

**Titre:** Étude de l'influence des paramètres structuraux sur les lois de comportement des bétons fibrés pour la conception de structures  
Title: behavior of fiber-reinforced concrete for structural design

**Auteur:** François Beaurivage  
Author:

**Date:** 2009

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

**Référence:** Beaurivage, F. (2009). Étude de l'influence des paramètres structuraux sur les lois de comportement des bétons fibrés pour la conception de structures [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.  
Citation: <https://publications.polymtl.ca/226/>

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

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/226/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de recherche:** Jean-Philippe Charron, & Bruno Massicotte  
Advisors:

**Programme:** Génie civil  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE DE L'INFLUENCE DES PARAMÈTRES STRUCTURAUX SUR LES LOIS DE  
COMPORTEMENT DES BÉTONS FIBRÉS POUR LA CONCEPTION DE STRUCTURES

FRANÇOIS BEAURIVAGE

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)

DÉCEMBRE 2009

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

ÉTUDE DE L'INFLUENCE DES PARAMÈTRES STRUCTURAUX SUR LES LOIS DE  
COMPORTEMENT DES BÉTONS FIBRÉS POUR LA CONCEPTION DE STRUCTURES

présenté par : BEAURIVAGE François

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

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

M. BOUAANANI Najib, Ph. D., président

M. CHARRON Jean-Philippe, Ph. D., membre et directeur de recherche

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

M. LÉGER Pierre, Ph. D., membre

## **REMERCIEMENTS**

J'aimerais d'abord remercier mon directeur de recherche, M. Jean-Philippe Charron, pour ses nombreux conseils, le soutien financier et la confiance qu'il m'a accordés tout au long de ce projet.

Je voudrais également remercier mon co-directeur de recherche, M. Bruno Massicotte, pour les idées qu'il a apportées lorsque le projet semblait se corser.

Merci aussi à toute l'équipe du laboratoire de structures de la Polytechnique de Montréal, plus particulièrement à M. Patrice Bélanger pour tout le temps qu'il a réussi à m'accorder, M. Cédric Androuet pour son expertise en béton, M. David Ek pour son aide lors des manipulations et M. Viacheslav Koval pour ses nombreux conseils lors de l'élaboration des montages expérimentaux.

Je remercie mes collègues de bureau, plus particulièrement M. Song-Ke Lee pour son aide lors de la confection des spécimens en laboratoire ainsi que M. Éric Niamba, M. François Duchesneau et Mme. Marie-Claude Lessard pour les discussions constructives menant à la compréhension du logiciel ATENA.

Je remercie également M. Louis-Philippe Chartrand pour m'avoir entraîné dans ce projet fou qu'est le BMI. Je le remercie aussi pour la saine compétition qu'il y a eu entre nous deux, tout au long de nos études, et qui m'a permis de me surpasser.

Je remercie Geneviève Lafleur d'avoir accepté de lire et corriger les nombreuses versions de ce mémoire.

Je tiens finalement à remercier ma famille pour leurs encouragements et leur support tout au long de mes études.

## RÉSUMÉ

Les bétons fibrés permettent d'obtenir des comportements structuraux ductiles en plus de permettre de réduire le nombre d'armatures ou encore de diminuer les dimensions d'une section. Les outils numériques d'aujourd'hui permettent de reproduire le comportement des structures de béton et contribuent à aider les ingénieurs à optimiser leurs designs. Toutefois, afin d'utiliser de tels outils, l'ingénieur doit bien connaître les lois de comportement régissant les matériaux utilisés, en plus de connaître l'effet des conditions statiques sur ces lois.

Le premier objectif du présent projet de recherche est de caractériser les lois de comportement en traction de différentes gammes de béton, plus particulièrement le béton haute performance 50 MPa (BHP50), le béton fibré haute performance 50 MPa (BRF50) et le béton fibré à ultra haute performance 120 MPa (BFUP120). Le second objectif est de caractériser l'influence des conditions statiques sur des poutres de flexion. Finalement, le dernier objectif est d'arriver à reproduire le comportement non linéaire des éléments structuraux utilisant les trois types de béton étudiés à l'aide d'un logiciel d'éléments finis.

