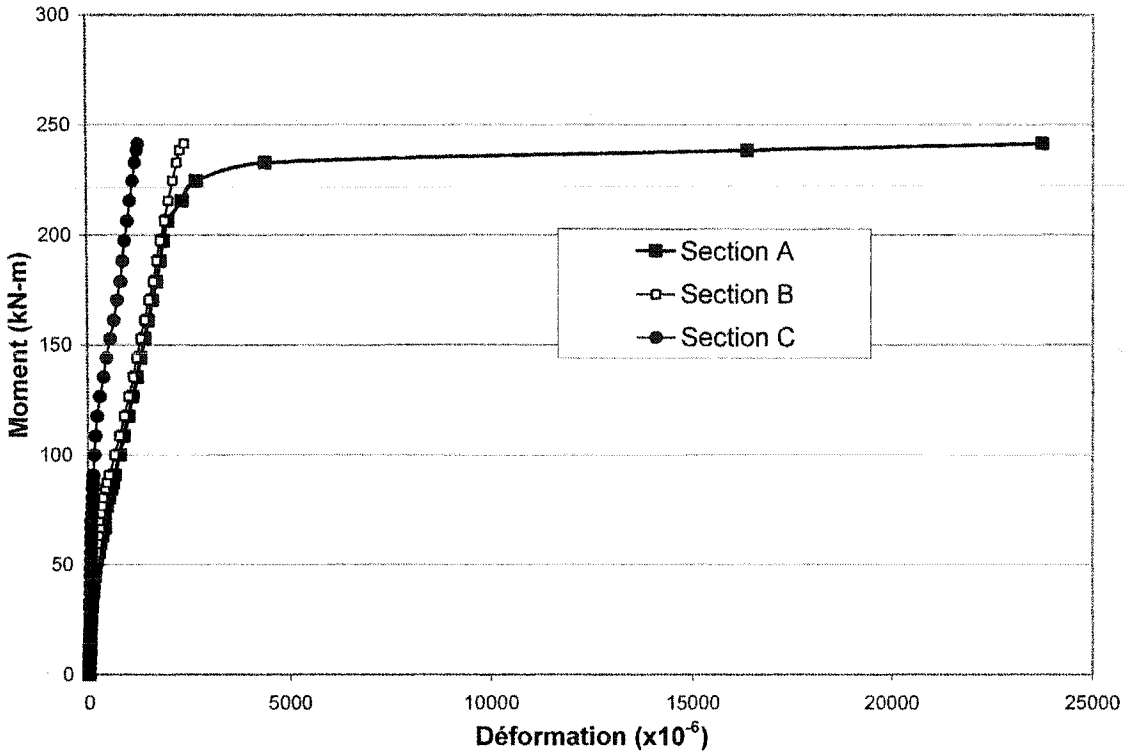


Figure 4.40 – Déformation de l'acier spécimen FTA1

L'analyse de la Figure 4.40 montre qu'avant la fissuration du béton les mêmes déformations sont lues. Par contre, une fois le béton fissuré l'effet de la longueur de développement des barres apparaît clairement. Pour un même moment, la déformation est deux fois plus grande à la section A et B qu'à la section C jusqu'à la plastification des barres d'armature où de grandes déformations sont observées à la section A. Il est possible d'affirmer que le développement de la barre est environ linéaire dans le domaine élastique. Par contre, une fois que la barre plastifie, on observe une augmentation des déformations à la section A et B alors qu'à la section C les déformations semblent se stabiliser. Ceci supporte l'observation de la formation d'une rotule plastique juste à l'extérieur de la zone de renforcement. Pour cet essai, la

déformation longitudinale maximale mesurée dans les aciers d'armature à la section A est de 23737 με.

4.6.3.3 Modélisation à l'aide de AIS

Pour évaluer la courbure obtenue lors de l'essai le modèle de la poutre développé à l'aide du logiciel AIS au point 4.6.1.5 a été utilisé. Comme la rotule plastique s'est formée à l'extérieur de la zone renforcée, les lectures obtenues pour les barres d'armature à la section A (23737 με) permettent de déterminer approximativement la courbure maximale obtenue par le spécimen FTA1. La Figure 4.41 montre la modélisation du comportement expérimental du spécimen FTA1

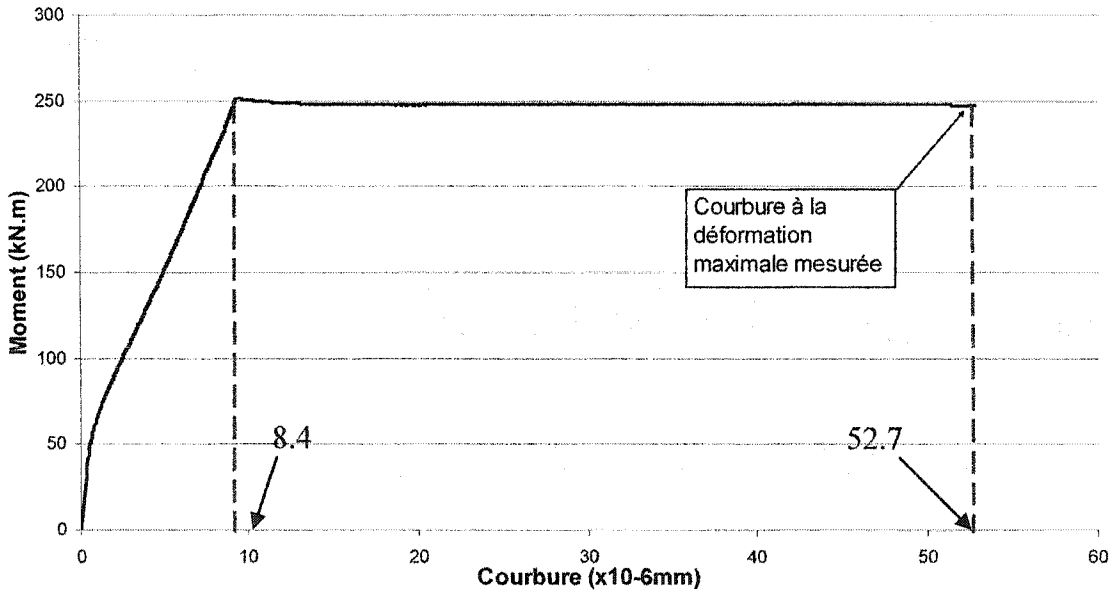


Figure 4.41 – Diagramme moment-courbure pour le spécimen FTA1

Le modèle fait avec AIS permet de déterminer que la courbure est égale à 57.2 pour une déformation de 23737 με. La résistance obtenue par le modèle est de 251 kN-m à la

rupture du spécimen ce qui est inférieur à celle obtenue expérimentalement 259 kN-m soit une sous-estimation de 3% par rapport à l'expérimentale ce qui peut être considéré comme relativement exact.

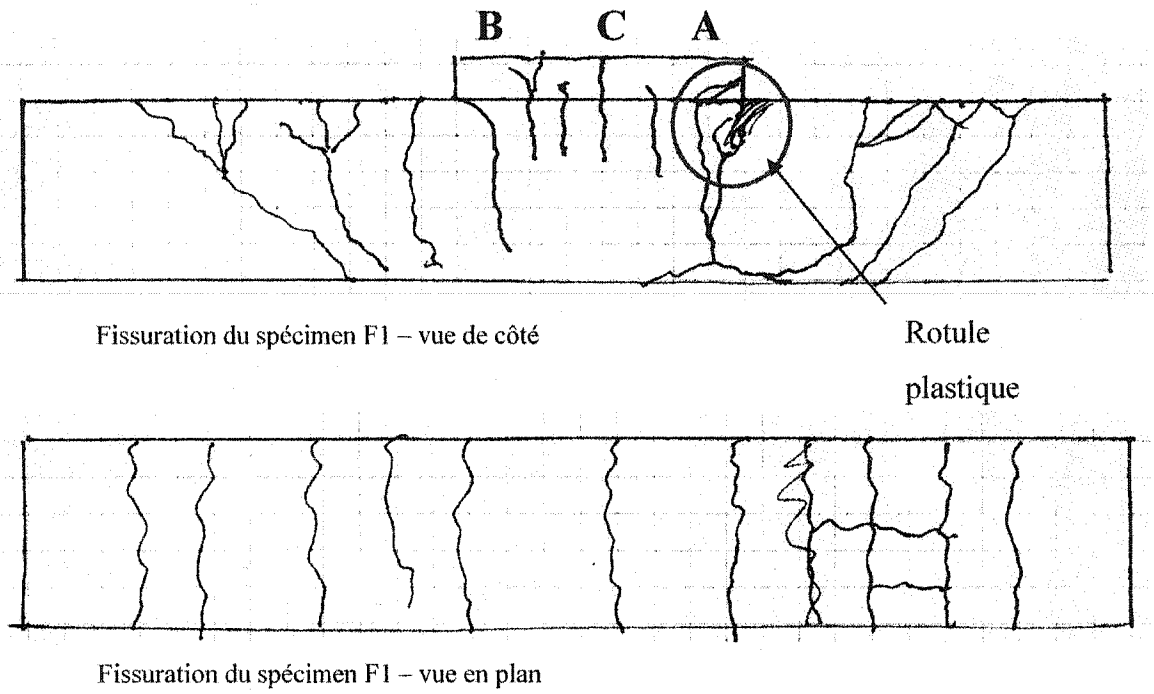
Le spécimen a donc pour cet essai obtenu une résistance expérimentale de 259 kN-m. Ceci représente donc une augmentation de résistance de 19.7% par rapport au spécimen non-renforcé R1. Lors de l'essai une grande courbure dans le domaine plastique a été obtenue. La ductilité en courbure fournie par le spécimen sera donc le rapport entre la courbure à la limite élastique et la courbure à la rupture calculées avec AIS, ce qui donne une ductilité μ_φ de :

$$\mu_\varphi = \frac{52.7}{9.5} = 5.5$$

L'ajout d'une chemise en BRF avec un treillis ancré dans le noyau de béton dans la zone de chevauchement d'armature permet donc d'obtenir un important gain de ductilité par rapport au spécimen R1 et par rapport au spécimen F1 on obtient une ductilité 2.8 fois plus grande.

4.6.3.4 Patron de fissuration

La Figure 4.42 montre le patron de fissuration à la rupture du spécimen FTA1. Ce qui permet d'observer que le mode de rupture est caractérisé par la formation d'une rotule plastique à l'extérieur de la zone de chevauchement. L'observation attentive montre qu'il y a maintenant très peu de fissures dans la zone renforcée à l'aide d'une chemise de BRF, et les fissures de fendage caractéristiques observées sur le spécimen R1 ont disparu. Les fissures se sont donc concentrées à l'extérieur de la zone de chevauchement, ce qui était voulu.



Fissuration du spécimen F1 – vue de côté

Fissuration du spécimen F1 – vue en plan

Figure 4.42 – Patron de fissuration du spécimen F1

4.6.3.5 Rupture

Suite aux résultats présentés précédemment ainsi qu'à la lumière des observations faites lors de l'essai en laboratoire, la rupture du spécimen FTA1 a été ductile. Les déformations obtenues au niveau des aciers dépassent la limite élastique, et une courbure importante à la rupture du spécimen a pu être observée. Cette courbure a été 2 fois plus importante que celle observée à la limite élastique du spécimen et 5.5 fois supérieure à celle du spécimen témoin R1 et 2.8 fois supérieure à celle du spécimen F1. De plus, il a pu être observé une fois le spécimen déchargé, une courbure résiduelle importante due aux déformations plastiques importantes subies par le spécimen. La Figure 4.43 montre la courbure importante obtenue lors de l'essai.

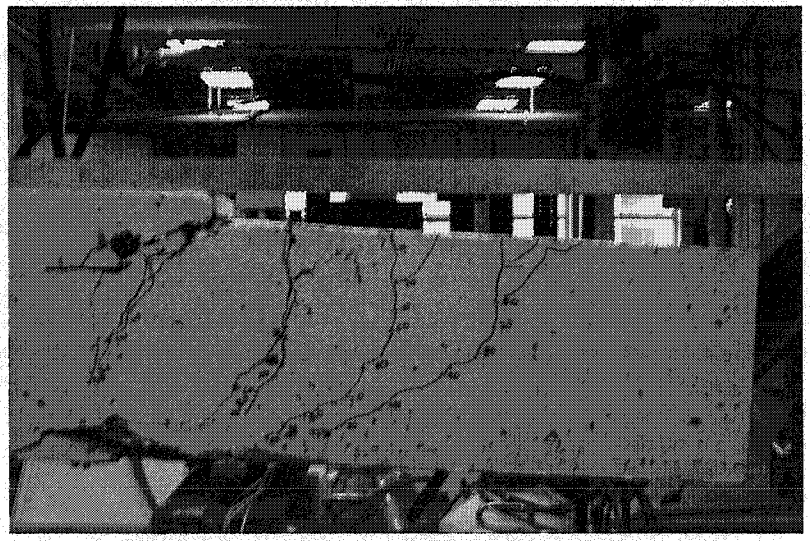


Figure 4.43 – Rupture du spécimen F1

4.6.4 Récapitulatif

À l'aide des résultats obtenus au cours de cette première série d'essais et de l'analyse qui en a été effectuée par la suite, il est maintenant possible de comparer l'effet des deux méthodes de renforcement proposées sur le comportement structural des spécimens de poutres et leurs chevauchements d'armature.

Tel qu'indiqué trois spécimens ont été étudiés soit : un spécimen témoin non-renforcé, un spécimen renforcé à l'aide d'une chemise de BRF et un spécimen renforcé à l'aide d'une chemise de BRF avec un treillis ancré dans le noyau de béton. Ces spécimens ont été soumis à un essai de flexion.

Il est possible de comparer les spécimens selon le mode de rupture qui a été observé lors de l'essai. Deux comportements structuraux distincts ont pu être observés. Pour le spécimen témoin R1, il y a eu l'apparition généralisée de fissures de fendage au niveau du chevauchement d'armature, combiné avec le glissement des armatures

longitudinales. De plus, une fois le spécimen déchargé, il n'y a eu que très peu de déformation résiduelle. Le mode de rupture a donc été de type fragile. Pour les deux spécimens renforcés, un autre mode de rupture s'est produit. Pour ces deux spécimens, il n'y a pas eu de fissuration de fendage dans la zone renforcée, les fissures se sont développées et concentrées à l'extérieur de cette zone. Ainsi, pour les deux spécimens, il y a eu une formation de rotule plastique et, lorsque que combinée aux grandes déformations résiduelles observées après le déchargement, il est possible de conclure que le mode de rupture est de type ductile.

Il est possible de comparer la résistance ultime et la ductilité obtenues par les spécimens. Pour le spécimen témoin R1, la résistance ultime mesurée a été de 208 kN-m ce qui est 18% inférieur à la résistance théorique. Ainsi, le spécimen n'a pas développé de ductilité. Le spécimen F1 a développé la pleine résistance de la section (262 kN-m) et la ductilité obtenue a été de 2 et le spécimen FTA1 a lui aussi atteint la résistance ultime de la section (257 kN-m) et a développé une ductilité de 5.5. L'utilisation d'une chemise de BRF avec un treillis ancré dans la matrice semble, pour cette première série d'essais, la plus efficace.

À la fin de cette première phase exploratoire il est possible de conclure, à la lumière des résultats obtenus, que l'utilisation d'une chemise de BRF pour renforcer les zones de chevauchement d'armature est une solution efficace. Les bons résultats obtenus sous des chargements simples encourage la poursuite de ce projet de recherche en effectuant maintenant une série d'essais sur des spécimens piles qui seront soumis, cette fois, à des chargements cycliques alternés.

Chapitre 5 Essais de flexion cyclique des piles

5.1 Introduction

Les résultats très prometteurs obtenus lors de la première série d'essais, présentés au chapitre 4, montrent qu'il est possible à l'aide d'une chemise de BRF de modifier le comportement structural des spécimens de poutres et augmenter de façon significative la ductilité des chevauchements d'armature. Ceci permet donc d'entreprendre la deuxième phase expérimentale du projet de rechercher qui consiste à évaluer plus à fond la méthode de renforcement par une deuxième série d'essais où cette fois-ci les spécimens seront soumis à des combinaisons de charges appliquées de façon cyclique.

5.2 Programme expérimental

5.2.1 Objectif du programme expérimental

Ce projet de recherche a pour but de développer une chemise de béton renforcé de fibres devant être installée au niveau des chevauchements d'armature entre la pile et la semelle pour renforcer cette zone afin de lui conférer un comportement ductile. Il sera ainsi possible d'évaluer les effets de la mise en place d'une telle chemise sur le comportement structural des piles. Suite aux résultats positifs obtenus sur des spécimens de poutres renforcées à l'aide de ce type de chemise, il a été décidé d'effectuer une deuxième série d'essais. Le but de ces essais est d'évaluer l'effet d'une combinaison moment fléchissant et cisaillement sur le spécimen ainsi que par l'application d'un chargement cyclique. Cette deuxième série d'essais donnera des

résultats de laboratoire qui représentent mieux le comportement réel des piles soumises à des tremblements de terre.

5.2.2 Méthodologie du programme expérimental

Pour cette deuxième série d'essais, des spécimens ayant les mêmes dimensions que ceux de la première série d'essai seront utilisés. Par contre, cette fois-ci un rang d'armature sur chacune des deux faces sera installé pour simuler une pile. L'effet du renforcement sera étudié en soumettant les spécimen piles à un chargement en porte-à-faux pour créer une combinaison moment fléchissant-cisaillemment au niveau du chevauchement d'armature. Les charges réelles imposées sur les piles lors des tremblements de terre seront ainsi simulées de façon plus représentative bien que les efforts ne soient pas représentés. Pour bien suivre les déformations des spécimens au cours de l'essai ceux-ci seront instrumentés à l'aide de jauges de déformation et de LVDT.

Tel que pour la série 1, trois spécimens ont été fabriqués pour permettre d'évaluer le gain en résistance apporté par le renforcement: un spécimen témoin non-renforcé et deux autres renforcés à l'aide d'une chemise de BRF. Le renforcement proposé lors de ce projet de recherche consistera, tel qu'illustré à la Figure 5.1, en une surépaisseur de béton renforcé de fibres de chaque côté de la pile où se trouvent les chevauchements d'armature. Les mêmes paramètres de renforcement utilisés sur les poutres lors de la première série d'essais, décrits à la section 4.2.2, ont été appliqués aux spécimens de piles. L'épaisseur de la réparation a été fixée à 150 mm, ce qui indique la présence d'une surépaisseur de 50 mm. Ceci est nécessaire, car pour couler le béton dans le coffrage, une ouverture de 50 mm minimale est requise pour permettre le passage du BRF. Deux options de renforcement ont été étudiées. La première option est un spécimen renforcé par une surépaisseur de BRF, et l'autre spécimen renforcé par une

surépaisseur de BRF mais cette fois avec un treillis d'acier ancré dans le noyau de béton.

À l'aide des mesures effectuées au cours des essais, il sera par la suite possible de tracer les courbes appropriées pour évaluer le gain en résistance et en ductilité du renforcement. Ces résultats permettront de décider des recommandations et modifications à apporter lors des projets de renforcement subséquents.

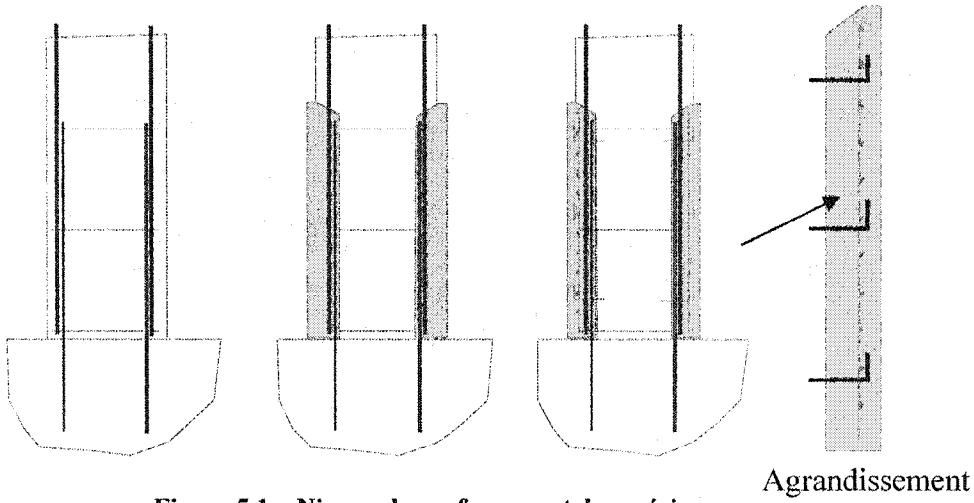


Figure 5.1 – Niveau de renforcement des spécimens

5.3 Description et conception des spécimens

5.3.1 Choix de la pile type

Tel qu'indiqué précédemment, il a été décidé d'étudier en profondeur une pile de pont conventionnelle de forme rectangulaire conçue avec les codes avant 1988. La pile choisie, présenté à la Figure 5.2, a une section de 3000 mm par 900 mm et une hauteur de 4000 mm.

Comme il y a eu, en 2003, d'important travaux de construction au Laboratoire de Structures de l'École Polytechnique de Montréal. Il a été impossible d'étudier une pile de cette dimension dans le laboratoire, on a choisi d'étudier une tranche de la pile. La Figure 5.2 montre la tranche de la pile qui sera étudiée à travers ce chapitre. Le design de cet élément a été conçu pour simuler le plus fidèlement le comportement d'une pile de pont.

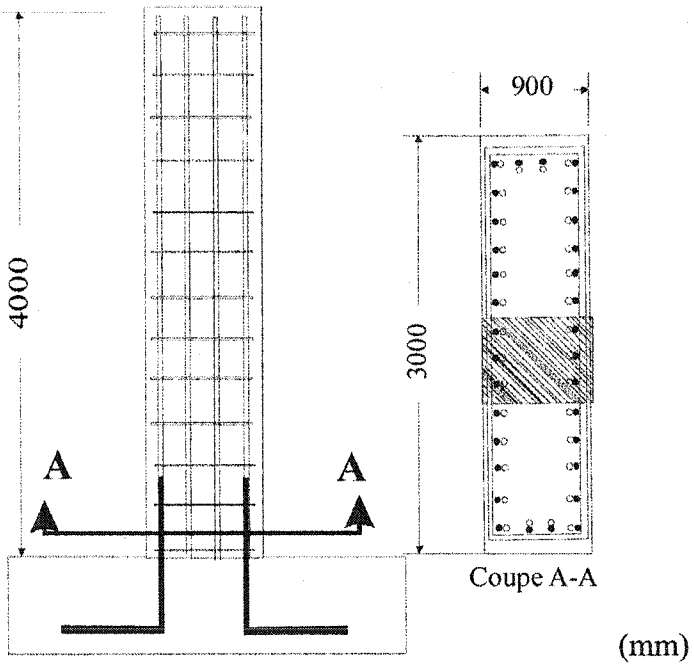


Figure 5.2 – Schéma de la pile étudiée

5.3.2 Montage expérimental

Pour réaliser les essais sur une pile encastrée, un artifice a été élaboré dû aux contraintes du laboratoire en 2003. La Figure 5.3 montre le montage expérimental qui a été utilisé pour la deuxième série d'essais. Les coffrages de la première série d'essais ont été réutilisés pour fabriquer les piles, ce qui donne des spécimens de 3 mètres de longueur.