Pour réaliser les objectifs de ce projet, nous avons d'abord mis au point un essai de traction directe permettant de caractériser le comportement en traction des bétons. Nous avons ensuite testé en traction des spécimens de BHP50, BRF50 et BFUP120 avec et sans barres d'armature afin d'obtenir des lois de comportement qui tiennent compte ou non du phénomène de raidissement en traction.

Nous avons ensuite élaboré deux montages permettant de réaliser des essais de flexion isostatiques et hyperstatiques. Des poutres de flexion isostatiques et hyperstatiques ayant des pourcentages de renforcement de 0 %, 0,5 % et 1 % ont été fabriquées pour chaque type de béton testé. Ces essais nous ont fourni une base comparative pour les calculs numériques. Nous avons remarqué, suite à ces essais, une fissuration accrue en moment négatif pour les poutres de bétons fibrés (BRF50 et BFUP120), ce qui est venu appuyer l'hypothèse que l'hyperstaticité permet une meilleure performance des bétons de fibres en favorisant la multifissuration.

Finalement, nous avons recréé chacun des essais de flexion à l'aide du logiciel d'éléments finis ATENA et des lois de comportement acquises lors des essais de traction directe. Nous avons déterminé qu'une calibration des lois de comportement était nécessaire afin d'arriver à localiser la fissuration de manière adéquate dans les modèles numériques. De plus, l'étude de l'influence du paramètre de la longueur caractéristique nous a permis de constater qu'une valeur de cette longueur ayant le même ordre de grandeur que la taille du maillage permettait d'obtenir de meilleurs résultats. Les calculs numériques des poutres nous ont permis de voir que le coefficient d'orientation des fibres jouait un rôle extrêmement important dans la précision des résultats. Nous avons également remarqué que les poutres hyperstatiques en béton de fibres (BRF50 et BFUP120) nécessitaient respectivement une augmentation de la charge reprise dans leur loi de comportement de l'ordre de 18 % et 10 % par rapport aux poutres en conditions isostatiques. Cette augmentation provient du fait que le logiciel d'éléments finis n'arrive pas à reproduire l'effet de multifissuration en moment négatif.

## ABSTRACT

Fibre reinforced concrete allows ductile structural behaviours, as well as reduction of the number of rebars or reduction of the concrete section. Today's numerical tools can reproduce the behaviour of concrete structures and help engineers optimize their designs. However, to use such tools, the engineer must have a good understanding of the material constitutive laws adopted and know how static conditions affect these laws.

The first objective of this research project is to characterize the tensile response of different types of concrete, namely high strength concrete 50 MPa (BHP50), fibre reinforced concrete 50 MPa (BRF50) and ultra high performance fibre reinforced concrete 120 MPa (BFUP120). The second objective is to study the influence of static conditions on the behaviour of flexural beams. Finally, the last objective is to successfully reproduce the nonlinear behaviour of structural elements using the three types of concrete studied using a finite element software.

To achieve the objectives of this research project, we developed a direct tensile test, allowing characterizing the tensile behaviour of concrete. We then tested tension specimens made with BHP50, BRF50 and BFUP120 concrete with and without rebars in order to obtain tensile laws that accounted or not the tension stiffening effect.

We elaborated two different flexural tests: one in isostatic conditions and one in hyperstatic conditions. Isostatic and hyperstatic flexural beams with reinforcement ratios of 0 %, 0.5 % and 1 % have been made for each type of concrete tested. These tests gave us a comparative base for the finite elements models. These tests indicated increased cracking in the negative flexure zone for the fibre reinforced concretes (BRF50 and BFUP120). This observation supports the assumption that redundancy increases the performance of fibre reinforced concretes by favouring multi-cracking.

Finally, we have reproduced each flexural tests using the finite elements analysis software ATENA and the tensile relations obtained with direct tensile tests. We have determined with these models that a calibration of the tensile relations was necessary in order to correctly localize cracking. Furthermore, the study of the “characteristic size” parameter led us to the conclusion

that a value of comparable size to the size of the meshing used gave the best results. The finite element models of the beams allowed us to see that fibre orientation played a major role in the accuracy of the results. We have also noticed that hyperstatic beams using fibre reinforced concrete (BRF50 and BFUP120), compared to similar isostatic beams, required respectively an 18 % and 10 % increase of the load carried by the fibres in their tensile law. This increase is caused by an incapacity of the finite element software to reproduce the multi-cracking effect observed in the negative flexural zone.

## TABLE DES MATIÈRES

<b>REMERCIEMENTS.....</b>	<b>iii</b>
<b>RÉSUMÉ.....</b>	<b>iv</b>
<b>ABSTRACT .....</b>	<b>vi</b>
<b>TABLE DES MATIÈRES .....</b>	<b>viii</b>
<b>LISTE DES FIGURES.....</b>	<b>xiv</b>
<b>LISTE DES TABLEAUX .....</b>	<b>xxi</b>
<b>LISTE DES SIGLES ET DES ABRÉVIATIONS.....</b>	<b>xxiii</b>
<b>LISTE DES ANNEXES .....</b>	<b>xxviii</b>

<b>CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....</b>	<b>1</b>
1.1                Problématique .....	1
1.2                Objectifs .....	2
1.3                Méthodologie .....	3
1.4                Organisation du mémoire.....	4

<b>CHAPITRE 2 REVUE DE LA DOCUMENTATION SUR LE RAIDISSEMENT EN TRACTION.....</b>	<b>5</b>
2.1                Montages élaborés par différents chercheurs.....	7
2.1.1            Montage de Abrishami et al. (1997) .....	8
2.1.2            Montage de Moffatt (2001).....	8
2.1.3            Montage de Shionaga (2006) .....	9
2.1.4            Montage de Bischoff (2003) .....	11
2.1.5            Montage adopté.....	12
2.2                Résultats sur le raidissement en traction .....	13
2.2.1            Influence du retrait.....	13
2.2.2            Influence de la résistance en traction du béton .....	15
2.2.3            Influence du dosage des fibres .....	19
2.2.4            Influence de l'orientation des fibres .....	24
2.3                Modélisation du raidissement en traction .....	26

2.3.1	Modélisation du raidissement en traction du béton sans fibres .....	27
2.3.2	Modélisation du raidissement en traction du béton fibré.....	28
2.3.3	Adaptation du modèle de Collins et al. (1991) aux bétons fibrés.....	30
2.3.4	Adaptation du modèle de l'Eurocode2-1991 .....	32
2.3.5	Adaptation du modèle du CEB-FIP 1990 .....	34
2.3.6	Comparaison des modèles adaptés.....	37
2.4	Normalisation du raidissement en traction .....	39
2.4.1	Équations de correction proposées par l'AFGC-Setra.....	40

### **CHAPITRE 3 ESSAIS DE TRACTION DIRECTE.....43**

3.1	Introduction.....	43
3.2	Programme expérimental .....	43
3.2.1	Objectifs .....	43
3.2.2	Présentation des spécimens.....	44
3.3	Conception des spécimens .....	45
3.3.1	Choix de la forme des spécimens.....	45
3.3.2	Choix de la longueur des spécimens .....	46
3.3.3	Choix de l'armature pour les spécimens .....	48
3.4	Fabrication des spécimens .....	48
3.4.1	Fabrication des coffrages .....	48
3.4.2	Fabrication des spécimens Bischoff.....	50
3.4.3	Mélanges et mise en place du béton .....	50
3.4.4	Cure et retrait .....	54
3.5	Protocole et montage expérimental.....	54
3.5.1	Protocole expérimental .....	55
3.5.2	Montage expérimental .....	55
3.5.3	Instrumentation .....	58
3.6	Caractérisation du retrait selon la norme ASTM C-192 .....	59
3.6.1	Méthodologie de la lecture du retrait.....	59
3.6.2	Résultats des lectures de retrait.....	60
3.6.3	Analyse des résultats de retrait .....	62