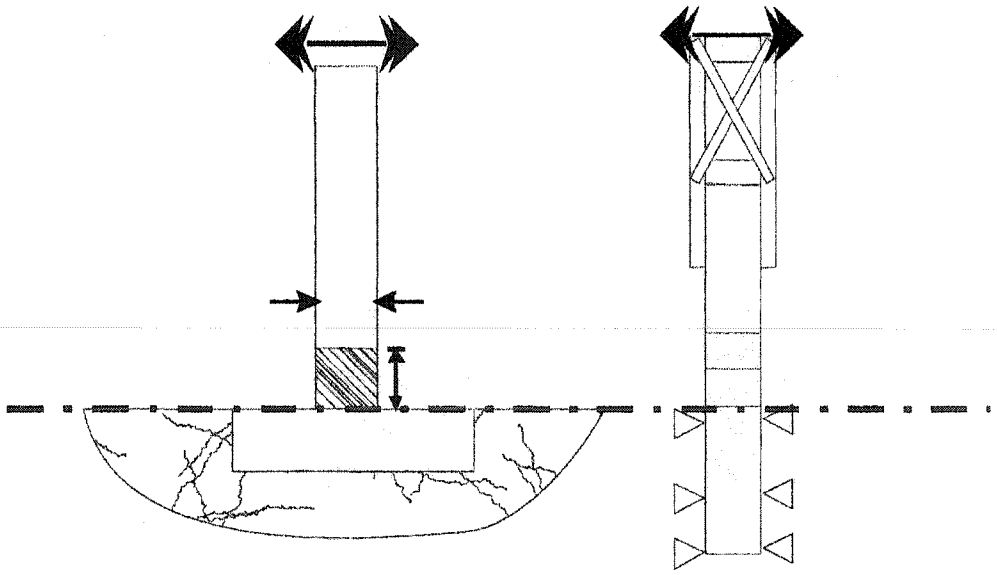


Figure 5.3 – Artifice de laboratoire pour simuler une pile encastrée

Cependant comme les spécimens de piles doivent avoir une hauteur de 4 mètres, un bâti en acier ancré dans la pile pour augmenter ainsi le bras de levier des forces appliquées a été installé. Ce bâti est composé, tel qu'illustré à la Figure 5.4, de pièces d'acier soudées ayant une grande rigidité pour limiter les déformations à son extrémité. Pour bien suivre les déformations l'instrumentation sera installée à l'extrémité de la pile de béton.

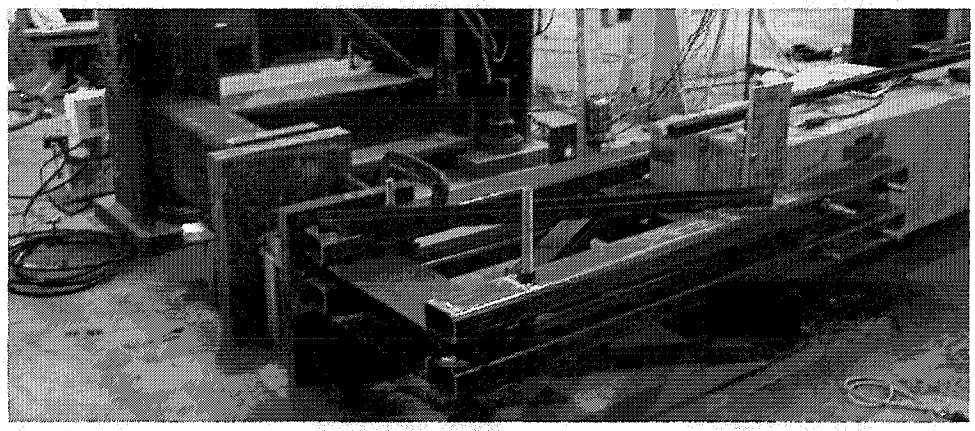


Figure 5.4 – Bâti en acier

On obtient ainsi un rapport moment-cisaillement similaire aux piles moyennement élancées qui sont simulées dans ce projet.

Le chargement appliqué par les vérins d'une capacité de 876 kN donne, comme illustré à la Figure 5.6, un effort tranchant constant et un moment-fléchissant croissant.

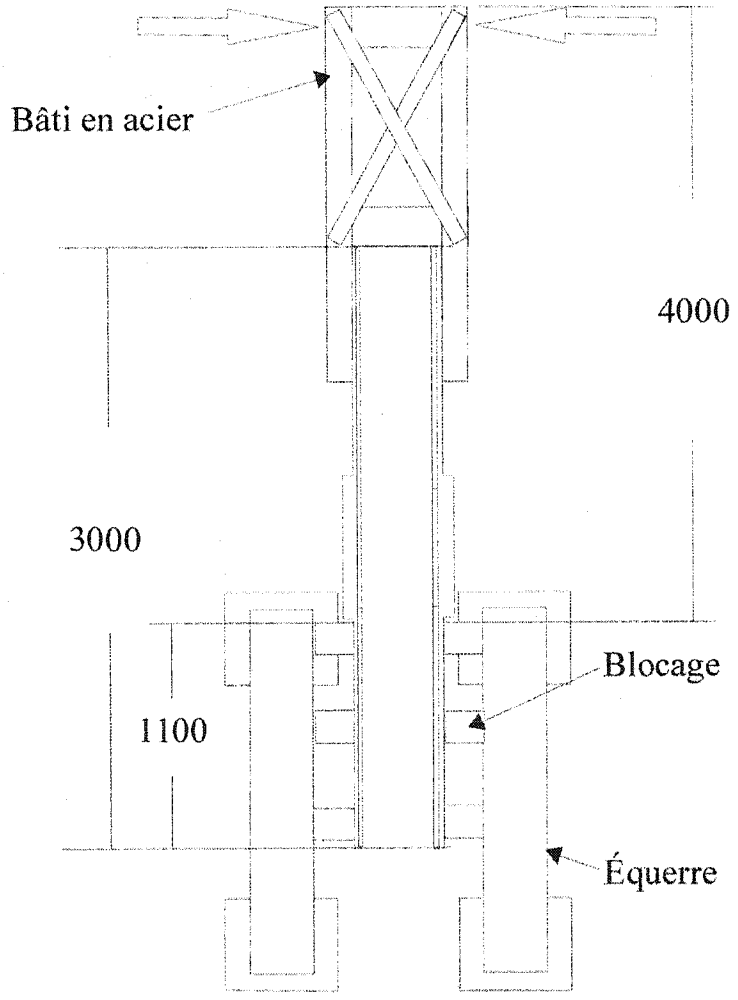


Figure 5.5 - Montage de l'essai

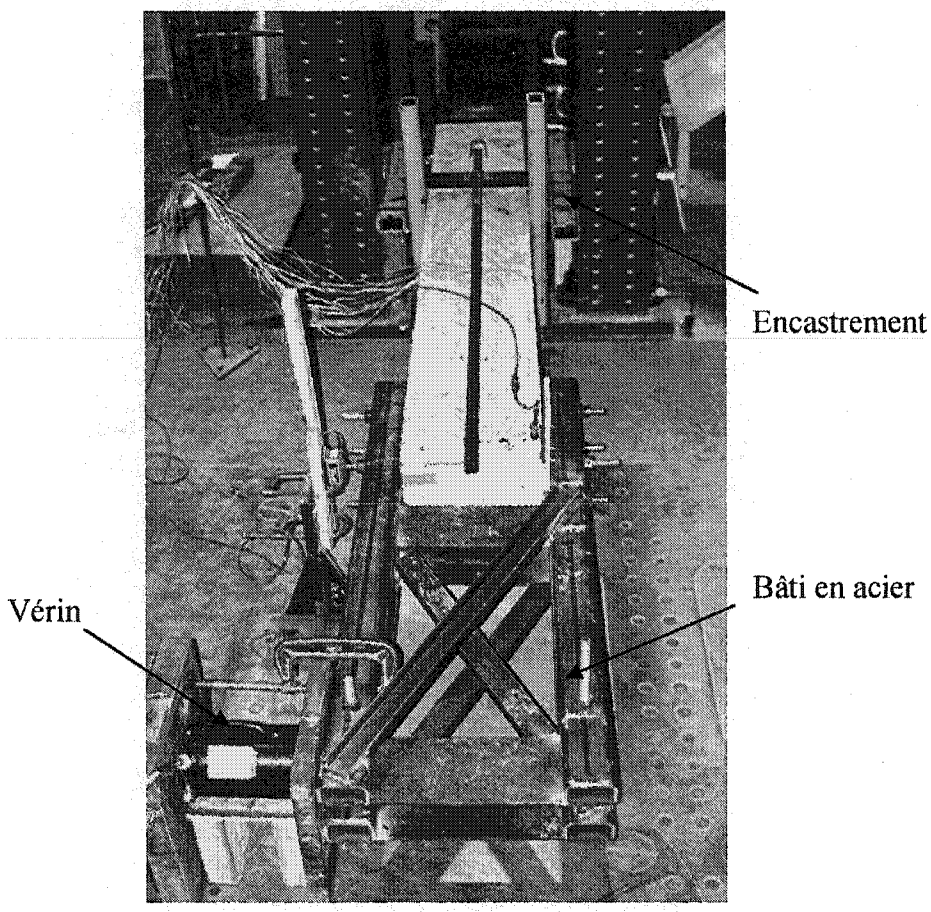


Figure 5.6 – Montage expérimental

Le système de chargement permettra donc d'augmenter progressivement le moment fléchissant à base de la colonne jusqu'à la rupture du spécimen et de tracer, par la suite, le diagramme charge-déformation qui permettra d'évaluer la performance globale du spécimen.

5.3.3 Dimensions des spécimens, des armatures de flexion et des armatures de cisaillement dans la zone de chevauchement

Tel que discuté précédemment, une tranche d'une pile typique a été choisie. La Figure 5.7 montre les dimensions de cette tranche qui sera étudiée.

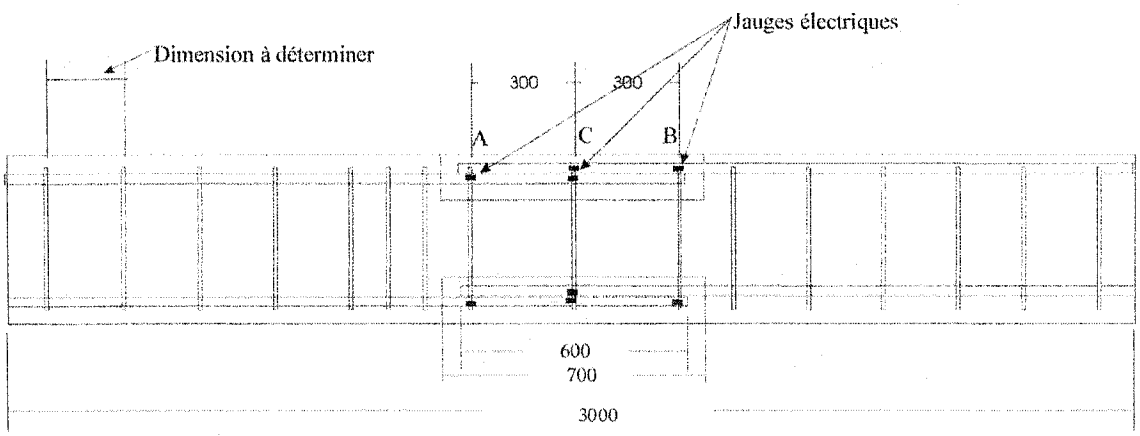


Figure 5.7 –Dimensions de la pile étudiée

La pile aura donc une longueur de 3000 mm et une section de 450 mm par 450 mm. Tel que décrit au point 2.2.2., un chevauchement de 600 mm a été choisi.

Le spécimen étudié au laboratoire sera, tel que montré à la Figure 5.8, dans la zone de chevauchement de dimension 450 mm par 450 mm et sera armé longitudinalement de six barres No. 25 et transversalement de barres No 10 ayant une nuance d'acier de 400W MPa.

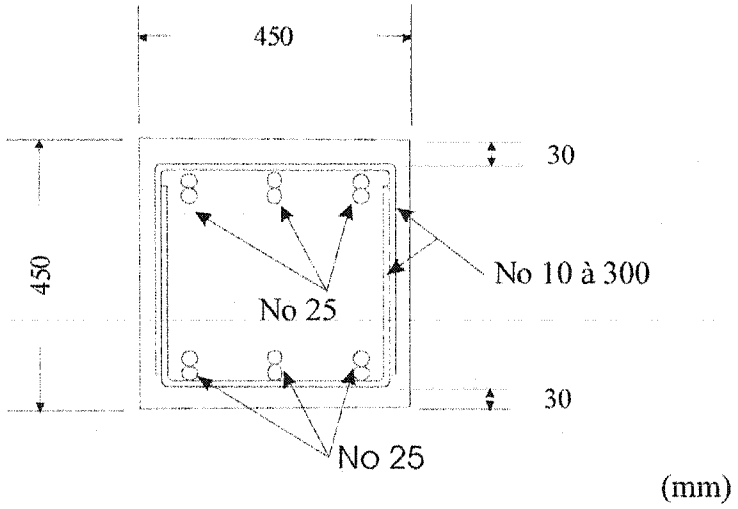


Figure 5.8 – Coupe transversale du spécimen étudié dans la zone de chevauchement

Pour les spécimens de piles, deux rangs d'armature longitudinaux ont été mis en place car un chargement cyclique sera appliqué sur ces spécimens. Les étriers transversaux seront espacés à 300 mm conformément aux normes en vigueur à l'époque de construction. De plus, on utilise à cette section des étriers imbriqués pour se conformer aux normes avant 1988.

5.3.4 Dimensions des spécimens, des armatures de flexion et des armatures de cisaillement hors de la zone de chevauchement

Cette section présente l'évaluation de la résistance flexionnelle des spécimens étudiés. Ceci permettra de faire la conception des aciers transversaux nécessaires pour résister à l'effort tranchant imposé.

Avec les dimensions du spécimen fixées, la résistance flexionnelle de la pile est évaluée afin de connaître le moment résistant réel et déterminer le nombre d'étriers transversaux nécessaires pour résister à l'effort tranchant. Ceci permettra de s'assurer d'un minimum

d'armatures transversales pour obtenir une rupture en flexion. Hors de la zone de chevauchement, le spécimen sera de dimension 450 mm par 450 mm et sera armé longitudinalement de trois No 25 et transversalement de barres No 10 ayant une nuance d'acier de 400W MPa. Dans cette section les étriers seront conçus, tel qu'illustré à la Figure 5.9.

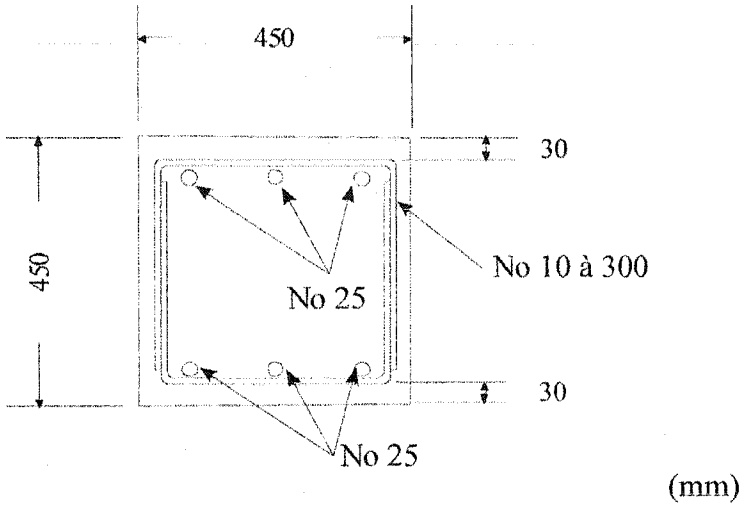


Figure 5.9 – Coupe transversale du spécimen étudié hors de la zone de chevauchement

Pour évaluer la résistance, on a supposé que la résistance du béton sera de 30 MPa, tel que demandé au fournisseur. Pour l'acier, on a pu préalablement évaluer sa résistance à l'aide de plusieurs essais de traction simple. On a obtenu en moyenne une limite élastique f_y de 488 MPa et une contrainte à la rupture f_u de 668 MPa. On a aussi effectué un essai de traction instrumenté qui a permis obtenir la courbe contrainte-déformation, d'où l'on pourra tirer le module élastique E_s. Les résultats détaillés de l'essai sont présentés au point 4.4.1 du présent document.

5.3.4.1 Résistance ultime en flexion

Avec les caractéristiques, mesurées ou supposées, des matériaux on peut évaluer la résistance flexionnelle. L'application des règles de la norme canadienne de béton A23.3 sur les structures en béton (CSA, 1994) conduit à l'équation suivante pour évaluer la résistance flexionnelle d'une pile rectangulaire avec armatures tendues et comprimées (Massicotte 2002) :

$$M_{ult} = T_s d + F_s^{'} d^{'} - C_c \frac{a}{2} \quad \textbf{(5-1)}$$

avec

$$C_c = \phi_c \alpha_1 f_c^{'} b a \quad \textbf{(5-2)}$$

$$F_s^{'} = \phi_s A_s^{'} f_s^{'} \quad \textbf{(5-3)}$$

$$T_s = \phi_s A_s f_y \quad \textbf{(5-4)}$$

$$f_s^{'} = 700 \frac{(d^{'} - c)}{c} \quad \textbf{(5-5)}$$

$a = \beta_1 * c$ (Profondeur du bloc de béton équivalent) **(5-6)**

$$c = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AD}}{2A} \quad \textbf{(5-7)}$$

Où

$A = \phi_c \alpha_1 f_c^{'} \beta_1 b$

$B = \phi_s (700 A_s^{'} - A_s f_y)$

$D = -700 \phi_s A_s^{'} d^{'}$

$A_s = A^{'}_s = 1500$: Aire des aciers d'armature (mm^2)

b = 450 : Largeur du spécimen (mm)

d = 401 : Distance de la face en comprimée au centre des aciers en

tension (mm)

d'= 47 : Distance de la face en comprimée au centre des aciers comprimés (mm)

$f_y = 488$: Limite élastique des aciers conventionnels (MPa)

$f'_c = 32$: Limite élastique du béton en compression (MPa)

$\phi_s = 1$: Facteur de pondération pour les aciers conventionnels

$\phi_c = 1$: Facteur de pondération pour le béton

$\alpha_1 = 0.802$

$\beta_1 = 0.89$

Il est à noter que les coefficients de pondération ϕ pour l'acier et le béton sont pris égal à 1.0 pour le calcul à l'ultime. On va considérer que la résistance de 30 MPa pour le béton est une borne inférieure.

À partir des résultats obtenus on peut maintenant calculer la résistance flexionnelle de la pile, soit :

$$M_{ult} = 271.8 \text{ kN-m}$$

5.3.4.2 Conception à l'effort tranchant

Maintenant qu'on connaît la résistance en flexion théorique de la pile, il est possible de calculer la quantité d'aciers transversaux nécessaire pour supporter l'effort tranchant développé pour obtenir ce moment. Comme le bras de levier de la charge sera de 4000 mm (distance entre l'encastrement et la tête de la pile), l'effort tranchant que la pile doit résister est :

$$V_r \geq V_f = \frac{M_{ult}}{4m} \tag{5-8}$$

$$V_f = 68\,\text{kN}$$

Donc notre spécimen devra résister au moins à la valeur de V_f. Deux composantes viennent remplir ce rôle : V_s qui est la composante apportée par les étriers et V_c qui est la composante apportée par le béton. Dans ce cas, la valeur de V_c a été fixée à zéro car, lors d'un essai cyclique on perd la composante de frottement du béton lors des cycles alternés.

$$V_{résistant} = V_c + V_s \geq V_f \tag{5-9}$$

où

$V_c = 0$

$V_s = \dfrac{\phi_s A_v f_{ytransv} d}{s}$

$f_{ytrans} = 400MPa$

$A_v = 200\ \text{mm}^2$

$d = 401\ \text{mm}$

$b_w = 450\ \text{mm}$

$$V_s \geq V_f - V_c = 68kN$$

$$s \leq \frac{\phi_s A_v f_y d}{68} \tag{5-10}$$

$$\boxed{s_{\max} = 470mm}$$

Pour résister à l'effort tranchant, on a fait le choix d'installer des étriers No 10 à tous les 200 mm dans la zone à l'extérieur des chevauchements d'armature. On garde ainsi une marge de sécurité pour la résistance en cisaillement.

5.3.5 Choix du renforcement

Tel que mentionné au point 5.2.2, on effectuera lors de la fabrication de certains spécimens deux niches au niveau des chevauchements d'armature qui permettront la mise en place de la chemise de renforcement. Tel que discuté précédemment deux des trois spécimens seront ainsi fabriqués. Le premier spécimen sans niche servira de spécimen témoin pour quantifier l'augmentation en résistance et en ductilité des spécimens renforcés.

Les niches qui seront réalisées auront une profondeur de 100 mm, puisque les barres se trouvent à une profondeur maximale de 75 mm, elles seront complètement libérées du béton. Cette niche sera pratiquée sur la pleine largeur de poutre et sur une distance de 700 mm. Ceci est supérieur aux 600 mm de chevauchement des armatures mais simulera l'espace nécessaire à la démolition pour bien venir enlever adéquatement le béton jusqu'à la profondeur prévue de 100 mm. Pour fabriquer cette niche on a utilisé un morceau d'isolant rigide qui empêchera le béton de venir combler l'espace où se trouvent les chevauchements, tel qu'illustré à la Figure 5.10.