3.7	Caractérisation du retrait selon la méthode Bischoff .....	64
3.7.1	Principe du calcul du retrait selon la méthode Bischoff .....	64
3.7.2	Résultats des essais de type Bischoff.....	65
3.8	Caractérisation du comportement en traction directe .....	68
3.8.1	Comportement des bétons non armé.....	68
3.8.2	Comportement des bétons armés – raidissement en traction .....	70
3.8.2.1	Correction pour tenir compte du retrait .....	70
3.8.2.2	Correction pour retirer la contribution de l'acier .....	72
3.8.2.3	Résumé des résultats .....	75
3.8.3	Modélisation du raidissement en traction .....	80
3.8.3.1	BHP50.....	80
3.8.3.2	BRF50 .....	81
3.8.3.3	BFUP120.....	83
3.9	Discussion .....	84
<b>CHAPITRE 4 ESSAIS DE FLEXION .....</b>		<b>86</b>
4.1	Introduction.....	86
4.2	Programme expérimental .....	87
4.2.1	Objectifs .....	87
4.2.2	Présentation des spécimens.....	87
4.3	Conception des spécimens .....	89
4.4	Fabrication des spécimens .....	91
4.4.1	Fabrication des coffrages .....	91
4.4.2	Mélanges et mise en place du béton .....	94
4.4.2.1	BHP50.....	95
4.4.2.2	BRF50 .....	96
4.4.2.3	BFUP120.....	98
4.4.3	Cure humide.....	99
4.5	Protocole et montage expérimental.....	100
4.5.1	Montage expérimental des essais de flexion isostatique.....	100
4.5.2	Montage expérimental des essais de flexion hyperstatique .....	102

4.5.3	Instrumentation des poutres isostatiques .....	104
4.5.4	Instrumentation des poutres hyperstatiques .....	107
4.5.5	Protocole expérimental des essais de flexion isostatique .....	109
4.5.6	Protocole expérimental des essais de flexions hyperstatiques.....	110
4.6	Analyse des résultats.....	111
4.6.1	Déroulement des essais .....	111
4.6.2	Méthodologie .....	111
4.6.3	Poutres isostatiques.....	114
4.6.3.1	Courbes de résultats du BHP50 .....	114
4.6.3.2	Courbes de résultats du BRF50.....	116
4.6.3.3	Courbes de résultats du BFUP120 .....	117
4.6.4	Poutres hyperstatiques .....	119
4.6.4.1	Courbes de résultats du BHP50 .....	122
4.6.4.2	Courbes de résultats du BRF50.....	126
4.6.4.3	Courbes de résultats du BFUP120 .....	129
4.7	Discussion .....	132
4.7.1	Déroulement des essais .....	132
4.7.2	Tendances observées.....	133

## **CHAPITRE 5 MODÉLISATION PAR ÉLÉMENTS FINIS.....135**

5.1	Introduction.....	135
5.2	Présentation du logiciel ATENA .....	136
5.2.1	Modèle constitutif du béton .....	136
5.3	Établissement des lois de comportement .....	140
5.3.1	Lois de comportement calibrées .....	140
5.4	Validation des lois de comportement.....	142
5.4.1	Forme et dimensions du modèle .....	142
5.4.2	Élément fini et maillage .....	142
5.4.3	Conditions frontières et chargement .....	143
5.4.4	Définition des matériaux.....	144
5.4.5	Méthode de résolution.....	145

5.4.6	Validation des calibrations.....	146
5.5	Modèles numériques des poutres de flexion.....	148
5.5.1	Formes et dimensions des modèles.....	148
5.5.1.1	Poutre isostatique.....	148
5.5.1.2	Poutre hyperstatique.....	149
5.5.2	Élément fini utilisé et maillage .....	149
5.5.3	Conditions frontières et chargement .....	150
5.5.4	Définition des matériaux.....	151
5.5.5	Modélisation de l'armature .....	154
5.5.5.1	Positionnement de l'armature .....	154
5.5.5.2	Loi de comportement de l'armature en traction.....	154
5.5.5.3	Loi d'adhérence de l'armature au béton .....	155
5.5.6	Retrait.....	156
5.5.7	Matériaux d'interface entre la plaque de chargement et la poutre.....	157
5.5.8	Méthode de résolution.....	158
5.6	Influence de la longueur caractéristique .....	158
5.7	Analyses numériques des poutres de flexion.....	160
5.7.1	Déformée.....	161
5.7.2	BHP50.....	162
5.7.2.1	Comparaison des résultats des modélisations par éléments finis.....	163
5.7.3	BRF50 .....	167
5.7.3.1	Comparaison des résultats des modélisations par éléments finis.....	168
5.7.4	BFUP120.....	172
5.7.4.1	Comparaison des résultats des modélisations par éléments finis.....	172
5.8	Discussion .....	175
5.8.1	Modélisation .....	175
5.8.2	Tendances observées.....	176
5.8.2.1	Utilisation du raidissement en traction dans les lois de comportement .....	176
5.8.2.2	Coefficient d'orientation et gains de l'hyperstaticité.....	177
5.8.3	Limites de la modélisation par éléments finis.....	179

<b>CHAPITRE 6 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS .....</b>	<b>181</b>
6.1                Rappel des objectifs .....	181
6.2                Comportement en traction des bétons de fibres .....	181
6.2.1            Conclusions.....	181
6.2.2            Recommendations.....	183
6.3                Impact des conditions statiques sur le comportement en flexion des poutres en béton de fibres.....	183
6.3.1            Conclusions.....	183
6.3.2            Recommendations.....	184
6.4                Modélisation par éléments finis .....	185
6.4.1            Conclusions.....	185
6.4.2            Recommandations.....	187
<b>RÉFÉRENCES .....</b>	<b>188</b>
<b>ANNEXES.....</b>	<b>192</b>

## LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Comparaison en traction entre un prisme de mortier armé versus une barre d'acier seule (Considère, 1902) .....	5
Figure 2.2 : Répartition des efforts entre l'armature et le béton (adapté de Collins et al., 1991).....	6
Figure 2.3 : Courbe de raidissement en traction typique pour un béton ordinaire .....	7
Figure 2.4 : Test de traction uniaxiale classique (Abrishami et al., 1996) .....	8
Figure 2.5 : Mode d'attache des spécimens de raidissement en traction (Moffatt, 2001) .....	9
Figure 2.6 : Schéma du montage (Moffatt, 2001).....	9
Figure 2.7 : Schéma de l'essai de Shionaga (2006) .....	10
Figure 2.8 : Essai de traction uniaxiale de Shionaga (2006) .....	11
Figure 2.9 : Essai de traction uniaxiale de Bischoff (2003).....	11
Figure 2.10 : Spécimen retenu pour nos essais de traction directe .....	12
Figure 2.11 : Relations entre les déformations d'un béton armé subissant du retrait (Moffatt, 2001) .....	13
Figure 2.12 : Déformation moyenne de la membrure en fonction de la force axiale pour les spécimens de béton (Shionaga, 2006).....	16
Figure 2.13 : Résultats des essais de raidissement en traction d'Abrishami et al. (1997) .....	18
Figure 2.14 : Réponse de la membrure pour un béton avec fibre (FRC) et sans fibre (plain) (Bischoff, 2003).....	20
Figure 2.15 : Dimensions des spécimens (Moffatt, 2001) .....	21
Figure 2.16 : Résultats des essais de raidissement en traction de Moffatt (2001) .....	22
Figure 2.17 : Comparaison de la contribution du béton dans les essais de raidissement en traction de Moffatt (2001) .....	22
Figure 2.18 : Résultats des tests de traction de Wuest et al. (2007).....	26
Figure 2.19 : Distribution de la force axiale lors de la stabilisation de la fissuration (Bischoff, 2003) .....	29
Figure 2.20 : Facteur de reprise d'effort par le béton pour la résistance moyenne en traction post-fissuration.....	30
Figure 2.21 : Comportement en traction d'une membrure armée selon le CEB-FIP 1990.....	35