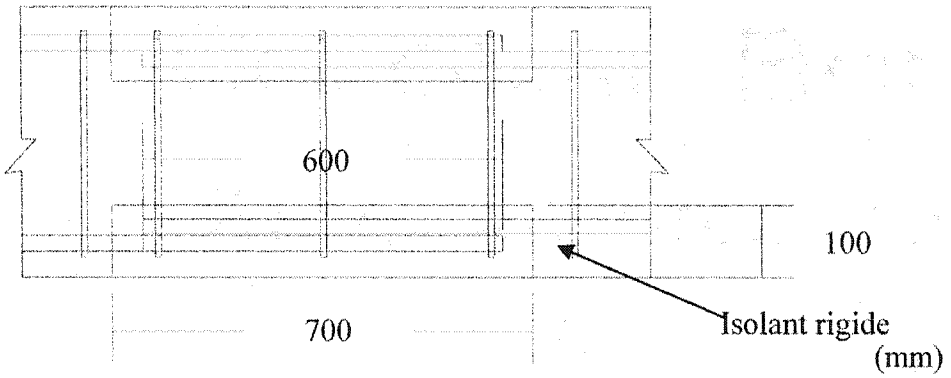


Figure 5.10 – Zone d'endommagement

Une fois les spécimens coulés, on a mis en place le renforcement au niveau des niches tel que montré à la Figure 5.11. Comme expliqué au point 3.2.3, les spécimens à renforcer ont d'abord été installés en position verticale, pour ainsi simuler l'orientation préférentielle des fibres lors de la mise en place du renforcement, tel qu'illustré à la Figure 5.11, puis le BRF a été mis en place.

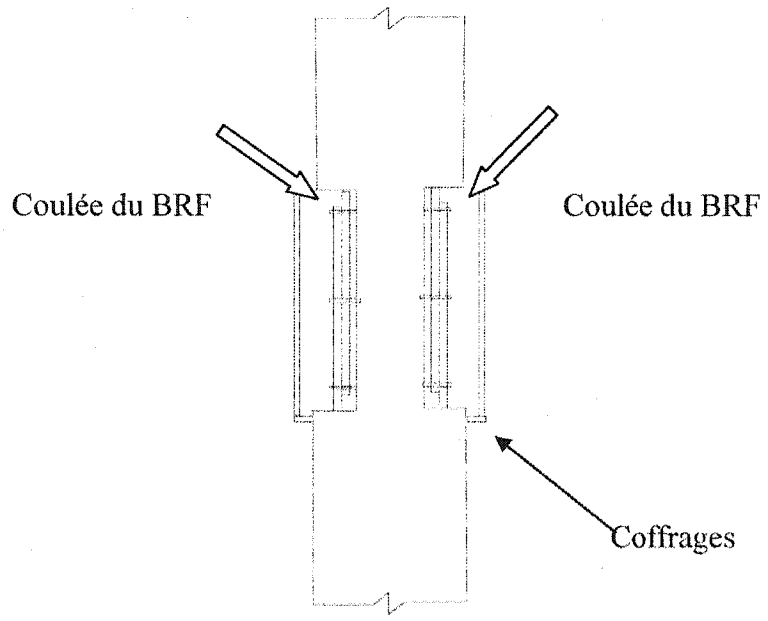


Figure 5.11 – Position des spécimens pour le renforcement

5.4 Description de l'essai

Tel que mentionné à la section 5.3, la deuxième série d'essais consistera à soumettre les spécimens de piles à des sollicitations de flexion en porte-à-faux. Ces essais seront de type cyclique à chargement alterné et quasi-statique. Ce type de test permet de remplacer les forces d'inerties aux structures par un tremblement de terre par des force statiques équivalentes.

5.4.1 Protocole de chargement des spécimens

Le protocole « New Zealand » (Cheung et al., 1984) de chargement, tel que présenté à la Figure 5.12, a été utilisé comme procédure de chargement pour les spécimens de pile.

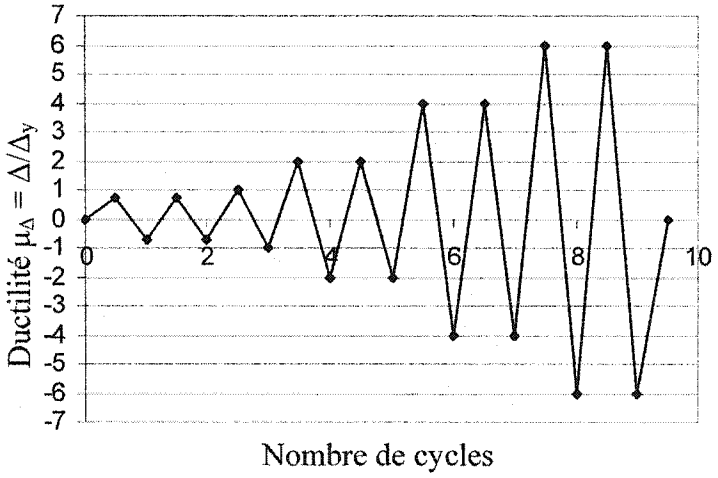


Figure 5.12 – Protocole de chargement « New Zealand » (Cheung 1991)

Lors des essais, on charge le spécimen pendant deux cycles à 75% de son déplacement de plastification des armatures. Le déplacement de plastification doit donc être évaluer avant l'essai pour ne pas dépasser la ductilité en déplacement $\mu_\Delta = 0.75$. Plusieurs méthodes existent pour prédire ce résultat. Pour cet essai on a décidé de suivre les

déformations des aciers longitudinaux et arrêter le premier cycles lorsque qu'on obtenait 75% des déformation de plastifications. Lors du test de traction effectué, il a été observé que les barres plastifient à 2378 με. Le premier cycle de chargement sera donc arrêté lorsqu'on atteindra une déformation de 1784 με dans les barres longitudinales. Pour la suite de l'essai, on obtiendra la déformation Δ_y à l'extrémité de la pile pour une déformation de 2379 με dans les aciers d'armatures. À partir de ce Δ_y, les déplacments nécessaire pour obtenir les ductilités en déplacement des cycles subséquents ont été calculés.

5.4.2 Instrumentation

Pour bien étudier les phénomènes lors des essais, divers instruments ont été installés afin de mesurer de façon automatisée les déformations imposées par le système de chargement. L'équipement utilisé pour instrumenter les spécimens de la deuxième série d'essais consiste en des jauges de déformation électrique et deux potentiomètres à corde. Les caractéristiques de l'instrumentation sont présentées au Tableau 5-1.

Tableau 5-1 – Caractéristiques de l'instrumentation utilisée lors des essais cycliques

Instrumentation	Identification	Caractéristiques
Jauges pour acier	CEA-06-375UW-120	Facteur de jauge : 2.065 ± 0.5 %
Potentiomètre à corde	Patriot Rayelco P-25A	Course de 1270 mm ± 0.1%

Le potentiomètre à corde a été utilisé pour mesurer les déformations de la pile à son extrémité. Pour bien mesurer la déflection de la pile, une tige d'acier a été ancrée à l'encastrement, tel qu'illustré à la Figure 5.13, et le potentiomètre a été attaché à cet

endroit. Cette tige permet de tenir compte des rotations dans l'encastrement lors de la mesure de la flèche.

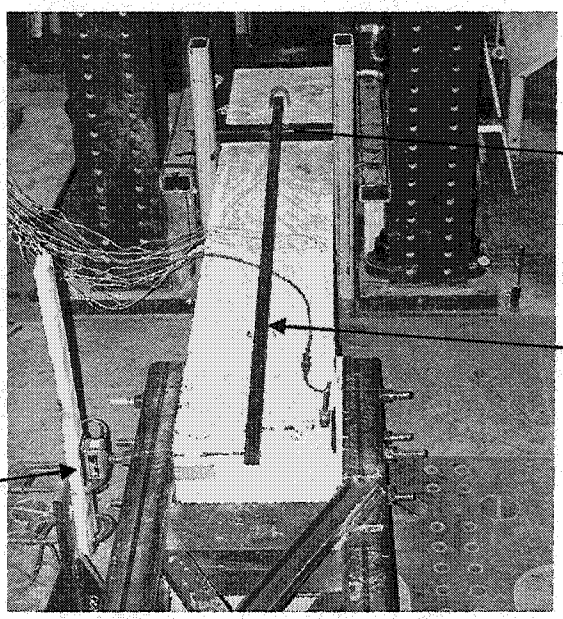


Figure 5.13 – Tige installé pour mesurer la déflection de la colonne

Pour mesurer les déformations aux fibres tendues et comprimées de la pile. Les barres centrales ont été instrumentées dans la zone centrale de la poutre où elles sont chevauchées. Les jauges ont été installées à 300 mm et 600 mm à partir du point de chevauchement des armatures aux sections A, B et C. À chacun de ces endroits deux jauges diamétralement opposées ont été mises en place pour obtenir une valeur moyenne de la déformation au centre de la barre. Ceci permet aussi d'évaluer le développement de la force dans les barres et d'évaluer les transferts entre celles-ci.

5.5 Préparation des spécimens

Une fois la conception des spécimens complétée et l'instrumentation nécessaire choisie, la phase de fabrication des spécimens a pu débuter. Comme mentionné au point 5.3.5, trois spécimens ont été fabriqués pour la deuxième série d'essais. Le

premier spécimen n'aura aucun renforcement alors que les deux autres seront renforcés : un premier avec seulement la surépaisseur de BRF et le second avec la surépaisseur de BRF et un treillis d'acier ancré dans le noyau de béton.

5.5.1 Fabrication

Les trois spécimens ont été fabriqués au Laboratoire de Structures de l'École Polytechnique. Dans ce cas, on a réutilisé les coffrages des spécimens ayant servis au premier essai, puis les cages d'armature ont été assemblées conformément à la conception en flexion et en cisaillement. Le béton a été préparé en usine par un fabricant industriel. Les spécifications demandées sont :

- Une résistance de 30 MPa pour être semblable à celle utilisée dans les années 60;
- Un affaissement de 80 à 120 mm.

Le béton a été mis en place à l'aide d'une pompe. Par la suite, les spécimens ont été soumis à une cure humide d'une durée de 7 jours. Les opérations ont été effectuées au laboratoire le 19 février 2003.

Lors de la coulée, plusieurs prélèvements de béton ont été effectués. Les échantillons recueillis ont permis d'évaluer la résistance expérimentale du béton, et la comparer à celle demandée. Une série d'essais mécaniques a été réalisée conformément aux normes ASTM C39 et C469 : des essais de compression simple pour obtenir le f'_c et des essais de module pour obtenir le module d'Young et le coefficient de Poisson. Ces résultats sont présentés au Tableau 5-2.

Tableau 5-2 – Résistance des échantillons de béton

No du spécimen	$f_c^{'}$ (MPa)	**E (MPa) (module d'élasticité)**	**μ** (coefficient de Poisson)
1	32		
2	32.9		
3	34.8		
4	33.7	29 984	0.208
5	33.9	30 663	0.232
Moyenne	33.5	30 323	0.22

On voit ici que les résultats en compression obtenus pour le béton dépassent le 30 MPa demandé au fabricant. La résistance révisée de la poutre sera maintenant:

$$M_{ult} = 272 \text{ kN-m}$$

5.5.2 Renforcement

Une fois la cure des spécimens complétée, la phase de renforcement a pu débuter. Comme mentionné auparavant, deux des trois spécimens ont été renforcés. La description des divers spécimens est présentée au Tableau 5-3.

Tableau 5-3 – Tableau de référence pour les spécimens

Type de spécimens	Nom de référence
Spécimen témoin	R2
Spécimen avec BRF	F2
Spécimen avec BRF + treillis + ancrages	FTA2

Le spécimen F2 est renforcé seulement par une surépaisseur de béton renforcé de fibres alors que le spécimen FTA2 a été renforcé à l'aide d'une surépaisseur accompagnée d'un treillis ancré dans le noyau de la poutre. Le béton de renforcement utilisé est le béton autonivelant renforcé de fibres (BRF) présenté au chapitre 3 utilisant des fibres à bouts aplatis à un dosage de 80 kg/m^3.

Pour reproduire la méthode de renforcement au chantier, les poutres ont été placées verticalement puis le BRF a été mis en place par le côté du spécimen. Cette méthode de construction permet de simuler fidèlement l'orientation que prendront les fibres lors de la réparation au chantier. Tel que mentionné au chapitre 3, l'orientation des fibres modifie de façon importante le comportement structural du béton fibres et il importe, pour être le plus près possible de la réalité, de reproduire l'orientation réelle en laboratoire.

Pour le spécimen FTA2, la Figure 5.14 illustre la mise en place du treillis d'armature dans la zone de renforcement. Les ancrages sont situés à tous les 85 mm et à 50 mm des côtés.

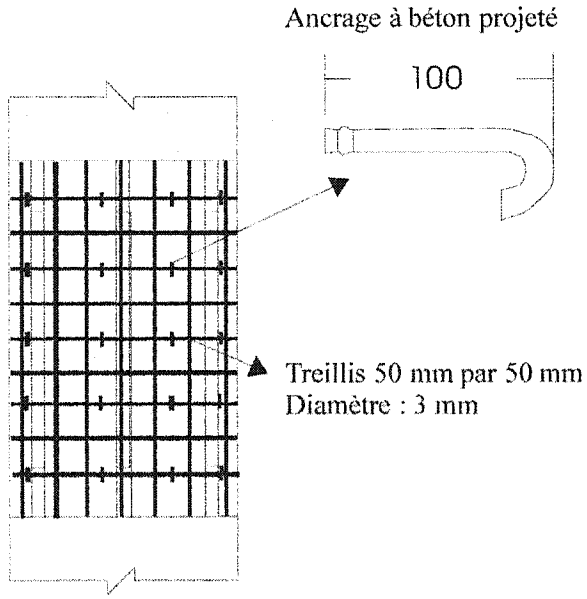


Figure 5.14 – Treillis d'armature ancré dans le noyau de béton

Une fois le renforcement réalisé, une jute humide a recouvert les spécimens pour permettre une cure humide d'une durée de 28 jours pour assurer une résistance minimale au béton de renforcement, après quoi les essais ont pu débuter.

5.6 Réalisation des essais

Dans cette partie, on présente les résultats des trois essais cycliques alternés en flexion des spécimens. Chacun des spécimens sera soumis au même chargement jusqu'à la rupture. Les divers instruments de mesure permettront de tracer les courbes charge-déplacement afin d'évaluer l'effet du renforcement sur le comportement des spécimens.

5.6.1 Spécimen de référence (R2)

Le premier essai cyclique a été réalisé sur le spécimen de référence non-renforcé (R2). Tel que montré à la Figure 5.15, le spécimen a été mis en place sur le banc d'essais et puis les instruments de mesure ont été branchés au système d'acquisition. Une fois que tous les systèmes ont été calibrés, l'essai de flexion a pu débuter.

Comme le système de chargement est contrôlé en charge, on a appliqué progressivement de la charge à chaque extrémité de la poutre. Des incréments de charge de 5 kN ont été appliqués pour le premier cycle jusqu'à environ 1784 με sur les armatures d'acier de la face tendue de la pile. Cette déformation correspond à 75% de la déformation de plastification de la section. La déflection mesurée à cet instant était de 22.36 mm pour une charge de 71.6 kN. On peut donc calculer que la déformation pour μ_Δ=1.0 sera de 28.67 mm, valeur, utilisée pour les cycles subséquents. Les incréments de charge de 5 kN ont continués et à chaque incrément, des lectures

électroniques des instruments de mesure ont été prises, et ce, jusqu'à la rupture du spécimen.

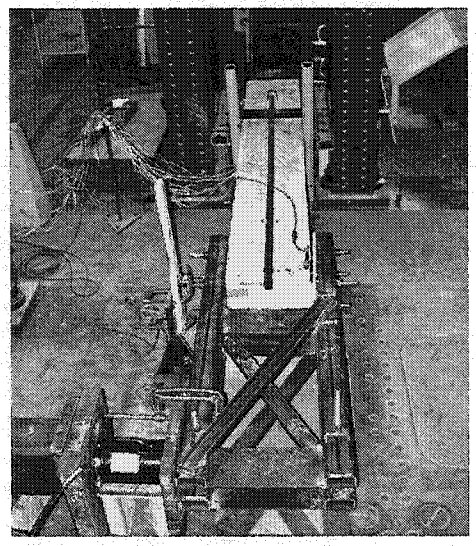


Figure 5.15 – Montage essai spécimen R1

5.6.1.1 Déformations dans l'acier

La Figure 5.16 présente les déformations mesurées par les jauges électriques situées à la section C, donc au centre du chevauchement d'armature. La Figure 5.17 présente les déformations mesurées par les jauges électriques situées à la section A du chevauchement d'armature.

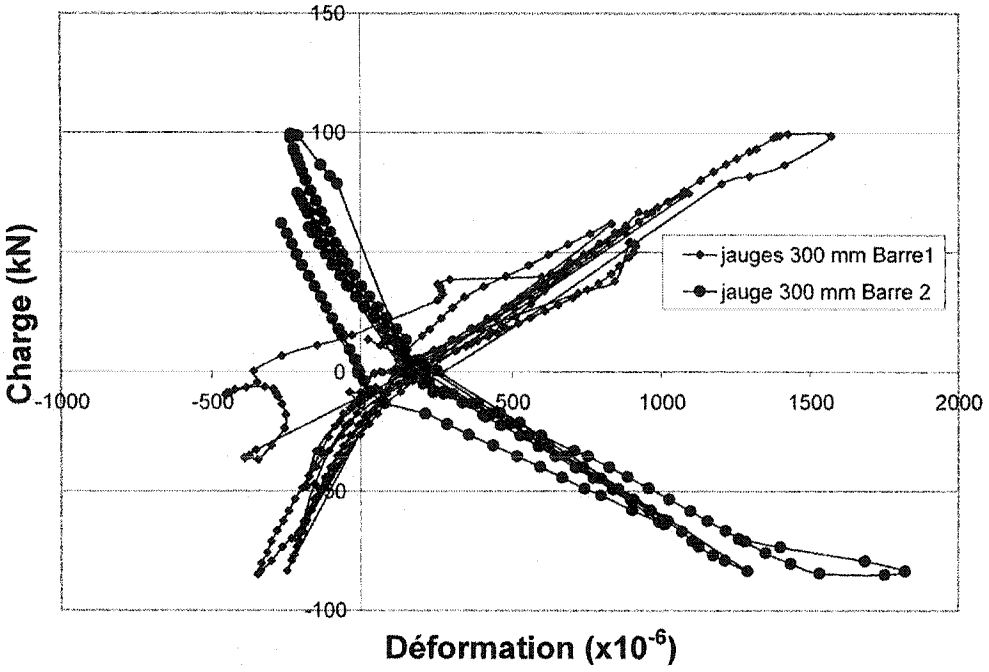


Figure 5.16 – Déformations en tension des aciers d'armature à la section C du spécimen R2

Il est possible d'observer sur la Figure 5.16 que les déformations des aciers longitudinaux au centre du chevauchement d'armature sont similaires pour les rangs d'armature sur chaque face de la pile. De plus, les aciers demeurent dans le domaine élastique au centre de la zone de chevauchement pour tous les cycles de chargement.

Par contre, les déformations mesurées à l'extrémité du chevauchement (Figure 5.17) montrent que la barre 1 se déforme au-delà de la limite élastique. Il est possible de conclure que le spécimen a développé une certaine ductilité pendant l'essai. La ductilité en courbure obtenue à partir des déformations dans les aciers, est de $\mu_\varphi = 9030/2350 = 3.87$. Cette valeur pourra être comparée à celle obtenue par les mesures de déplacements à l'extrémité du spécimen.

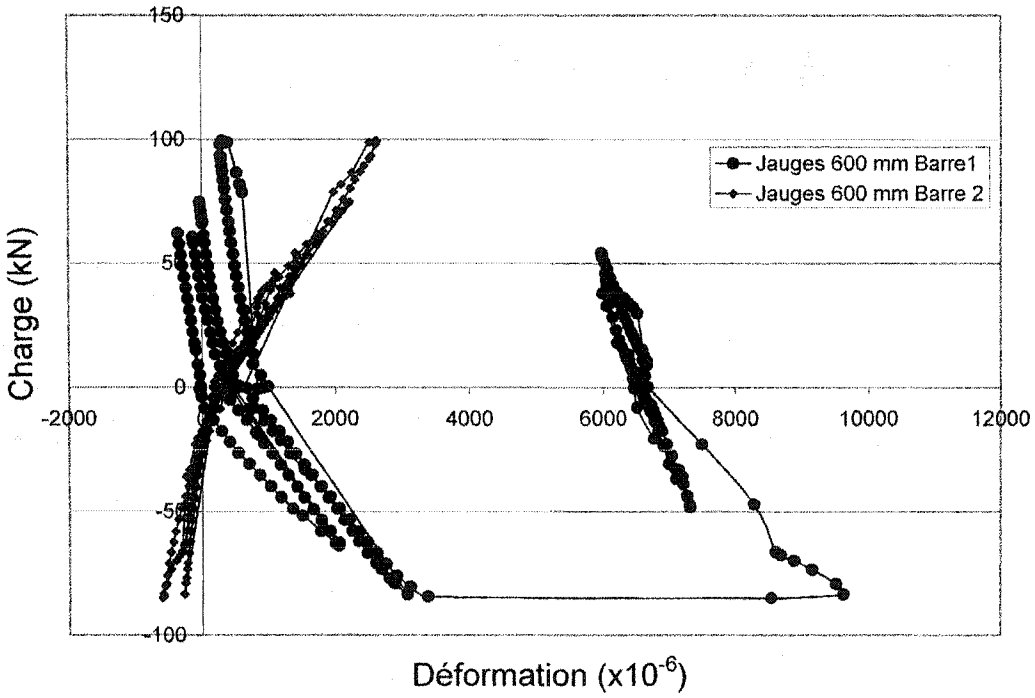


Figure 5.17 – Déformations en tension des aciers d'armature à la section A du spécimen R2

5.6.1.2 Patron de fissuration

Cette section présente l'analyse du patron de fissuration du spécimen R2. La Figure 5.18 montre le patron de fissuration à la rupture qui permet d'observer le mode de rupture qui est caractérisé par le fendage du couvert de béton et par la dislocation du chevauchement d'armature. On voit clairement les fissures de fendage au niveau du chevauchement des armatures qui ont amené le glissement des barres d'armature et la rupture fragile du spécimen.

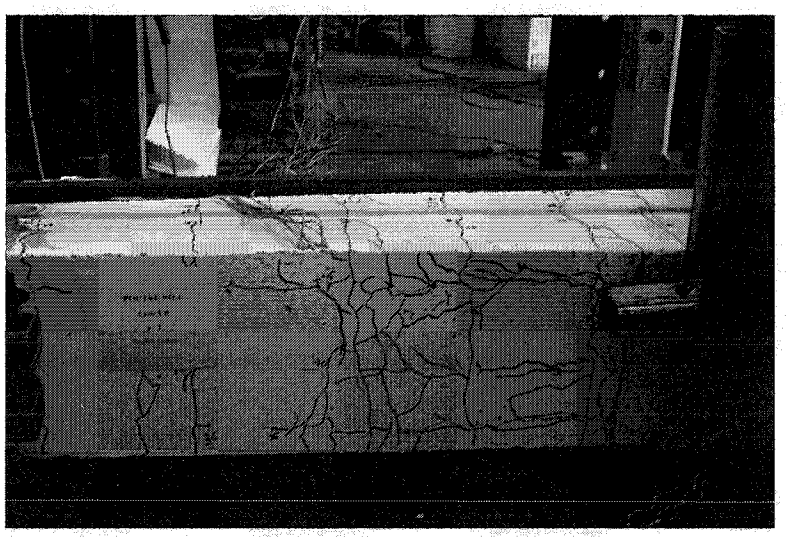


Figure 5.18 – Patron de fissuration du spécimen R2

5.6.1.3 Diagramme charge-déplacement

La Figure 5.19 présente le diagramme charge-déplacement élaboré à l'aide des enregistrements effectués lors de l'essai.

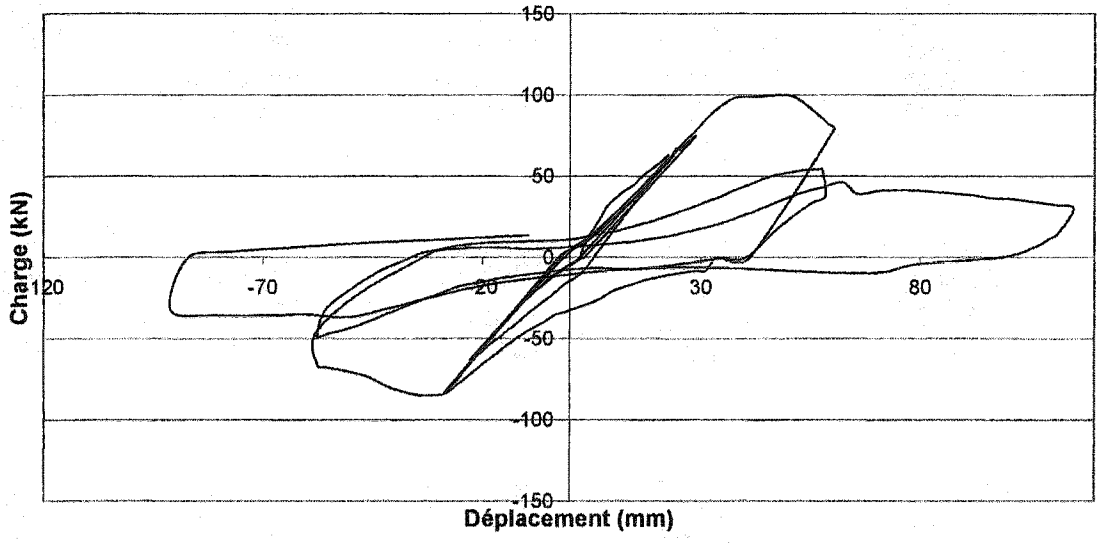


Figure 5.19 – Diagramme charge-déplacement pour le spécimen R2

Ce graphique présente la réponse hystérétique du spécimen R2 lors du chargement cyclique. Le spécimen R2 a supporté 6 des 10 cycles de chargement prévus et a développé une ductilité de 1.25 à la charge maximale et une ductilité de 4.0 à 30% de la charge. On observe ainsi une dégradation cyclique de la résistance. La ductilité en déplacement obtenue des flèches est donc très similaire à celle obtenue par les déformations des barres d'armature.

Lors de cet essai le spécimen R2 a développé la résistance nominale de la pile de 293 kN-m. Cette valeur est 7% supérieure à celle calculée théoriquement. Une hypothèse pour expliquer cette différence est qu'en laboratoire la position des barres peuvent être différente de celle utilisée dans le calcul. De plus les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées peuvent différer de celles mesurées par les essais standard. Comme l'erreur reste quand même relativement faible on peut accepter cette valeur comme étant représentative.

La ductilité obtenue ainsi que la résistance développée permet de croire que le spécimen R2 donne de bons résultats mais si on regarde de plus près la courbe on voit que le comportement observé n'est pas celui recherché. Premièrement, après le cycle à ductilité égale à 1, il y a une perte rapide de résistance d'environ 50% accompagnée d'une perte de rigidité importante. Ce comportement est appelé en anglais « low cycle fatigue ». La perte de rigidité, à chaque cycle, est obtenue en considérant la rigidité sécante, qui est la valeur de la charge maximale divisée par son déplacement latéral. Pour le spécimen R2 les résultats pour la rigidité sécante sont présentés à la Figure 5.20.

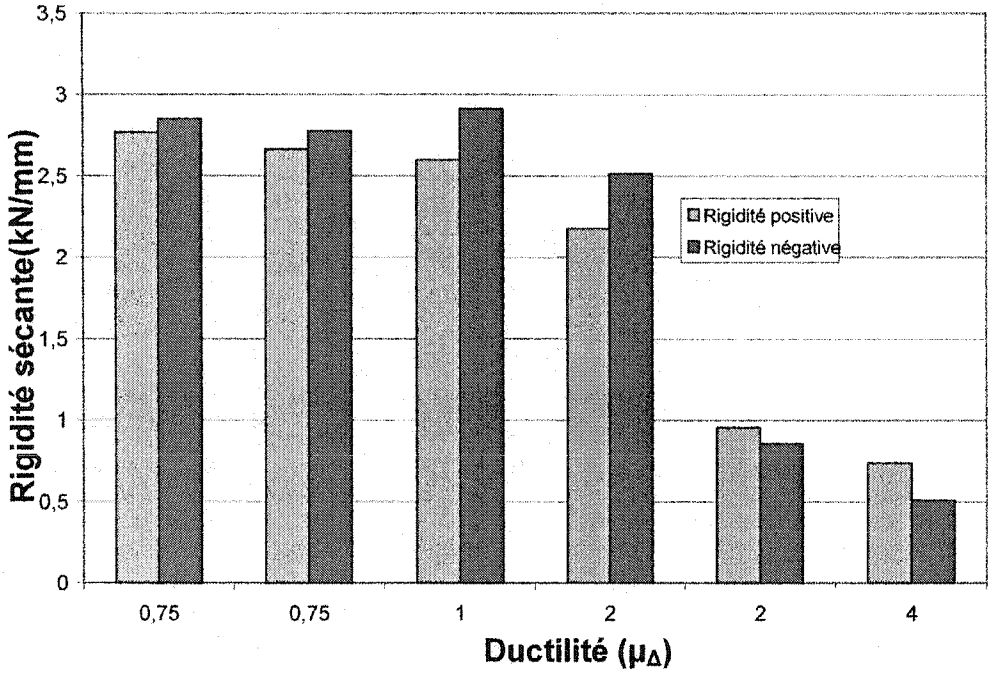


Figure 5.20 – Perte de rigidité sécante du spécimen R2

Le graphique présente les rigidités sécantes de la pile pour les efforts positifs et négatifs de chaque cycle. Le spécimen R2 conserve lors des trois premiers cycles ($\mu \leq 1.0$) sa rigidité mais pour une ductilité supérieure à 1, il y a une perte soudaine de rigidité en deçà de la rigidité élasto-plastique théorique.

Un écrasement et un pincement simultanés de la courbe d'hystérésis se produisent, ce qui montre que le spécimen ne dissipe pas de grande quantité d'énergie. La Figure 5.21 montre la quantité d'énergie dissipée lors des cycles. L'énergie dissipée se définie de la façon suivante :

$$E = \int P dx \qquad \textbf{(5-11)}$$

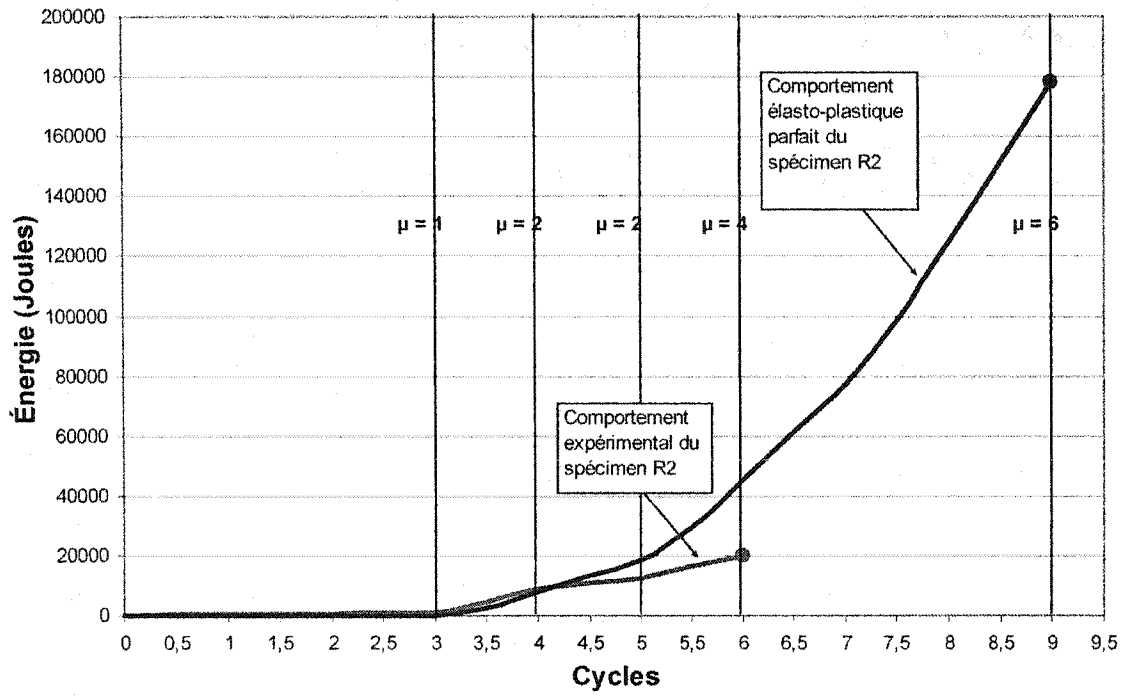


Figure 5.21 – Énergie dissipé par le spécimen R2 lors des cycles de chargement

On peut voir sur ce graphique que tant que la pile reste dans le domaine élastique (cycle 3) il y a très peu d'énergie dissipée. Par contre, lorsque la ductilité en déplacement de 1 est dépassée, le spécimen dissipe de l'énergie, pour un total de 20 kJ. Le comportement élasto-plastique parfait, calculé à partir du déplacement expérimental à la limite élastique, est présenté à la Figure 5.21. Le comportement élasto-plastique parfait permet de quantifier le comportement du spécimen R2. Le spécimen R2 a donc dissipé à la rupture 45% de l'énergie du système élasto-plastique parfait pour 6 cycles et 11% de l'énergie globale du protocole de chargement

Alors malgré une certaine capacité du spécimen à atteindre sa résistance de design et à dissiper de l'énergie en déformations plastiques, son comportement inélastique n'est pas très efficace et n'est pas adéquat pour assurer un comportement ductile lors d'un séisme majeur. Un renforcement doit donc être appliqué pour l'améliorer.

5.6.1.4 Rupture

À partir des résultats obtenus et par les observations faites lors de l'essai, on arrive à la conclusion qu'on a eu une rupture fragile avec une ductilité d'environ 1.5, après quoi les chargements subséquents étant accompagnés d'une perte siginficative de résistance la rupture de la pile s'est produite par fendage au niveau des chevauchements d'armature. Tel qu'illustré à la Figure 5.22, il y a une déformation plastique apparente une fois le spécimen déchargé et à partir du diagramme charge-déformation. De plus, le spécimen ne conserve pas une bonne rigidité au cours de l'essai. Ainsi on considère que le spécimen n'a pas un bon comportement hystérétique.

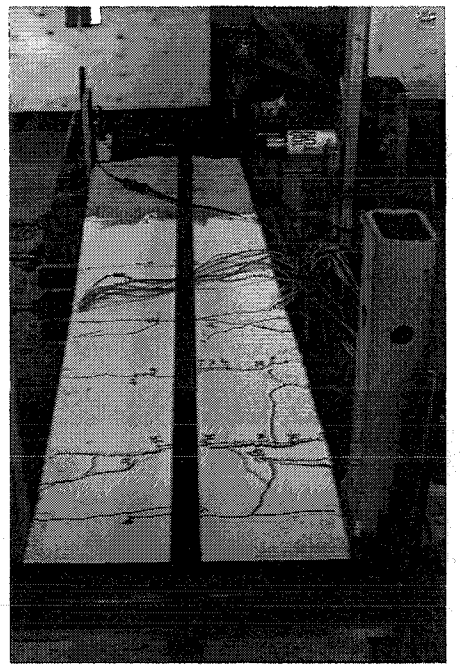


Figure 5.22 – Rupture du spécimen R2

5.6.2 Spécimen renforcé d'une chemise de BRF (F2)

Pour le deuxième essai, le spécimen renforcé d'une chemise de BRF, identifié dans ce cas par le nom F2, a été soumis au même protocole de chargement que le spécimen R2. Comme montré à la Figure 5.23, le spécimen a été mis en place sur le montage et les instruments de mesures ont été branchés au système d'acquisition. Une fois que tous les systèmes ont été calibrés l'essai de flexion a pu débuter.

Lors du premier cycle on a appliqué la charge par incréments de 5 kN jusqu'à 71.6 kN. C'est à cette charge qu'au premier cycle on avait obtenue 75% de la déformation plastique. La déflection mesurée pour le spécimen F2 à cet instant a été de 12.54 mm. À partir de cette valeur la déformation à imposer au spécimen pour obtenir μ_Δ=1 a été déterminée, soit 16.72 mm. Le spécimen F2 est beaucoup plus rigide que R2 car on obtient une déformation élastique 42% moins importante. Par la suite, les cycles à des ductilités plus élevées ont été réalisés en utilisant cette valeur et ce, jusqu'à la rupture du spécimen.

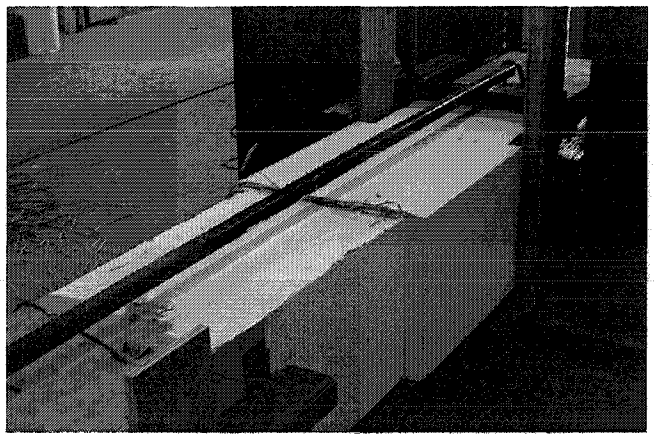


Figure 5.23– Montage essai spécimen F2

5.6.2.1 Déformations dans l'acier

La Figure 5.24 présente les déformations mesurées par les jauges électriques situées à la section C. La Figure 5.25 présente les déformations mesurées par les jauges électriques situées à la section A.

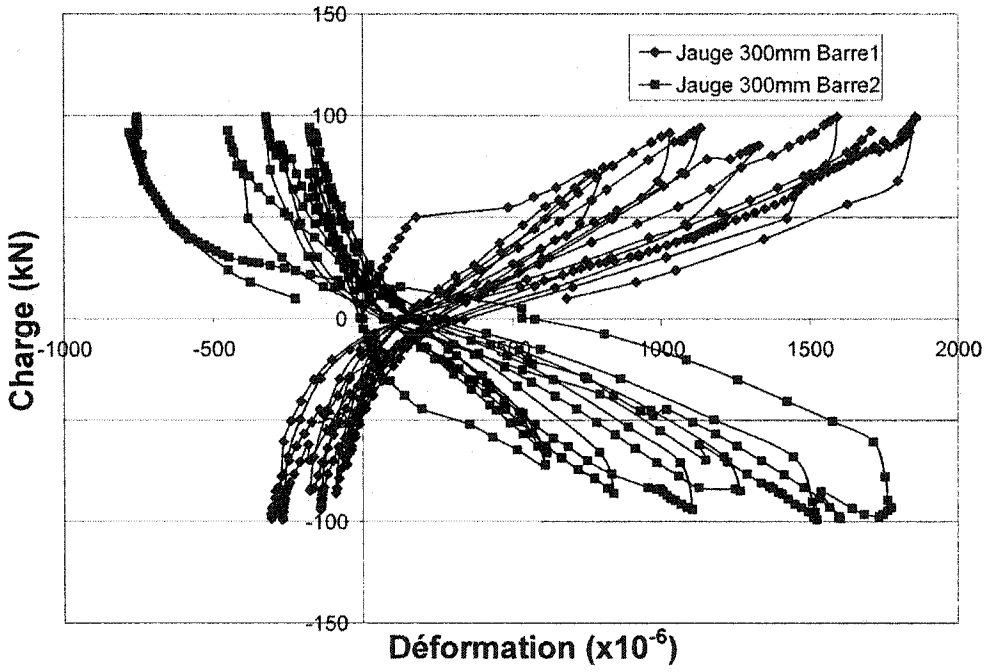


Figure 5.24 – Déformations en tension à 300 mm des aciers d'armature du spécimen F2

La Figure 5.24 permet d'observer les déformations des aciers longitudinaux au centre du chevauchement d'armature sont similaires pour les rangs d'armature sur chaque face de la pile. De plus, les aciers demeurent dans le domaine élastique au centre de la zone de chevauchement pour tous les cycles de chargement.

Par contre, les déformations mesurées à l'extrémité du chevauchement montre que la barre 1 se déforme au-delà de la limite élastique. Le spécimen a donc développé à cet endroit de la ductilité. La ductilité en courbure obtenue à l'aide des déformations mesurées dans les aciers, est de $\mu_\varphi = 3800/2350 = 1.61$. Cette valeur de ductilité semble très faible, car le spécimen a été soumis à des déformations allant jusqu'à une ductilité de 6. Ceci semble montrer qu'il a eu peu de déformation dans la chemise de BRF où sont situées les jauges électriques. Les déformations importantes observées lors de l'essai ont eu lieu à l'extérieure de la zone renforcée. Cette hypothèse est supportée par les observations faites sur le patron de fissuration de la pile F2. Ces observations sont présentées au prochain point.

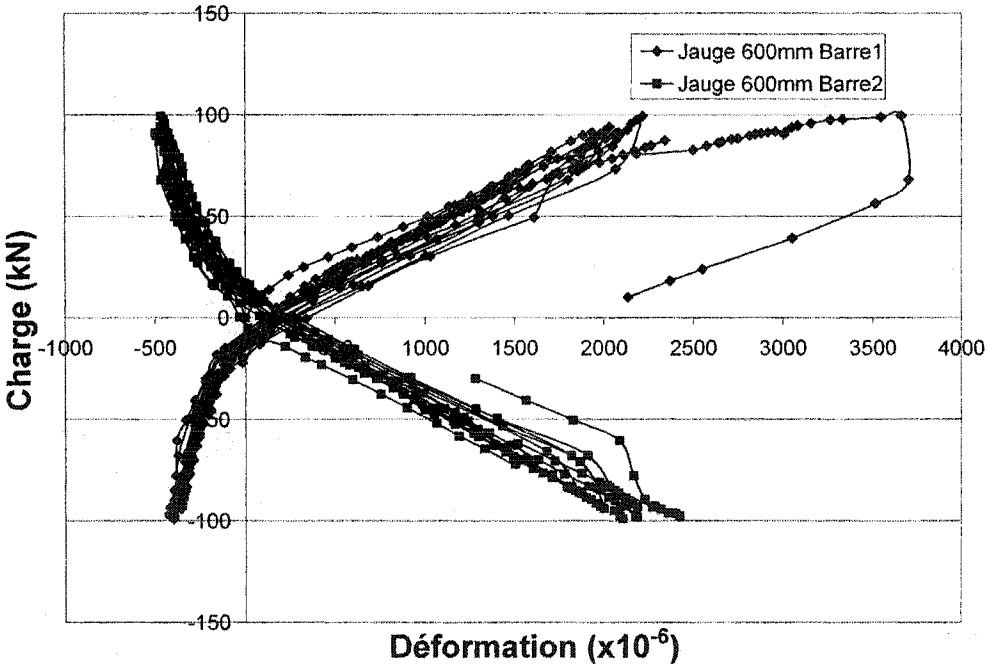


Figure 5.25 – Déformations en tension à 600 mm des aciers d'armature du spécimen F2

5.6.2.2 Patron de fissuration

Cette section présente l'analyse du patron de fissuration du spécimen F2. La Figure 5.26 montre le patron de fissuration qui est caractérisé par une importante fissuration à la base de la pile sous le renforcement. De plus, les fissures caractéristiques de fendage et de dislocation des chevauchements relevées lors de l'essai R2 ne se sont pas développées. Il y a eu, dans la zone de chevauchement renforcée à l'aide de la chemise de BRF, l'apparition de petites fissures transversales. Ces fissures sont restées très petites grâce à l'action du BRF et n'ont pas pu conduire à des fissures de fendage longitudinales. Ces observations permettent de conclure qu'on est présence d'un mode de rupture complètement différent de celui observé lors du premier essai. Le mode de rupture n'est plus caractérisé par le fendage du couvert de béton et par la dislocation du chevauchement d'armature, mais par le développement d'une rotule plastique sous la zone de renforcement qui permet au spécimen de se comporter de façon très ductile.

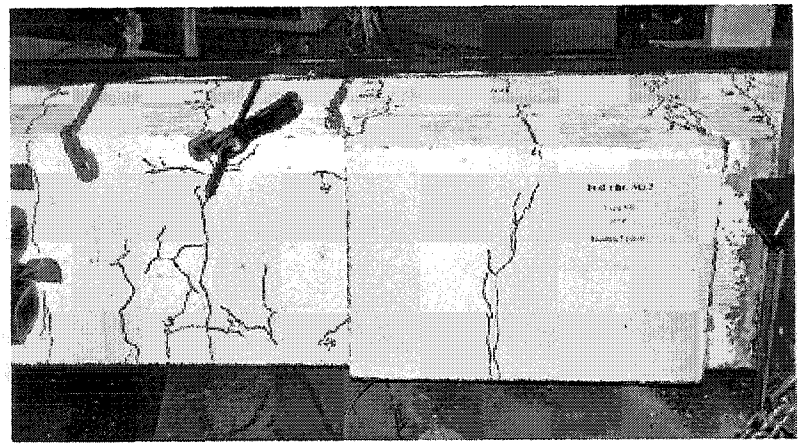


Figure 5.26 – Patron de fissuration du spécimen F2

5.6.2.3 Diagramme charge-déplacement

La Figure 5.27 présente le diagramme charge-déplacement élaboré à l'aide des enregistrements effectués lors de l'essai.