Figure 2.22 : Résultats théoriques versus expérimentaux des spécimens armés d'une 15M (Moffatt, 2001) .....	38
Figure 2.23 : Résultats théoriques versus expérimentaux des spécimens armés d'une 20M (Moffatt, 2001) .....	39
Figure 2.24 : Définition d'une loi de comportement simplifiée tel que suggérée par l'AFGC-Setra (2002).....	41
Figure 3.1 : Dimensions des spécimens de tractions directes.....	46
Figure 3.2 : Calcul de l'aire effective de béton (Moffatt, 2001).....	47
Figure 3.3 : Plans des coffrages pour les spécimens de traction uniaxiale .....	49
Figure 3.4 : Coffrages utilisés pour les spécimens de traction uniaxiale.....	49
Figure 3.5 : Coffrage d'un spécimen « Bischoff » .....	50
Figure 3.6 : Sens de la coulée afin de favoriser l'orientation des fibres lors de la coulée du BFUP120 et du BRF50 .....	53
Figure 3.7 : Utilisation de bâches de polythène afin de prévenir l'emprisonnement de bulles d'air.....	53
Figure 3.8 : Positionnement des points DEMEC sur les spécimens de béton non armé .....	54
Figure 3.9 : Montage expérimental pour les essais de raidissement en traction.....	56
Figure 3.10 : Matériaux d'interface pour les essais de traction directe .....	57
Figure 3.11 : Localisation des points d'ancrage des LVDT pour les essais de traction directe.....	58
Figure 3.12 : Rallonge permettant aux LVDT de couvrir de grandes distances .....	59
Figure 3.13 : Variation du retrait dans le temps pour les spécimens de BHP50.....	60
Figure 3.14 : Variation du retrait dans le temps pour les spécimens de BRF50 .....	61
Figure 3.15 : Variation du retrait dans le temps pour les spécimens de BFUP120.....	62
Figure 3.16 : Courbe force-déformation idéalisée d'un essai Bischoff pour un spécimen de béton armé sans fibre (Bischoff, 2003) .....	64
Figure 3.17 : Courbe force-déformation idéalisée d'un essai de Bischoff pour un spécimen de béton armé fibré (Bischoff, 2003) .....	65
Figure 3.18 : Fissuration du spécimen de Bischoff BRF50 $\rho = 1,4 \%$ .....	66
Figure 3.19 : Fissuration du spécimen de Bischoff BRF50 $\rho = 2,8 \%$ .....	67

Figure 3.20 : Fissuration du spécimen de Bischoff BFUP120 $\rho = 1,4 \%$ .....	68
Figure 3.21 : Courbes de comportement des bétons non armé .....	69
Figure 3.22 : Correction des courbes force-déformation expérimentales pour les essais de raidissement en traction.....	71
Figure 3.23 : Correction de la courbe de traction directe du spécimen BRF50_14_02 pour tenir compte du retrait.....	72
Figure 3.24 : Passage d'une courbe force-déformation pour une membrure de béton armé vers une courbe de contrainte reprise par le béton .....	73
Figure 3.25 : Correction de la courbe de traction directe du spécimen BRF50_14_02 pour venir retirer la contribution de l'acier .....	75
Figure 3.26 : Comparaison des courbes normalisées de raidissement en traction pour le BHP50.....	76
Figure 3.27 : Contribution normalisée du béton à la reprise des efforts dans une membrure de béton armé (Fields et al., 2004).....	77
Figure 3.28 : Comparaison des courbes normalisées de raidissement en traction pour le BRF50.....	78
Figure 3.29 : Comparaison des courbes normalisées de raidissement en traction pour le BFUP120.....	79
Figure 3.30 : Comparaison des modèles de raidissement en traction avec les résultats du spécimen BHP50_14_01 .....	80
Figure 3.31 : Comparaison des modèles de raidissement en traction avec les résultats du spécimen BHP50_28_02 .....	81
Figure 3.32 : Comparaison des modèles de raidissement en traction avec les résultats du spécimen BRF50_14_02 .....	82
Figure 3.33 : Comparaison des modèles de raidissement en traction avec les résultats du spécimen BRF50_28_01 .....	82
Figure 3.34 : Comparaison des modèles de raidissement en traction avec les résultats du spécimen BFUP120_14_01 .....	83
Figure 3.35 : Comparaison des modèles de raidissement en traction avec les résultats du spécimen BFUP120_28_01.....	84