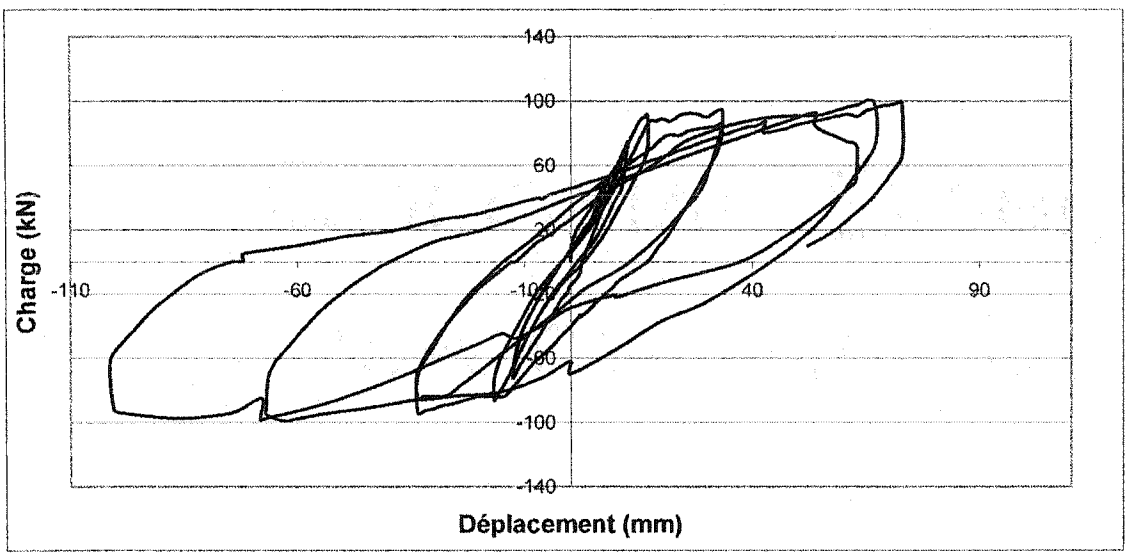


Figure 5.27 – Diagramme charge-déplacement pour le spécimen F2

Ce graphique présente la courbe hystérétique du spécimen F2 sous le chargement cyclique. Le spécimen F2 a supporté 8 des 10 cycles de chargement prévus et a développé une ductilité maximale de 6. Lors de l'essai le spécimen F2 a, lui aussi, développé la résistance nominale de la pile de 293 kN-m. La courbe d'hystérésis obtenue montre un très bon comportement. Premièrement, on observe, que le spécimen conserve sa résistance tout au long de l'essai. On voit aussi que le spécimen ne développe pas le phénomène d'écrasement de la courbe appelé en anglais « low cycle fatigue ». Ceci lui permet de dissiper une grande quantité d'énergie. Par contre, on observe une perte de rigidité lors des derniers cycles mais comme la résistance structurale est conservée on considère quand même que le spécimen a un bon

comportement plastique. Les rigidités sécantes obtenues à chaque cycle par le spécimen F2 sont présentées à la Figure 5.28.

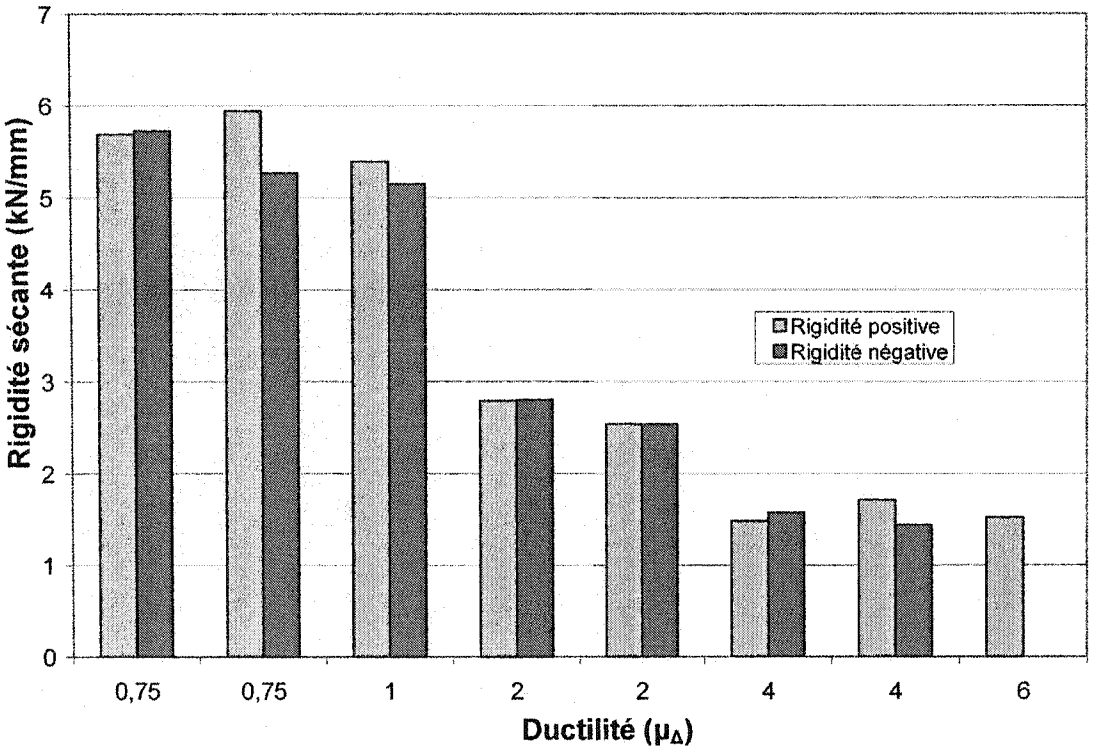


Figure 5.28 – Perte de rigidité sécante du spécimen F2

Le graphique présente les rigidités sécantes de la pile pour les efforts positifs et négatifs de chaque cycle. Il est observé lors des trois premiers cycles ($\mu_\Delta \leq 1.0$) que la pile conserve sa rigidité mais lorsqu'on commence à dépasser la ductilité de 1 on commence à voir une diminution de la rigidité en deçà de la rigidité elasto-plastique théorique. Ce phénomène est analogue à celui observé lors de l'essai sur le spécimen R2.

La Figure 5.29 montre la quantité d'énergie dissipée lors des cycles de chargement du spécimen. Le creux à chaque cycle de chargement correspond au point où le spécimen est déchargé. L'énergie dissipée est définit tel que présenté à l'équation (5-11).

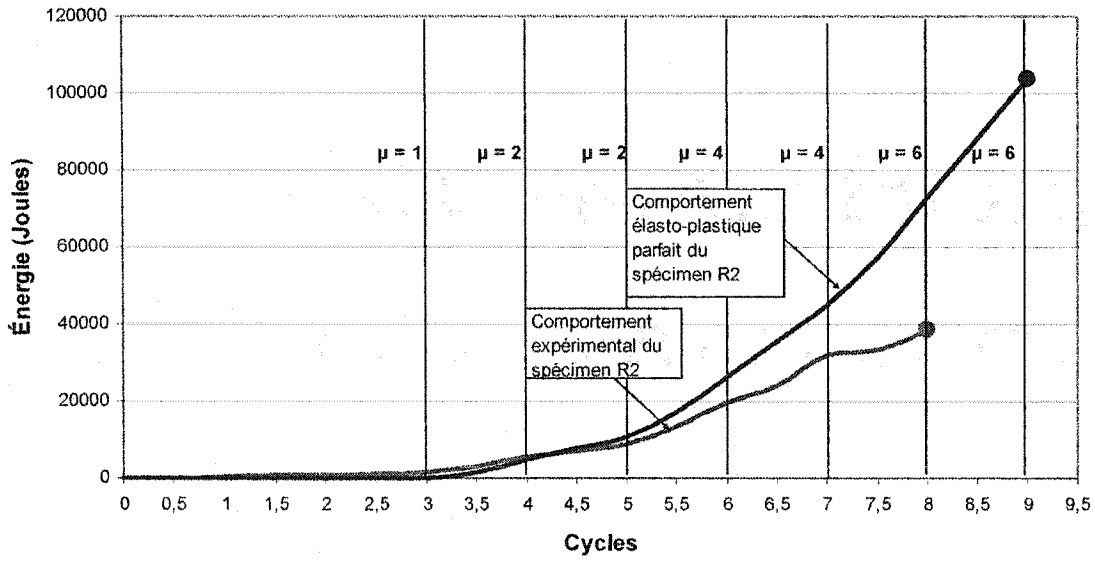


Figure 5.29 – Énergie dissipé par le spécimen F2 lors des cycles de chargement

Le graphique montre que dans le domaine élastique (les trois premier cycle 3) il y a très peu d'énergie dissipée. Par contre, lorsque que la ductilité de 1 est atteinte, le spécimen se met à dissiper de l'énergie. On obtient un total de 38.3 kJ d'énergie dissipée lors de l'essai. Ceci qui est environ deux fois plus d'énergie que pour le spécimen R2. Le comportement élasto-plastique parfait, calculé à partir du déplacement expérimental à la limite élastique, est aussi présenté à la Figure 5.29. Le comportement élasto-plastique parfait permet d'évaluer le comportement du spécimen F2. Le spécimen F2 a donc dissipé à la rupture 53% de l'énergie du système élasto-plastique parfait pour 8 cycles et 37% de l'énergie globale du protocole de chargement.

On voit clairement à l'aide de ce graphique que l'ajout d'une chemise de BRF améliore de façon importante le comportement ductile de la pile.

5.6.2.4 Rupture

À partir des résultats obtenus et par les observations faites lors de l'essai, on arrive à la conclusion qu'on a eu une rupture ductile de la pile. La rupture a eu lieu lorsque la rotule plastique qui s'est formée sous la zone de renforcement est devenue instable. D'importantes fissures accompagnées d'une dislocation générale du béton du noyau de la pile ont été observées. Tel qu'illustré à la Figure 5.30 il y a une déformation plastique apparente une fois le spécimen déchargé et à partir du diagramme charge-déformation il a été déterminé qu'il a eu ductilité d'environ 6.

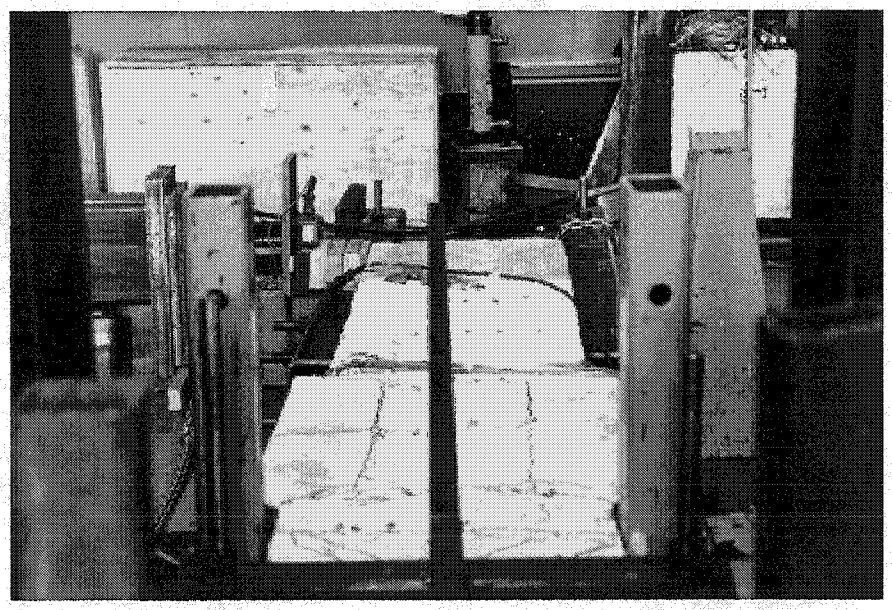


Figure 5.30 – Rupture du spécimen F2

5.6.3 Spécimen renforcé d'une chemise de BRF avec treillis ancré dans le noyau (FTA2)

Pour le troisième essai, le spécimen renforcé, d'une chemise de BRF avec un treillis ancré dans la matrice, identifié dans ce cas par le nom FTA2 a été soumis aux mêmes

charges que lors du premier et deuxième essai. Tel qu'illustré précédemment, le spécimen a été mis en place sur le montage et puis les instruments de mesures ont été branchés au système d'acquisition.

Lors du premier cycle on a appliqué la charge par incrément de 5 kN jusqu'à 71.6 kN. C'est à cette charge qu'au premier cycle on avait obtenue 75% de la déformation de plastification lors de l'essai sur le spécimen témoin. La déflection mesurée pour le spécimen FTA2 à cet instant a été de 11.95 mm. À partir de cette valeur la déformation à imposer au spécimen pour obtenir μ=1.0 a été déterminée. Cette déformation sera de 15.93 mm. On voit que le spécimen FTA2 est lui aussi beaucoup plus rigide que le spécimen R2 car on obtient une déformation élastique 45 % moins importante. Les cycles subséquents de chargement ont été réalisés en utilisant cette valeur comme étalon pour la ductilité a imposé au spécimen.

5.6.3.1 Déformations dans l'acier

La Figure 5.31 présente les déformations mesurées par les jauges électriques situées à la section C. La Figure 5.32 présente les déformations mesurées par les jauges électriques situées à la section A.

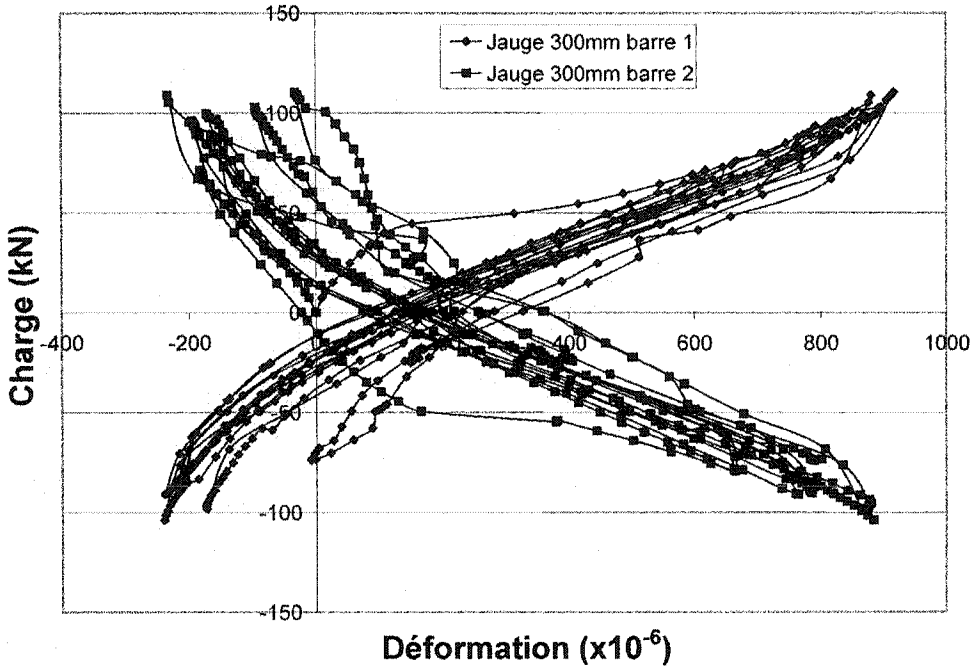


Figure 5.31 – Déformations en tension des aciers d'armature à la section C du spécimen FTA2

De façon très similaire aux spécimens R2 et F2 on observe à la Figure 5.31 que les déformations des aciers longitudinaux au centre du chevauchement d'armature sont similaires pour les rangs d'armature sur chaque face de la pile. De plus, on observe que les aciers demeurent dans le domaine élastique au centre de la zone de chevauchement pour tous les cycles de chargement.

Par contre, si on regarde les déformations mesurées à l'extrémité du chevauchement, il a été observé que la barre 1 se déforme au-delà de la limite élastique. On peut donc conclure que le spécimen a développé à cet endroit de la ductilité. La ductilité obtenue, lorsqu'on observe les déformations dans les aciers, est de $\mu_\varphi = 2600/2350 = 1.1$. Cette valeur de ductilité semble très faible car le spécimen a été soumis à des déformations allant jusqu'à une ductilité en déplacement (μ_Δ) de 6. Ceci semble montrer qu'il a eu peu de déformation dans la chemise de BRF où sont situées les jauges électriques. Si on compare ce résultat à celui obtenu pour le spécimen F2 on voit que l'ajout d'un

treillis semble réduire sensiblement les déformations des barres dans la zone de chevauchement. On peut donc conclure que les déformations importantes ont eu lieu, de façon analogue au spécimen F2, à l'extérieure de la zone renforcée. Cette hypothèse est supportée par les observations faites sur le patron de fissuration de la pile FTA2. Ces observations sont présentées au prochain point.

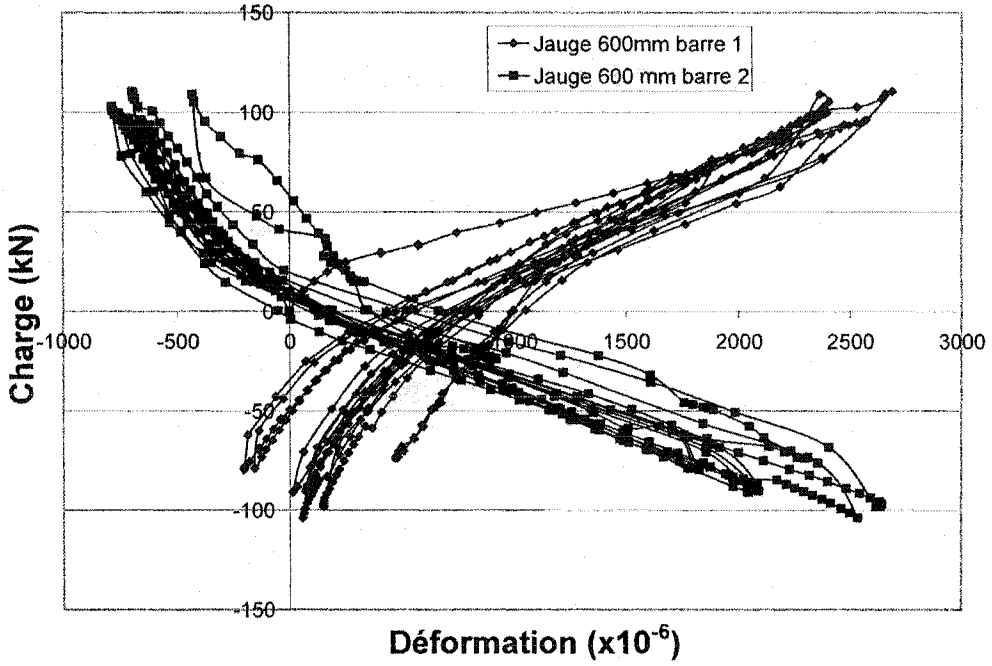


Figure 5.32 – Déformations en tension des aciers d'armature à la section A du spécimen FTA2

5.6.3.2 Patron de fissuration

Cette section présente l'analyse du patron de fissuration du spécimen FTA2. Pour le spécimen FTA2, la Figure 5.33 illustre le patron de fissuration qui est caractérisé par une importante fissuration à la base de la pile sous le renforcement. De plus, les fissures caractéristiques de fendage et de dislocation des chevauchements qu'on a relevées lors de l'essai R2 ne se sont pas développées. Il y eu dans la zone de

chevauchement renforcée à l'aide de la chemise de BRF l'apparition de petites fissures transversales. Ces fissures sont restées, grâce à l'action combinée du BFR et du treillis, très petites et n'ont pas pu conduire à des fissures de fendage longitudinales. Ces observations permettent de conclure qu'on est présence du même type de rupture observé lors du deuxième essai sur le spécimen F2 et qu'il diffère complètement du mode de rupture observé sur le spécimen R2. Encore une fois, le mode de rupture n'est plus caractérisé par le fendage du couvert de béton et par la dislocation du chevauchement d'armature, mais par le développement d'une rotule plastique à l'extérieure de la zone de renforcement qui permet au spécimen de se comporter de façon très ductile.

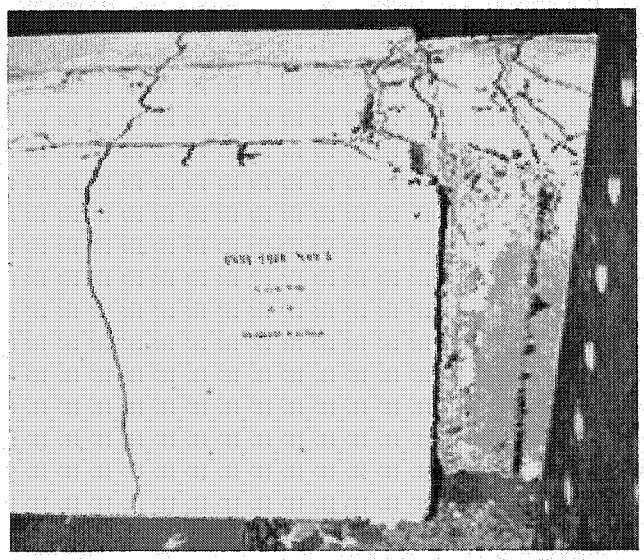


Figure 5.33 – Patron de fissuration du spécimen FTA2

5.6.3.3 Diagramme charge-déformation

La Figure 5.34 présente le diagramme charge-déformation élaboré à l'aide des enregistrements effectués lors de l'essai.

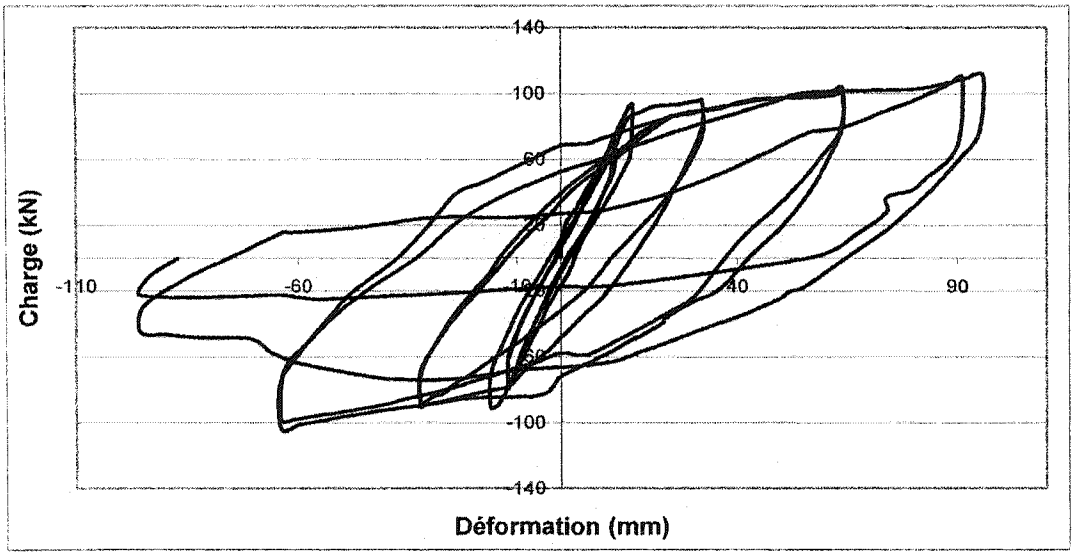


Figure 5.34 – Diagramme charge-déformation pour le spécimen FTA2

Ce graphique présente la courbe hystérétique du spécimen FTA2 sous le chargement cyclique. Le spécimen FTA2 a supporté 9 des 10 cycles de chargement prévus et a développé une ductilité maximale de 6. Le spécimen FTA2 a lui aussi développé la résistance nominale de la pile de 293 kN-m. La courbe d'hystérésis obtenue montre aussi un très bon comportement. Premièrement, on observe, que le spécimen conserve sa résistance tout au long de l'essai et il ne développe pas le phénomène d'écrasement de la courbe. Ce qui lui permet de dissiper une grande quantité d'énergie de façon très efficace. Par contre, on observe une perte de rigidité lors des derniers cycles mais comme la résistance structurale est conservée, le spécimen possède malgré tout un bon comportement plastique. Les rigidités sécantes obtenues à chaque cycle par le spécimen F2 sont présentées à la Figure 5.35.

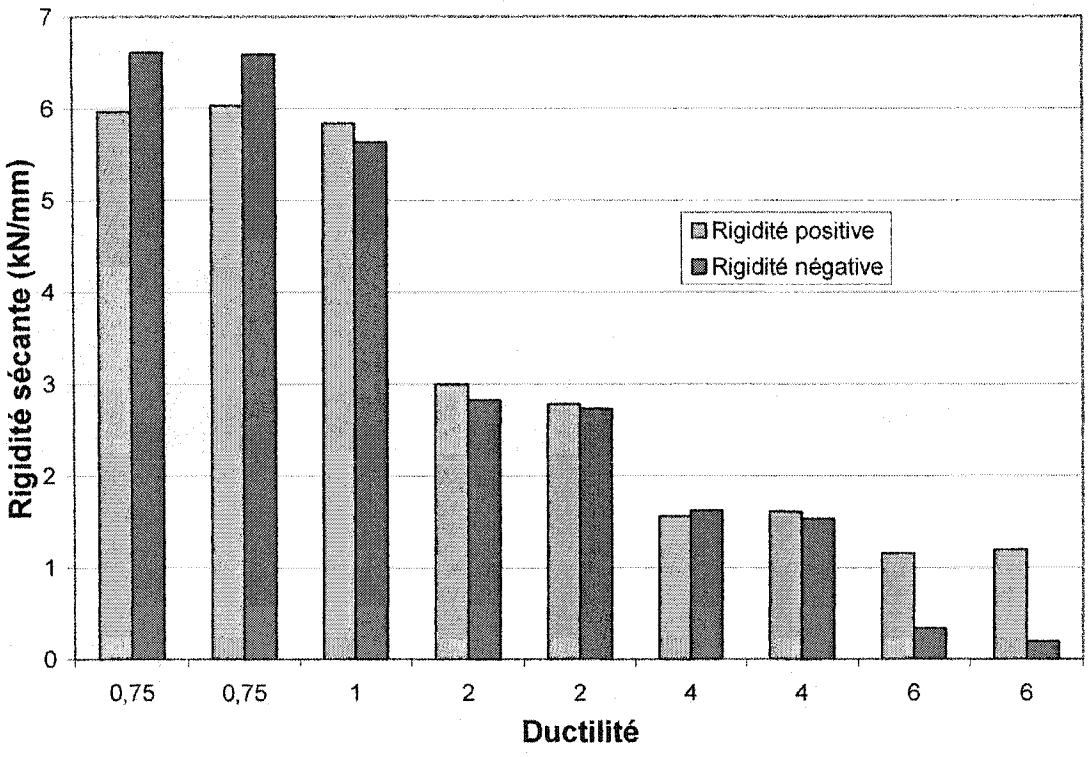


Figure 5.35 – Perte de rigidité sécante

Le graphique présente les rigidités sécantes de la pile pour les efforts positifs et négatifs de chaque cycle. Lors des trois premiers cycles ($\mu_\Delta \leq 1.0$) la pile conserve sa rigidité mais lorsqu'on commence à dépasser une ductilité de 1.0, la pile présente une diminution de la rigidité en deçà de la rigidité elasto-plastique théorique. Le spécimen conserve quand même une rigidité jusqu'au huitième cycle où la rupture s'est produite.

La Figure 5.36 montre la quantité d'énergie dissipée lors des cycles de chargement du spécimen. Le creux à chaque cycle de chargement correspond au point où le spécimen est déchargé. L'énergie dissipée est définit tel que présenté à l'équation (5-11).

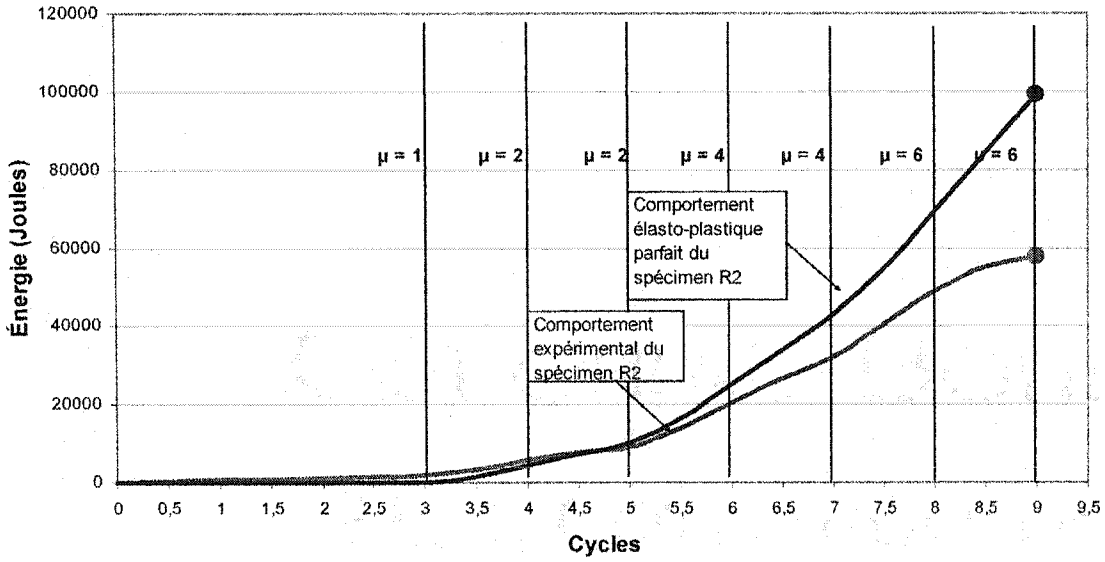


Figure 5.36 – Énergie dissipé par le spécimen FTA2 lors des cycles de chargement

Tel qu'observé lors des deux essais précédents, on peut voir sur ce graphique que lorsque la pile reste dans le domaine élastique (cycle 3) il y a très peu d'énergie dissipée. Par contre, lorsque qu'on dépasse une ductilité de 1.0, on voit que le spécimen dissipe de l'énergie. On obtient un total de 57.8 kJ d'énergie dissipée lors de l'essai ce qui est environ trois fois plus d'énergie que pour le spécimen R2. Le comportement élasto-plastique parfait, calculé à partir du déplacement expérimental à la limite élastique, est aussi présenté à la Figure 5.36. Le comportement élasto-plastique parfait permet d'évaluer le comportement du spécimen FTA2. Le spécimen FTA2 a donc dissipé à la rupture 58% de l'énergie du système élasto-plastique parfait pour la totalité des 9 cycles du protocole de chargement.

On voit clairement à l'aide de ce graphique que l'ajout d'une chemise de BRF avec un treillis ancré dans le noyau de béton améliore de façon importante le comportement en terme de ductilité de la pile.

5.6.3.4 Rupture

À partir des résultats obtenus et par les observations faites lors de l'essai, on arrive à la conclusion que la pile a présenté un comportement ductile. La rupture a eu lieu lorsque la rotule plastique qui s'est formée sous la zone de renforcement est devenue instable. D'importantes fissures accompagnées d'une dislocation générale du béton du noyau de la pile ont été observées. Tel qu'illustré à la Figure 5.37, il y a une déformation plastique apparente une fois le spécimen déchargé et à partir du diagramme charge-déformation on observe que le spécimen a atteint une ductilité en déplacement (μ_Δ) de 6.

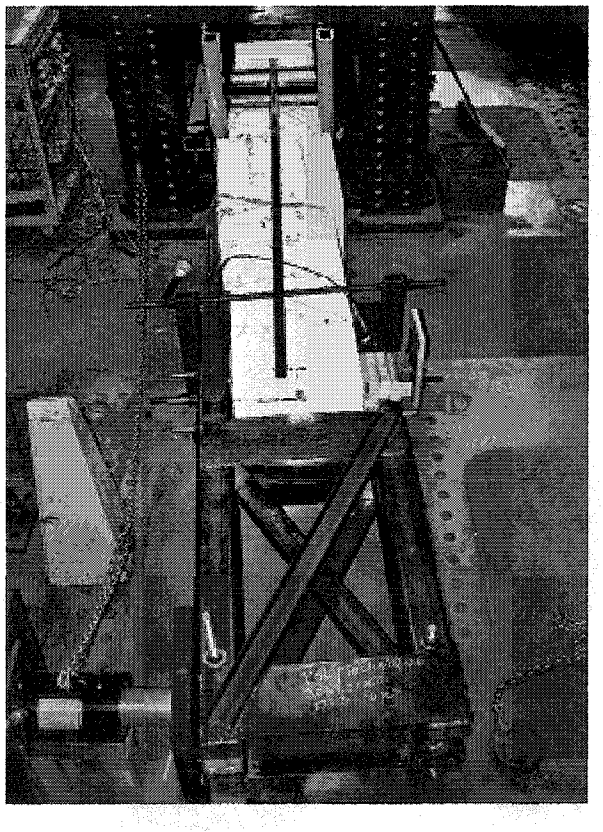


Figure 5.37 – Rupture du spécimen FTA2

5.6.4 Récapitulatif

Maintenant que les trois essais de flexion ont été effectués sur les spécimens, il est possible de comparer les résultats obtenus. Comme il n'est pas aisé de comparer les courbes d'hystérésis sous le format charge-déplacement, elles seront comparées en calculant l'énergie dissipée qui est l'aire sous la courbe d'hystérésis. Le Tableau 5-4 présente les résultats de l'énergie cumulative dissipée pour chaque spécimen.

L'observation du graphique permet de conclure que le spécimen R2 dissipe beaucoup moins d'énergie que les deux spécimens renforcés. Lorsqu'on compare la quantité d'énergie dissipée par chacun des spécimens à leurs systèmes élasto-plastique parfait correspondant les résultats obtenus sont présentés au Tableau 5-4.

Tableau 5-4 – Comparaison entre l'énergie dissipée par les spécimens et leurs systèmes élasto-plastique parfait.

Spécimen	Cycles accomplis sur les 9 cycles du protocole	% d'énergie dissipée au cycle de rupture	% d'énergie dissipée versus l'énergie totale des cycles du protocole
R2	6	45	11
F2	8	53	37
FTA2	9	58	58

À la lumière de ces résultats, on conclut que le renforcement permet améliorer de façon importante le comportement ductile de la pile. Le comportement observé pour les deux

spécimens renforcés est caractéristique de la formation d'une rotule plastique dans la pile.

La rigidité sécante permet aussi de comparer le comportement cyclique des divers spécimens. Les résultats obtenus montrent clairement que les spécimens renforcés ont pour les trois premiers cycles une rigidité sécante deux fois plus importante que le spécimen non-renforcé. Lors de ces trois premiers cycles les spécimens sont soumis à des déplacements allant jusqu'à la déformation élastique maximale. Au quatrième cycle, cette limite est dépassée et la rigidité des trois spécimens est similaire. Par la suite, le spécimen R2 montre une perte de rigidité très rapide « low cycle fatigue » qui amène sa rupture au sixième cycle, alors que les deux autres spécimens conserve une rigidité sécante allant jusqu'au huitième cycle pour le spécimen F2 et jusqu'au neuvième cycle pour le spécimen FTA2.

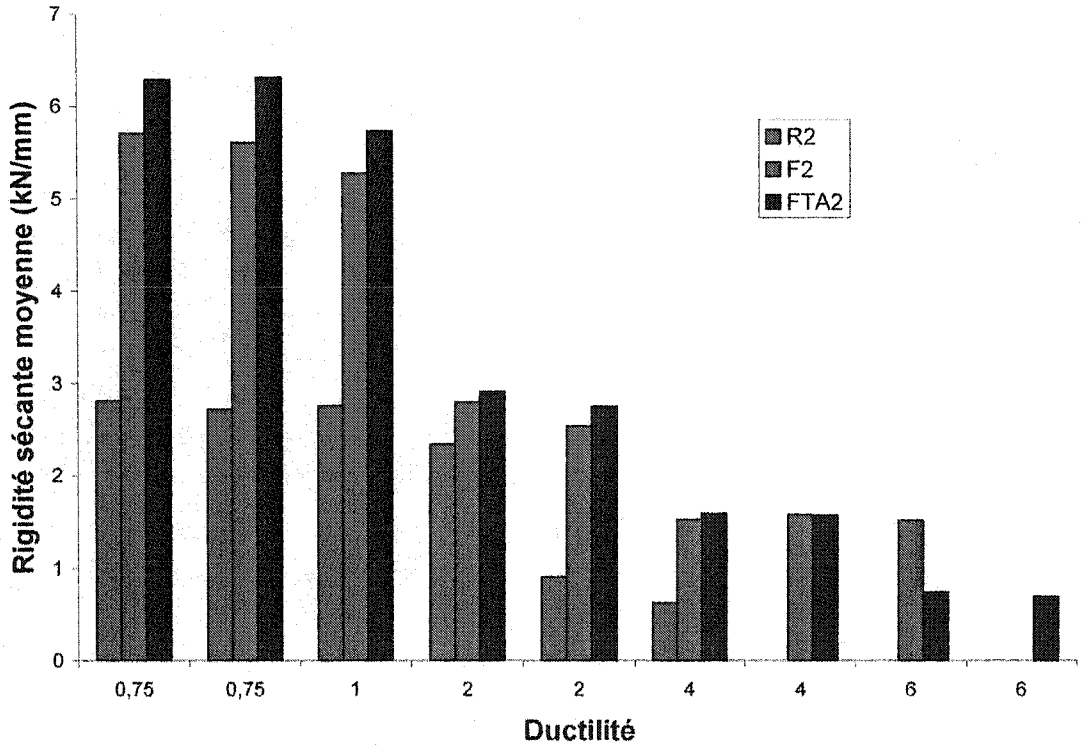


Figure 5.38 – Comparaison des rigidités sécantes des spécimens

En conclusion, le renforcement consistant à mettre en place une chemise de BRF sur les spécimens permet, lorsque comparé à un spécimen non-renforcé, d'améliorer le comportement structurale de façon appréciable. Le comportement structural passe donc d'un mode de rupture par fendage des chevauchements d'armature pour le spécimen R2 à un mode de rupture par rotule plastique sous la zone de renforcement pour les spécimens F2 et FTA2. Entre les deux options de renforcement, la mise en place d'une chemise avec un treillis ancré dans le noyau de béton donne les meilleurs résultats expérimentaux. Le spécimen FTA2 dissipe la plus grande quantité d'énergie et est capable d'accomplir le plus grand nombre de cycle de chargement avant sa rupture.

Chapitre 6 Conclusion

6.1 Conclusions sur le comportement des piles de ponts

Les diverses recherches sur l'évaluation des piles de ponts existantes datant d'avant 1988 et les observations effectuées sur le terrain après des tremblements de terre importants montrent que plusieurs lacunes ont été incorporées lors de leur conception dû à l'état des connaissances de la conception parasismique. Les principaux problèmes potentiels se résument à :

- Une résistance en flexion insuffisante;
- Un manque de confinement au niveau du chevauchement d'armature;
- Peu de ductilité lors de séismes majeurs;
- Un manque de durabilité des structures qui vient affecter leur résistance à long terme.

Les résultats expérimentaux obtenus, dans ce projet de recherche, lors des essais sur les spécimens témoins de poutres et de piles conçues avec les codes de conception des ponts routiers canadiens (S6) datant d'avant 1988, ont clairement démontré les lacunes énumérées ci-haut. Comme la très grande majorité des ponts ont été construits avant 1980, il est donc probable que le réseau routier québécois possède un grand nombre de pile de ponts qui risquent de présenter un comportement structural inadéquat lors d'événements sismiques majeurs, pouvant conduire jusqu'à leur ruine.

Pour résoudre ces problèmes, ce projet avait comme objectif de développer une méthode de renforcement adaptée aux piles de ponts rectangulaires et d'évaluer, à l'aide d'essais en laboratoire, l'amélioration apportée par la méthode de renforcement proposée. Une nouvelle approche de renforcement a été développée pour les piles ayant

un rapport largeur sur épaisseur supérieur à 2, car les méthodes existantes ont été développées pour des sections circulaires, carrées ou légèrement rectangulaires.

Pour y arriver, le développement d'une nouvelle méthode de renforcement a été proposé. Cette méthode, contrairement aux méthodes actuelles, n'augmente pas le confinement du noyau de piles, mais agit plutôt sur les caractéristiques mécaniques du matériau autour des zones de chevauchements d'armature pour empêcher la formation des fissures de fendage. Elle consiste en la mise en place d'une chemise de BRF au niveau des chevauchements d'armature des piles.

6.2 Conclusions sur le développement du mélange de béton autonivelant

Dans ce rapport, une recherche sur le développement historique des BRF a été réalisée, et la méthode Baron-Lesage, qui permet la mise au point des BRF modernes, a été présentée. Par la suite, la phase de développement en laboratoire des BRF utilisés au cours de ce projet de recherche a été exposée. Le BRF qui a été développé ici a servi au renforcement des spécimens qui ont été soumis à des essais en laboratoire. La fabrication de ce BRF a mis en lumière plusieurs observations intéressantes:

- Il a été possible de développer un béton renforcé de fibres autonivelant possédant une bonne maniabilité. Ceci vient donc confirmer l'efficacité de la méthode Baron-Lesage dans la mise au point du squelette granulaire.

- À l'état plastique, le mélange présentait très peu de ségrégation. Cet état vient de l'utilisation d'un agent stabilisateur de mélange.

- La méthode de mise en place des prismes destinés à déterminer les caractéristiques mécaniques a été effectuée de manière à représenter de la façon la plus réelle possible la méthode de mise en place prévue au chantier. Ceci permet d'obtenir la même orientation préférentielle des fibres lors d'une coulée réelle et d'évaluer par la suite les caractéristiques mécaniques recherchées.

- Les essais de flexion sur prismes entaillés ont permis de déterminer le BRF possédant les meilleures caractéristiques mécaniques, soit les fibres à bouts aplatis, qui offrent une meilleure performance que des fibres similaires à crochets.

6.3 Conclusions sur les deux séries d'essais

Le programme expérimental de ce projet comportait deux séries d'essais. La première série d'essais avait comme but d'explorer de façon simple la faisabilité et l'efficacité de la mise en place d'une chemise de BRF au niveau des chevauchements d'armature. Trois spécimens de poutre ont donc été fabriqués soit :

- Un spécimen témoin non-renforcé (R1);
- Un spécimen renforcé à l'aide de BRF (F1);
- Un spécimen renforcé à l'aide de BRF avec un treillis ancré dans le noyau de béton (FTA1).

Un chevauchement d'armature avec une longueur insuffisante de chevauchement a été installé au centre de chacun de ces spécimens. Ils ont été soumis à un essai de flexion avec deux points de charges qui permettait de soumettre les chevauchements d'armatures à un moment constant.

La deuxième série d'essais avait comme but d'évaluer l'efficacité de la méthode de renforcement sous un chargement cyclique et une combinaison de moment fléchissant et d'effort tranchant. Pour permettre cette étude, des spécimens de piles ont été fabriqués. Trois spécimens ont donc été fabriqués soit :

- Un spécimen témoin non-renforcé (R2);
- Un spécimen renforcé à l'aide de BRF (F2);
- Un spécimen renforcé à l'aide de BRF avec un treillis ancré dans le noyau de béton (FTA2).

Des chevauchements d'armature avec une longueur insuffisante ont été installés de chaque côté du spécimen. Ils ont été soumis, cette fois-ci, à un essai de flexion en porte-à-faux qui permettait de soumettre les chevauchements d'armatures à un effort tranchant constant et moment fléchissant croissant. Les résultats obtenus de cette série d'essais reflètent de manière plus juste le comportement des piles de ponts soumises à des tremblements de terre bien que l'effort axial n'a pas été simulé.

6.3.1 Essais de flexion monotoniques sur poutres

À l'aide des résultats obtenus au cours de cette première série d'essais et de l'analyse qui en a été effectuée par la suite, il est maintenant possible de comparer l'effet des deux méthodes de renforcement proposées sur le comportement structural des spécimens de poutres et leurs chevauchements d'armature.

Il est possible de comparer les spécimens selon le mode de rupture qui a été observé lors de l'essai. Deux comportements structuraux distincts ont pu être observés. Pour le spécimen témoin R1, il y a eu l'apparition généralisée de fissures de fendage au niveau du chevauchement d'armature, combiné au glissement des armatures longitudinales. De

plus, une fois le spécimen déchargé, il n'y a eu que très peu de déformation résiduelle. Le mode de rupture a donc été fragile. Pour les deux spécimens renforcés, un autre mode de rupture s'est produit : il n'y a pas eu de fissuration de fendage dans la zone renforcée, les fissures se sont développées et concentrées à l'extérieur de cette zone. Ainsi, pour les deux spécimens, il y a eu une formation de rotule plastique et, lorsque que combinée aux grandes déformations résiduelles observées après le déchargement, il est possible de conclure que le mode de rupture est de type ductile.

Il est possible de comparer la résistance ultime et la ductilité obtenues par les spécimens. Pour le spécimen témoin R1, la résistance ultime mesurée a été de 208 kN-m ce qui est 18% inférieur à la résistance théorique. Ainsi, le spécimen n'a pas développé de ductilité en courbure. Le spécimen F1 a développé la pleine résistance de la section (262 kN-m) et la ductilité en courbure obtenue a été de 2 et le spécimen FTA1 a lui aussi atteint la résistance ultime de la section (257 kN-m) et a développé une ductilité en courbure de 5.5. L'utilisation d'une chemise de BRF avec un treillis ancré dans la matrice semble la plus efficace, pour cette première série d'essais.

À la fin de cette première phase exploratoire il est possible de conclure, à la lumière des résultats obtenus, que l'utilisation d'une chemise de BRF pour renforcer les zones de chevauchement d'armature est une solution efficace.

6.3.2 Essais de flexion cycliques sur de piles

Les résultats expérimentaux obtenus lors cette deuxième série d'essai permettent de conclure que le spécimen R2 n'a pas un bon comportement inélastique lorsqu'il est soumis à des efforts cycliques. Par contre, une fois renforcé, les spécimens présentent un bien meilleur comportement ductile.