Figure 4.1 : Dimensions d'une poutre isostatique.....	90
Figure 4.2 : Dimensions d'une poutre hyperstatique .....	90
Figure 4.3 : Positionnement de l'armature pour les spécimens isostatiques à deux barres et à quatre barres.....	91
Figure 4.4 : Positionnement de l'armature pour les spécimens hyperstatiques à deux barres et à quatre barres.....	91
Figure 4.5 : Intérieur d'un coffrage pour poutre hyperstatique avant la coulée.....	92
Figure 4.6 : Guides servant à la mise en place de l'armature pour une poutre hyperstatique.....	93
Figure 4.7 : Plans des coffrages pour poutres isostatiques.....	93
Figure 4.8 : Plans des coffrages pour poutres hyperstatiques .....	94
Figure 4.9 : Schéma du montage expérimental des essais de flexions isostatiques .....	101
Figure 4.10 : Système d'appui à rouleaux.....	101
Figure 4.11 : Schéma du montage expérimental des essais de flexion hyperstatique.....	103
Figure 4.12 : Montage expérimental des essais de flexion hyperstatique.....	103
Figure 4.13 : Système d'appui fixe .....	104
Figure 4.14 : LVDT captant la flèche au centre de la poutre et jauge de déformation en compression.....	105
Figure 4.15 : LVDT captant l'écrasement d'un appui à l'extrémité d'une poutre.....	105
Figure 4.16 : LVDT captant la flèche au centre et LVDT captant la déformation en traction et compression.....	106
Figure 4.17 : Cellule de charge 1000 kN .....	107
Figure 4.18 : Position de l'instrumentation pour la face EST .....	107
Figure 4.19 : Position de l'instrumentation pour la face OUEST .....	107
Figure 4.20 : Jauge et LVDT captant la courbure et LVDT captant la flèche au centre d'une travée.....	108
Figure 4.21 : Position de l'instrumentation pour la face EST .....	109
Figure 4.22 : Position de l'instrumentation pour la face OUEST .....	109
Figure 4.23 : Calcul de la flèche au centre d'une poutre .....	111
Figure 4.24 : Schéma théorique de la courbure d'une poutre (Tremblay, 2001) .....	113
Figure 4.25 : Courbes de résultats des poutres isostatiques BHP50 .....	115