Si on regarde l'énergie dissipée lors des essais cycliques, le spécimen R2 dissipe beaucoup moins d'énergie que les deux spécimens renforcés. À la fin de l'essai, le spécimen R2 a dissipé 52% de l'énergie dissipée pas F2 et 34% de l'énergie dissipée par le spécimen FTA2. La mauvaise dissipation d'énergie par le spécimen R2 peut être expliquée par l'écrasement de sa courbe d'hystérésis « low cycle fatigue » qui est caractéristique des piles de béton ayant un mauvais confinement et une longueur de chevauchement trop courte. À la lumière de ces résultats, on conclut que le renforcement permet d'améliorer de façon importante le comportement ductile de la pile. Le comportement observé pour les deux spécimens renforcés est caractéristique de la formation d'une rotule plastique dans la pile accompagnée d'une ductilité appréciable.

La rigidité sécante permet aussi de comparer le comportement cyclique des divers spécimens. Les résultats obtenus montrent clairement que les spécimens renforcés ont pour les trois premiers cycles une rigidité sécante deux fois plus importante que le spécimen non-renforcé. Lors de ces trois premiers cycles, les spécimens sont soumis à des déplacements allant jusqu'à la déformation élastique maximale. Au quatrième cycle, cette limite est dépassée et la rigidité des trois spécimens est similaire. Par la suite, le spécimen R2 montre une perte de rigidité très rapide qui amène sa rupture au sixième cycle, alors que les deux autres spécimens conservent une rigidité sécante allant jusqu'au huitième cycle pour le spécimen F2 et jusqu'au neuvième cycle pour le spécimen FTA2.

En conclusion, le renforcement consistant à mettre en place une chemise de BRF sur les spécimens permet, lorsque comparé à un spécimen non-renforcé, d'améliorer le comportement structural de façon appréciable. Le comportement structural passe donc d'un mode de rupture par fendage des chevauchements d'armature pour le spécimen R2 à un mode de rupture par rotule plastique sous la zone de renforcement pour les spécimens F2 et FTA2. Entre les deux options de renforcement, la mise en place d'une

chemise avec un treillis ancré dans le noyau de béton donne les meilleurs résultats expérimentaux. Le spécimen FTA2 dissipe la plus grande quantité d'énergie et est capable d'accomplir le plus grand nombre de cycles de chargement avant sa rupture.

6.4 Recommandations

De nouvelles études et de nouvelles séries d'essais seront nécessaires pour bien évaluer l'efficacité et les améliorations apportées par l'utilisation de chemise de BRF dans le cadre de réhabilitation sismique de piles de ponts rectangulaires. L'étude actuelle se voulait exploratoire et une multitude de paramètres restent à explorer. Voici certains points qu'il serait important d'approfondir dans une prochaine étude :

- **Paramètre de renforcement**
  - Comme dans ce projet on a fixé plusieurs des paramètres, il serait très intéressant dans une étude subséquente, de faire varier les paramètres de réparation tel que :
  - l'épaisseur du renforcement;
  - la profondeur de la démolition;
  - la présence d'ancrage;
  - la présence de treillis;
  - le type de fibres;
  - la grosseur des armatures;
  - la disposition des armatures chevauchées.

- **Chargements complexes**

  De soumettre les piles renforcées à des combinaisons de charges plus complexes pour mieux représenter la réalité. Par exemple des charges

axiales pour simuler le tablier et avoir les effets P-delta et des essais sismique.

- **Éléments finis et équation de design**

  Utiliser un logiciel d'éléments finis pour recréer les essais en laboratoire et ainsi mieux comprendre l'effet de la chemise de BRF sur le comportement structural. Ces études pourraient mener à une meilleure compréhension des phénomènes et conduire éventuellement au développement d'équation de design de renforcement, à l'aide de chemise de BRF, pour les ingénieurs praticiens.

- **Dimensions, type et chargement des spécimens**

  Utiliser le nouveau laboratoire pour tester des spécimens de piles de ponts rectangulaires grandeurs nature qui représenteront mieux les phénomènes observés sur le terrain. Suite aux essais il est conseillé de continuer les essais sur des spécimens de piles qui seraient encastrées dans une semelle pour mieux représenter la réalité.

RÉFÉRENCES

ACI COMMITTEE 408. (ACI 408R-XX). (2002). Bond and development of straight reinforcing bars in tension, Document en phase préléminaire.

ACI COMMITTEE 408 (1992). 408.2. R-92 State-of-the-art report on bond under cyclic loads, Détroit, 32 pp.

ASSOCIATION CANADIENNE DU CIMENT. (1985). Concrete design handbook – CSA A23-3.85, First Edition, Association Canadienne du Ciment, Ontario.

ASSOCIATION CANADIENNE DU CIMENT. (1995). Concrete design handbook – CSA A23-3.94, Second Edition, Association Canadienne du Ciment, Ontario.

ASSOCIATION TECHNIQUE DE L'INDUSTRIE DES LIANTS HYDRAULIQUES. (1996). Les bétons : bases de données pour leur formulation, Édition Eyrolles, Paris, 522 pages.

ASTM A653-03 (2003) Annual book of ATSM standards – Iron and steel product, vol. 01.01, Édition ASTM, Philadelphia, 947 pages.

ASTM C39/C39M-03 (2003) Annual book of ATSM standards – Concrete and mineral Aggregates, vol. 04.02, Edition ASTM, Philadelphia, 841 pages.

ASTM C469-03 (2003) Annual book of ATSM standards – Concrete and mineral Aggregates, vol. 04.02, Édition ASTM, Philadelphia, 841 pages.

BÉDARD, S. MASSICOTTE, B. (2001) Logiciel AIS version 1.01 – Analyse inélastique des sections, École Polytechnique de Montreal.

CASANOVA, P. (1995). Bétons renforcés de fibres métalliques : du matériaux à la structure, LCPC, Paris, 203 pages.

CHEUNG, P.C., PAULAY, T., AND PARK, R. (1991) New Zealand Tests on Full-Scale Reinforced Concrete Beam-Column-Slab Subassemblages Designed for Earthquake Resistance, in Special Publication SP-123, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, pp.1-38.

CSA INTERNATIONAL (CAN/CSA-S6-66). (1966). Canadian highway bridge design code, CSA INTERNATIONAL, Toronto, 176 pages.

CSA INTERNATIONAL (CAN/CSA-S6-66). (1974). Canadian highway bridge design code, CSA INTERNATIONAL, Toronto, 231 pages.

CSA INTERNATIONAL (CAN/CSA-S6-66). (1978). Canadian highway bridge design code, CSA INTERNATIONAL, Toronto, 272 pages.

CSA INTERNATIONAL (CAN/CSA-S6-66). (1988). Canadian highway bridge design code, CSA INTERNATIONAL, Toronto, 302 pages.

CSA INTERNATIONAL (CAN/CSA-S6-00). (2000). Canadian highway bridge design code, CSA INTERNATIONAL, Toronto, 734 pages.

DARWIN, D. (2003). Bond provision in ACI 318 versus test results – Recommended change to code, ACI International Convention, September 2003, Boston.

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

HOLLERAN, M. (Août 1998). Seismic performance of reinforced concrete bridge piers under simulated winter conditions, Mémoire de maîtrise, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, 164 pages.

JOHNSTON, C. (2001) Fiber reinforced cements and concretes, Overseas Publishers Association, Amsterdam, 364 pages.

KRSTULOVIC-OPARA, N., ET A. (2000) Seismic Retrofit with Discontinuous Slurry Infiltrated Mat Concrete (SIMCON) Jackets, SP-185 High-Performance Fiber-Reinforced Concrete in Infrastructure Repair and Retrofit, ACI International, Michigan, 251 pages.

LÉGER, P., (2001) CIV 6510 Génie Sismique, Notes de cours, École Polytechnique de Montréal.

MAEDA, M., SHUNSUKE, O. ET HIROYUKI, A. (1995). Effect of Confinement on Bond and Splitting Behavior in Reinforced Concrete Beams. Structural Engineering International, Vol. 5, No. 3, pp. 166-171

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

MASSICOTTE, B. ET MOFFAT, K. (2003) Conception de la dalle du viaduc St-Antoine en béton renforcé de fibres et armatures réduites. 10^{e} Colloque sur la progression de la recherche dans les ouvrages d'arts, Québec, Mai 2003.

NOLET, S. ET MASSICOTTE, B. (2002) Comportement des dalles de ponts fortement sollicitées par les surcharges routières, Mémoire de maîtrise, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, 246 pages.

PINEAU, S. ET MASSICOTTE, B. (1994) Étude expérimentale du comportement séismique d'assemblages poutre-colonne en béton renforcé de fibres, Mémoire de maîtrise, Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal, 215 pages.

PRIESTLEY, M.J.N., ET AL. (1994). Steel jacket retrofitting of reinforced concrete bridge columns for enhanced shear strength – Part 1: theorical considerations and test design, ACI Structural Journal, V. 91, No. 4, August, pp.394-405.

PRIESTLEY, M.J.N., CHAI, Y.H. (1992). Design guidelines for assessment retrofit and repair of bridges for seismic performance, Report No. SSRP-92/01, University of California, San Diego (California), 266 pages.

RÉUNION INTERNATIONALE DES LABORATOIRES ET EXPERTS DES MATÉRIAUX, SYSTÈMES DE CONSTRUCTION ET OUVRAGES (RILEM). (2000). Test and design methods for steel fibre reinforced concrete (RILEM TC 162-TDF), Materials and Structures, January-Febuary, pp. 3-5.

RODRIGUEZ M., ET PARK R. (1994). Seismic load tests on reinforced concrete columns strengthened by jacketing, ACI Structural Journal, V.91, No.2, March-April., pp.150-159.

ROMUALDI J.P., MANDEL J.A. (1963) Mechanics of crack arrest in concrete, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE vol.89, EM 3, juin, pp. 147-168.

ROSSI, P. (1998) Les bétons de fibres métalliques, Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées, Paris, 309 pages.

SEDRAN, T. (1995) Les bétons autonivelants – Synthèse bibliographique, Bulletin de liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées, 196, mars-avril, pp.53-60.

SEIBLE, F., et al. (1997) Seismic Retrofit of RC columns with continuous carbon fiber jackets, Journal of Composite for Construction, V.1, No.2, May., pp.52-62.

TAYLOR, A.W. (1999). Seismic Response of Concrete Bridges, Editor K.Khrishnan, ACI International, Michigan, 377 pages.

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

ANNEXE I - Mélanges et résultats pour les bétons renforcés de fibres

Formulation du mélange de béton pour type de fibre BA

Composante du mélange	Quantité pour 1_M^3
Eau	181.8 l
Ciment (type 10 + F.S)	450 kg
Sable	767 kg
Pierre 5 mm-14 mm	770 kg
Fibre type A	80 kg
Superplastifiant - Eucon 37	10.8 l
Réducteur d'eau - Eucon Dx	832.5 ml
Retardateur de Prise - Eucon 720	225 ml
Stabilisateur de mélange - Euco-Nivo	2.5 l
Entraîneur d'air - Air extra	900 ml
Rapport Eau/Ciment	0.42

Formulation du mélange de béton pour type de fibre C

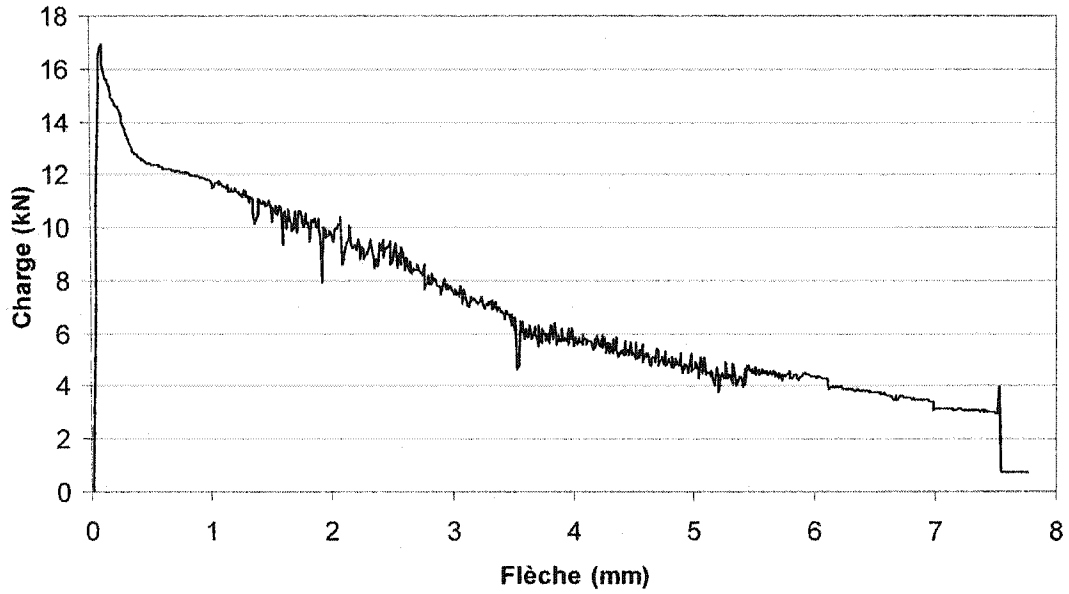
Composante du mélange	Quantité pour 1_M^3
Eau	181.8 l
Ciment (type 10 + F.S)	450 kg
Sable	767 kg
Pierre 5 mm-14 mm	770 kg
Fibre type B	80 kg
Superplastifiant - Eucon 37	10.8 l
Réducteur d'eau - Eucon Dx	832.5 ml
Retardateur de Prise - Eucon 720	225 ml
Stabilisateur de mélange - Euco-Nivo	2.5 l
Entraîneur d'air - Air extra	900 ml
Rapport Eau/Ciment	0.42

Formulation du mélange de béton pour type de fibre S

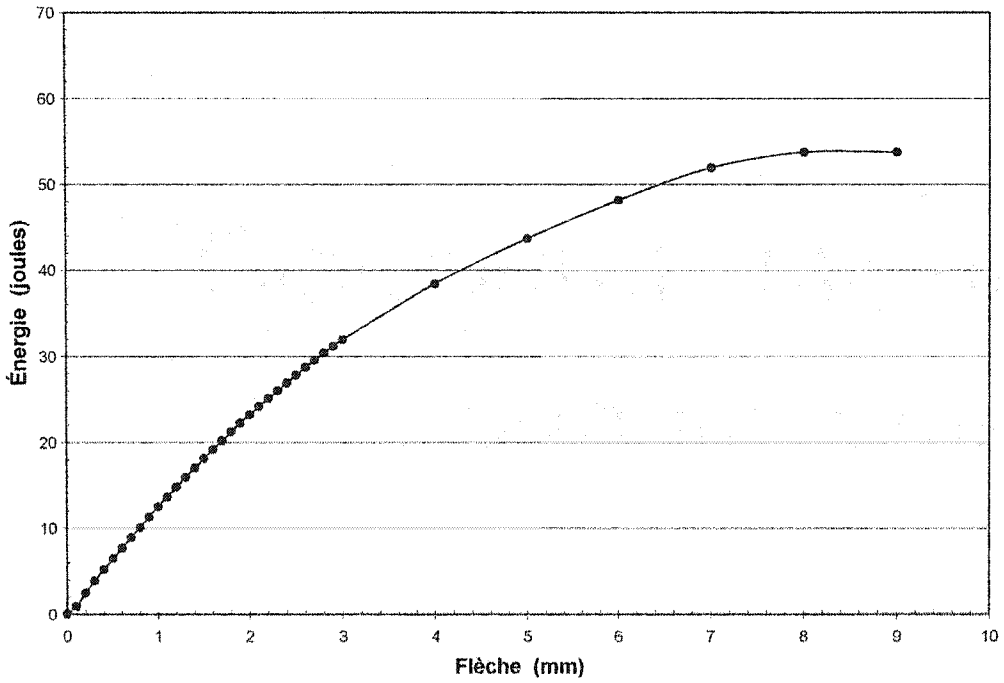
Composante du mélange	Quantité pour 1_M^3
Eau	181.8 l
Ciment (type 10 + F.S)	450 kg
Sable	676.7 kg
Pierre 5 mm-14 mm	843.3 kg
Fibre type P	6.9 kg
Superplastifiant - Eucon 37	12.1 l
Réducteur d'eau - Eucon Dx	832.5 ml
Retardateur de Prise - Eucon 720	225 ml
Stabilisateur de mélange - Euco-Nivo	2.5 l
Entraîneur d'air - Air extra	900 ml
Rapport Eau/Ciment	0.42

RÉSULTATS ESSAI RILEM ET ÉNERGIES DISSIPÉES FIBRE BA1

Essai RILEM

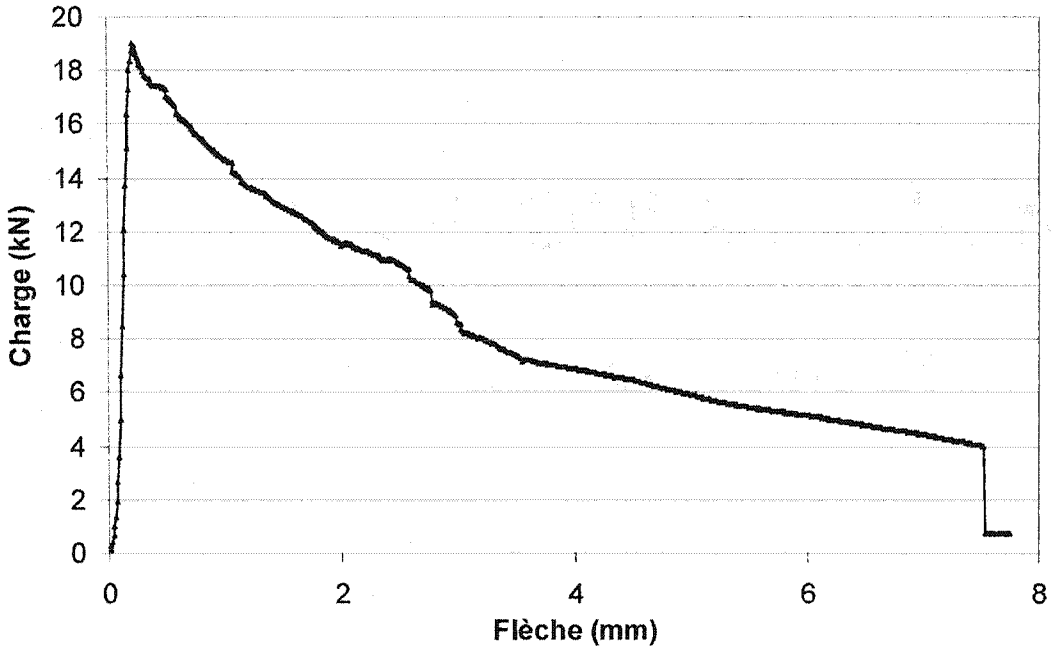


Énergies Dissipées

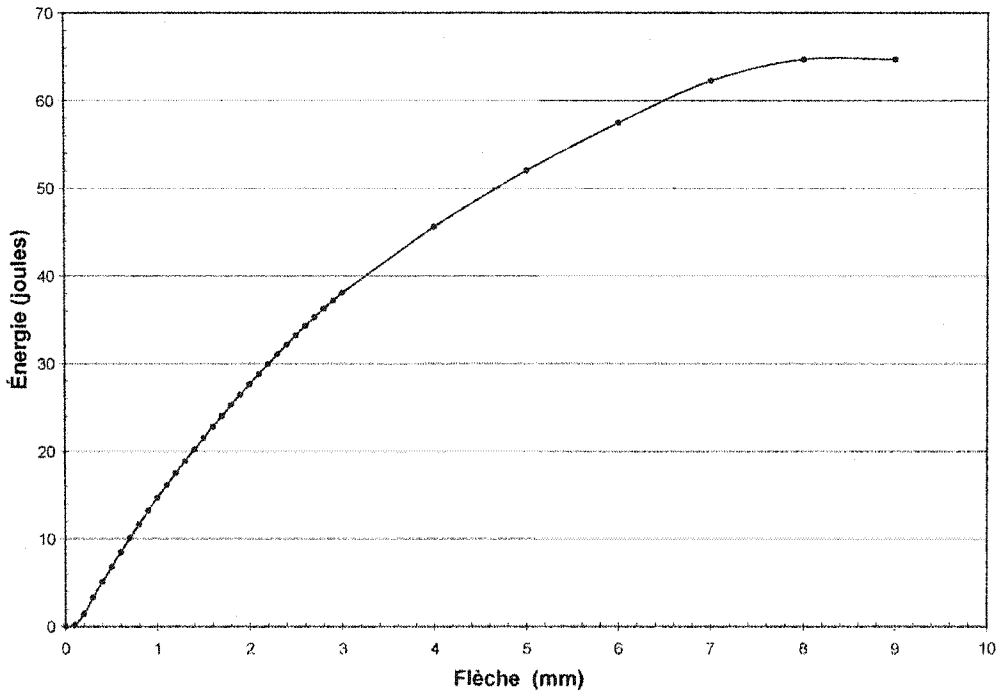


RÉSULTATS ESSAI RILEM ET ÉNERGIES DISSIPÉES FIBRE BA2

Essai RILEM

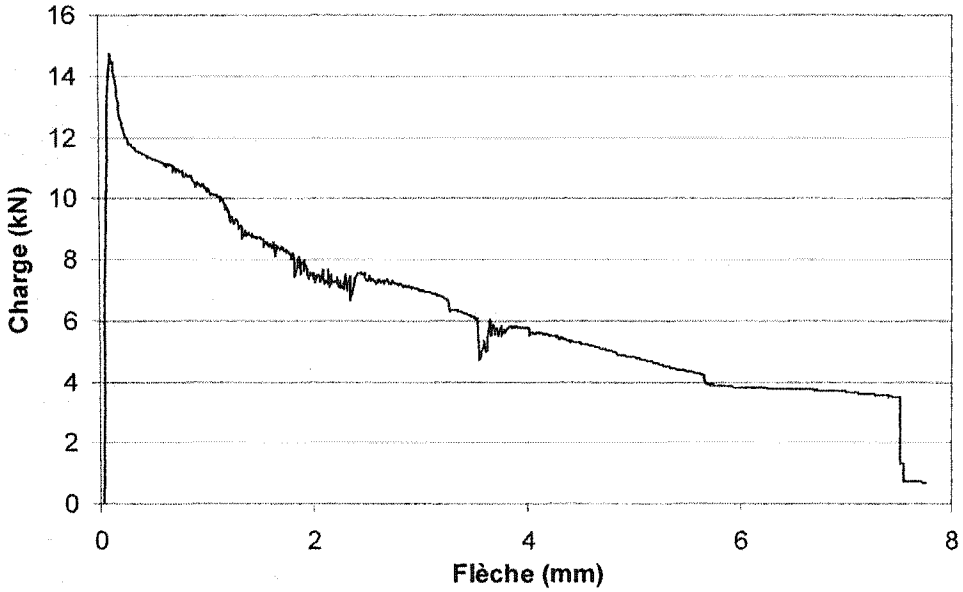


Énergies Dissipées

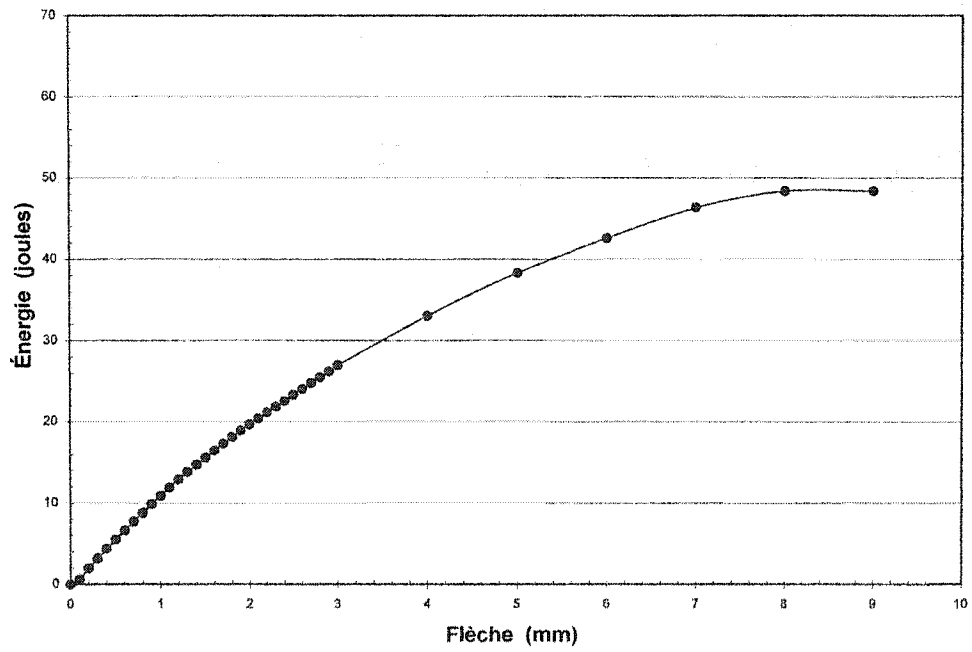


RÉSULTATS ESSAI RILEM ET ÉNERGIES DISSIPÉES FIBRE BA3

Essai RILEM

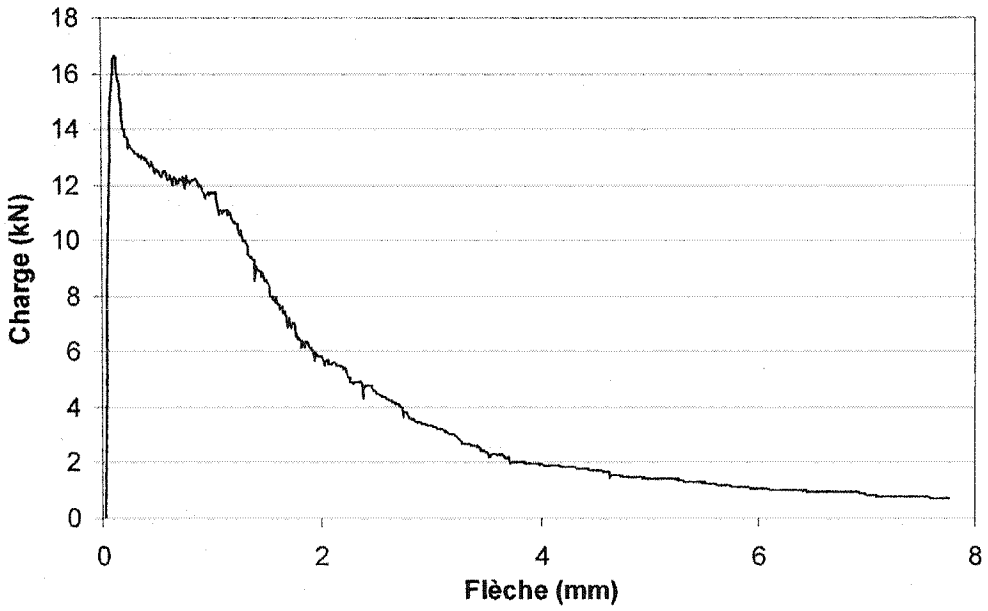


Énergies Dissipées

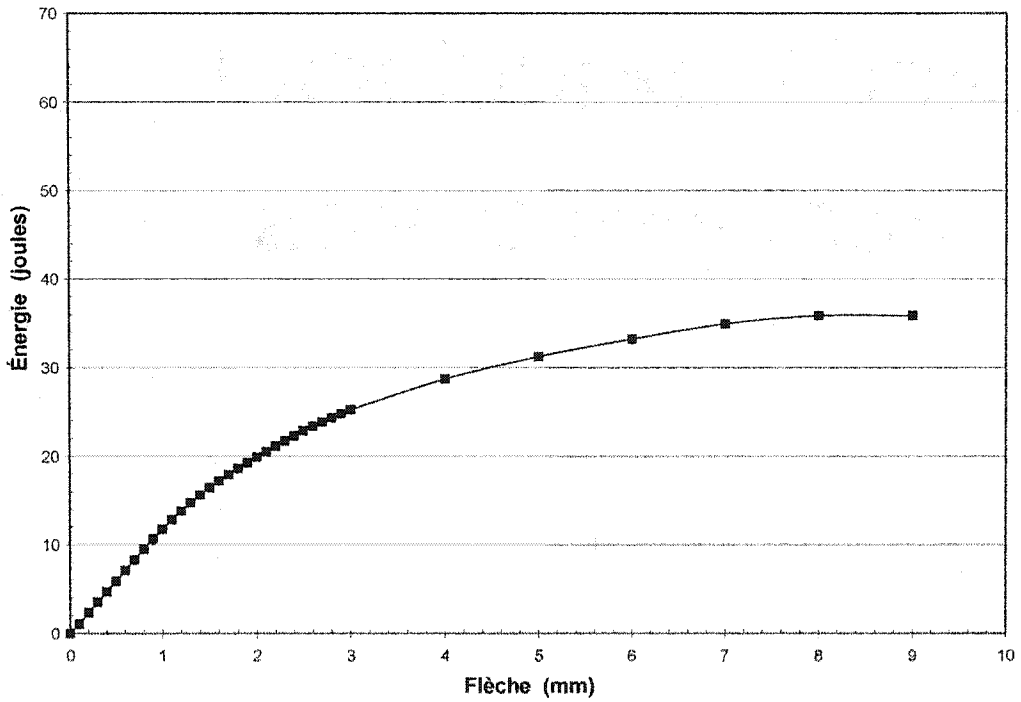


RÉSULTATS ESSAI RILEM ET ÉNERGIES DISSIPÉES FIBRE C1

Essai RILEM

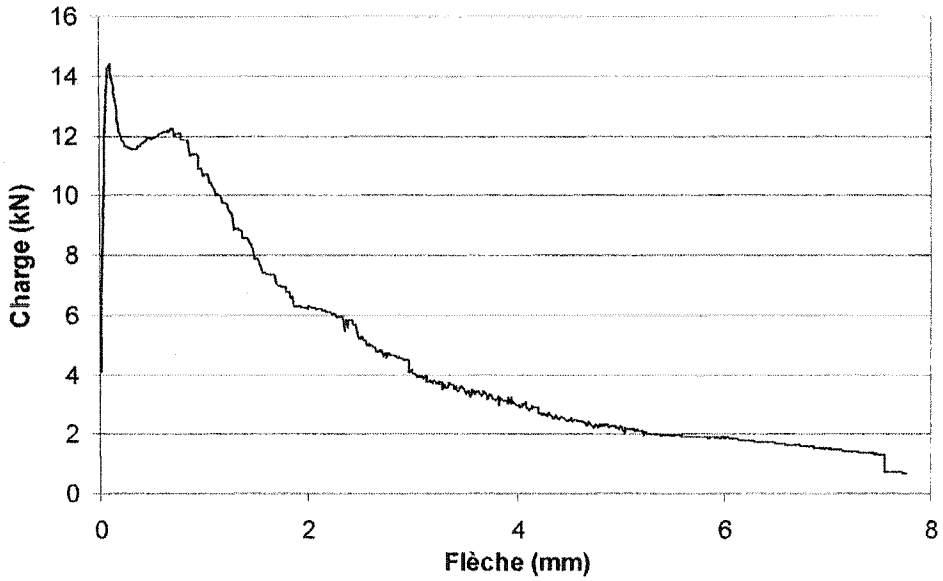


Énergies Dissipées

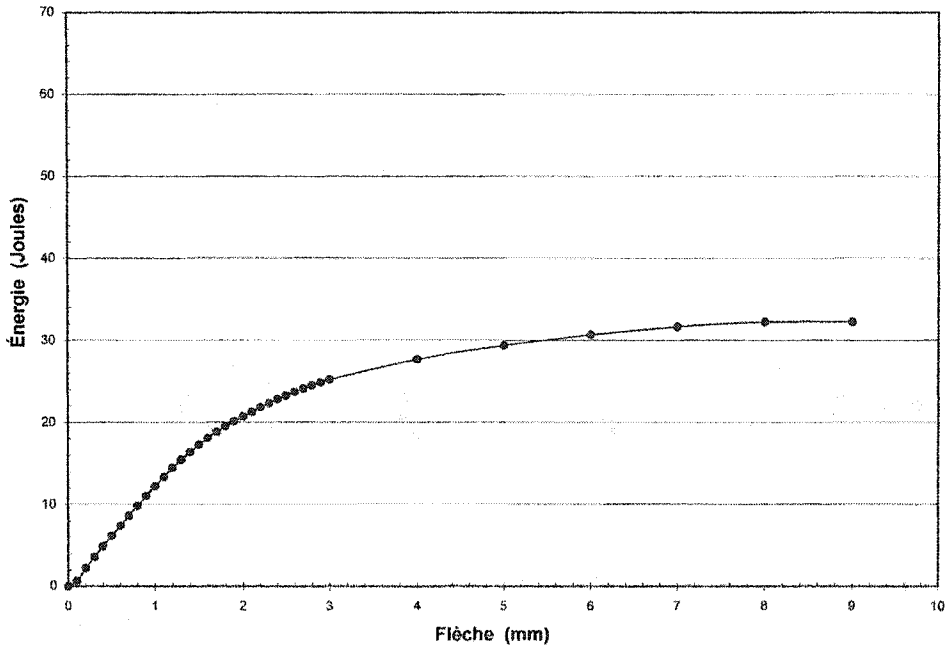


RÉSULTATS ESSAI RILEM ET ÉNERGIES DISSIPÉES FIBRE C2

Essai RILEM

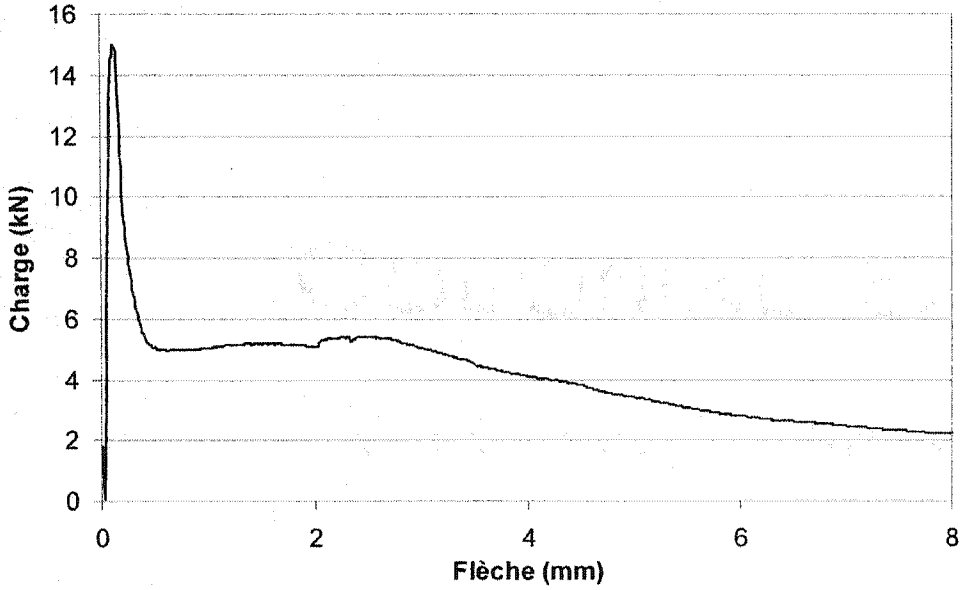


Énergies Dissipées

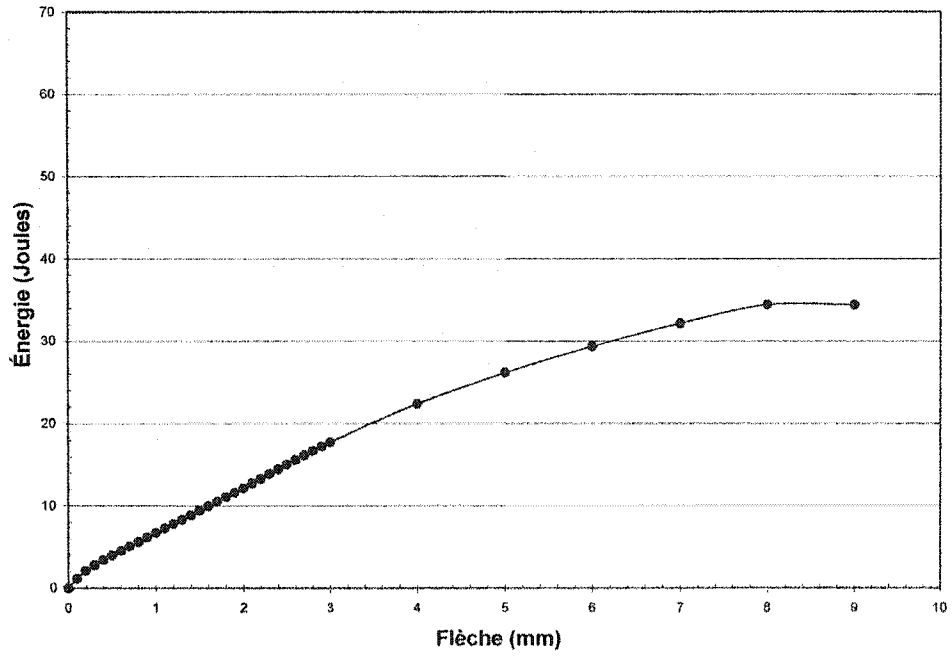


RÉSULTATS ESSAI RILEM ET ÉNERGIES DISSIPÉES FIBRE S1

Essai RILEM

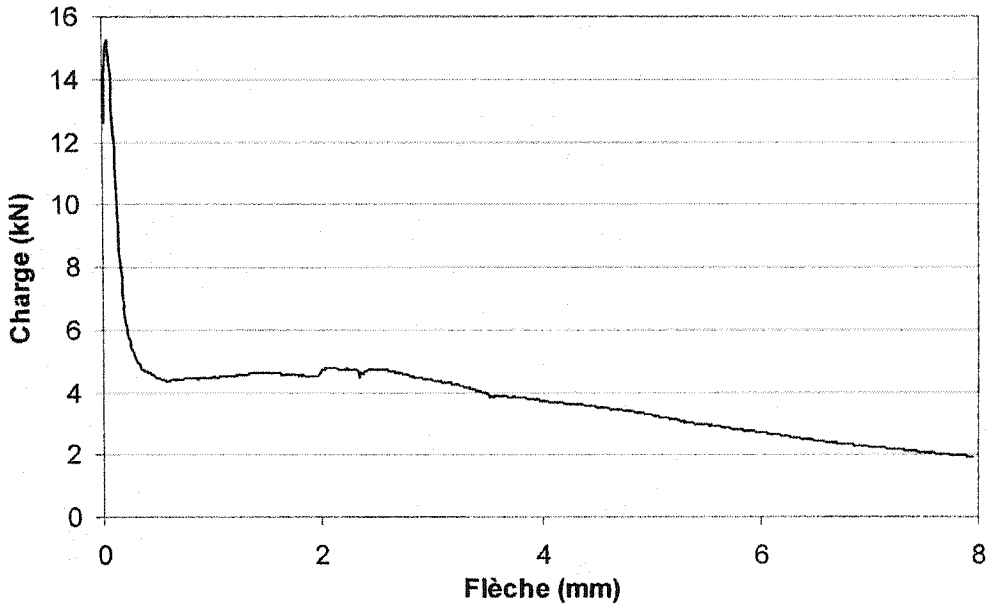


Énergies Dissipées

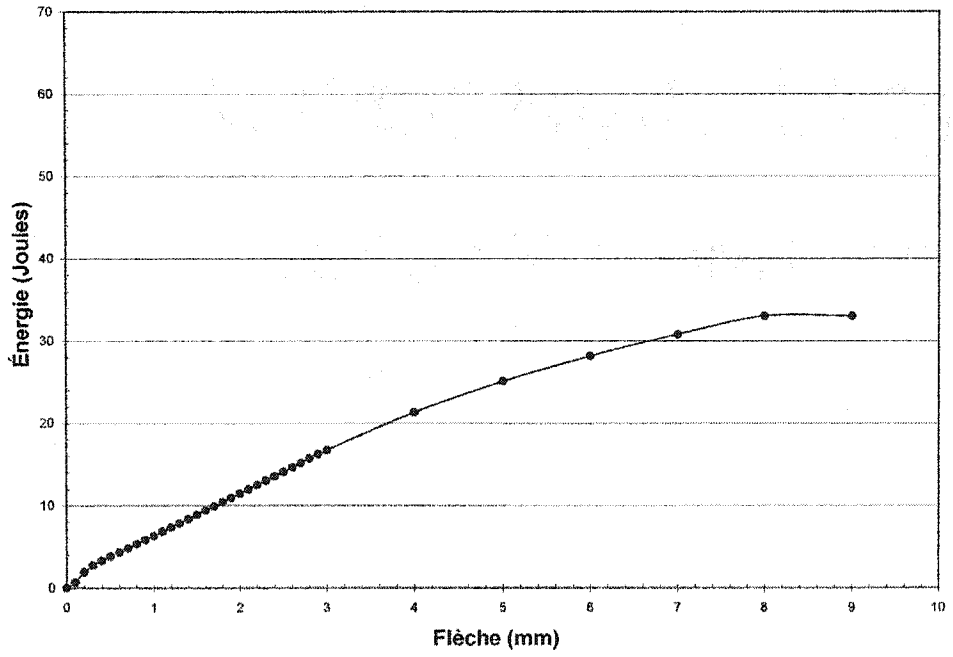


RÉSULTATS ESSAI RILEM ET ÉNERGIES DISSIPÉES FIBRE S2

Essai RILEM

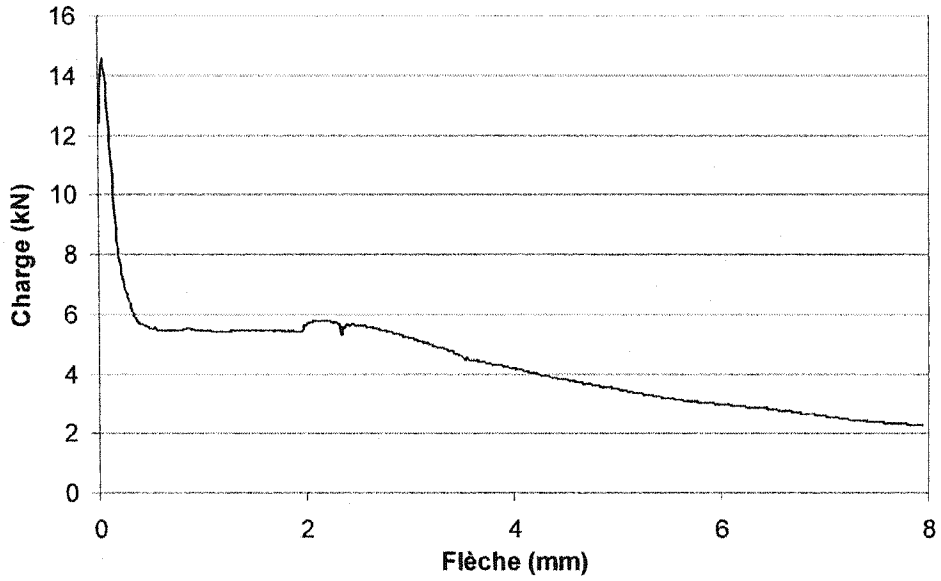
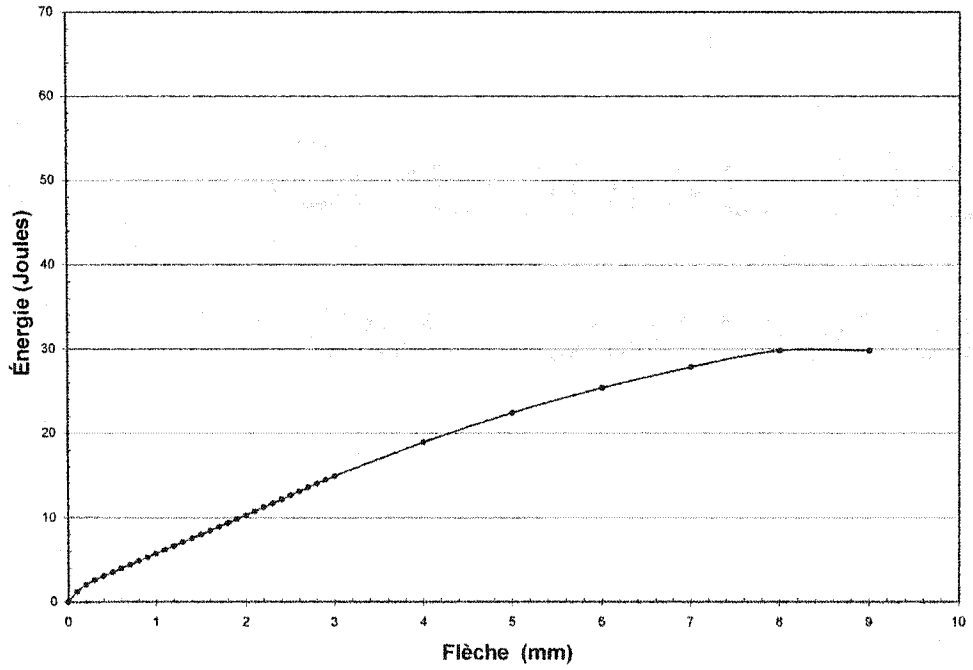


Énergies Dissipées



RÉSULTATS ESSAI RILEM ET ÉNERGIES DISSIPÉES FIBRE S3

Essai RILEM



Énergies Dissipées