Figure 4.26 : Courbes de résultats des poutres isostatiques BRF50 .....	116
Figure 4.27 : Courbes de résultats des poutres isostatiques BFUP120 .....	118
Figure 4.28 : Localisation des valeurs importantes pour les poutres hyperstatiques .....	119
Figure 4.29 : Variation du moment dans une poutre hyperstatique pour une charge de 100 kN à mi-travée.....	120
Figure 4.30 : Poutre hyperstatique BHP50 $\rho = 0 \%$ .....	122
Figure 4.31 : Poutre hyperstatique BHP50 $\rho = 0,5 \%$ .....	124
Figure 4.32 : Analyse du comportement de la poutre hyperstatique BHP50 $\rho = 0,5 \%$ .....	124
Figure 4.33 : Poutre hyperstatique BHP50 $\rho = 1,0 \%$ .....	125
Figure 4.34 : Association de la fissuration au graphique force vs flèche de la poutre BHP50 $\rho = 1,0 \%$ .....	126
Figure 4.35 : Poutre hyperstatique BRF50 $\rho = 0 \%$ .....	127
Figure 4.36 : Poutre hyperstatique BRF50 $\rho = 0,5 \%$ .....	128
Figure 4.37 : Poutre hyperstatique BRF50 $\rho = 1,0 \%$ .....	129
Figure 4.38 : Poutre hyperstatique BFUP120 $\rho = 0 \%$ .....	130
Figure 4.39 : Poutre hyperstatique BFUP120 $\rho = 0,5 \%$ .....	131
Figure 4.40 : Poutre hyperstatique BFUP120 $\rho = 1,0 \%$ .....	132
 Figure 5.1 : Exemple d'une loi de comportement en traction définie par l'utilisateur pour le modèle constitutif CC3DNonLinCementitious2User (Cervenka, 2007) .....	137
Figure 5.2 : Définition du paramètre $L_t$ (Cervenka, 2007).....	137
Figure 5.3 : Exemple d'une loi de comportement en compression définie par l'utilisateur pour le modèle constitutif CC3DNonLinCementitious2User (Cervenka, 2007).....	138
Figure 5.4 : Exemple d'une loi de comportement en cisaillement définie par l'utilisateur pour le modèle constitutif CC3DNonLinCementitious2User (Cervenka, 2007).....	139
Figure 5.5 : Exemple d'une loi de perte de résistance en traction due à une contrainte latérale de compression définie par l'utilisateur pour le modèle constitutif CC3DNonLinCementitious2User (Cervenka, 2007) .....	139
Figure 5.6 : Lois de comportement calibrées sans raidissement en traction .....	141

Figure 5.7 : Forme et dimensions du modèle de traction directe ATENA .....	142
Figure 5.8 : Maillage du modèle de traction directe ATENA.....	143
Figure 5.9 : Conditions frontières du modèle de traction directe ATENA .....	144
Figure 5.10 : Chargement appliqué au modèle de traction directe ATENA .....	144
Figure 5.11 : Méthode de résolution Newton-Raphson (Cervenka, 2007) .....	145
Figure 5.12 : Validation des lois de comportement calibrées .....	147
Figure 5.13 : Déformée du modèle de traction directe du BRF50 .....	148
Figure 5.14 : Forme et dimensions du modèle de poutre isostatique ATENA .....	149
Figure 5.15 : Forme et dimensions du modèle de poutre hyperstatique ATENA.....	149
Figure 5.16 : Maillage du modèle de poutre isostatique ATENA.....	150
Figure 5.17 : Maillage du modèle de poutre hyperstatique ATENA .....	150
Figure 5.18 : Conditions frontières et chargement du modèle de poutre isostatique ATENA.....	151
Figure 5.19 : Conditions frontières et chargement du modèle de poutre hyperstatique ATENA.....	151
Figure 5.20 : Modification apportée à la loi de comportement sans raidissement en traction pour le BHP50.....	152
Figure 5.21 : Loi de comportement en traction de l'armature pour les modèles de poutres ATENA.....	155
Figure 5.22 : Loi d'adhérence de l'armature selon le modèle du CEB-FIP 1990 (Cervenka, 2007).....	155
Figure 5.23 : Comparaison des résultats pour l'utilisation de différentes longueurs caractéristiques.....	159
Figure 5.24 : Déformée du modèle numérique de la poutre isostatique de BRF50 sans raidissement en traction $\rho = 0,5 \%$ .....	162
Figure 5.25 : Déformée du modèle numérique de la poutre hyperstatique de BRF50 sans raidissement en traction $\rho = 0,5 \%$ .....	162
Figure 5.26 : Comparaison des résultats des calculs par éléments finis aux résultats obtenus en laboratoire pour les poutres isostatiques de BHP50.....	164
Figure 5.27 : Comparaison des résultats des calculs par éléments finis aux résultats obtenus en laboratoire pour les poutres hyperstatiques de BHP50 .....	165

Figure 5.28 : Comparaison de la fissuration pour la poutre BHP50 isostatique non armée.....	166
Figure 5.29 : Comparaison des résultats des calculs par éléments finis aux résultats obtenus en laboratoire pour les poutres isostatiques de BRF50.....	169
Figure 5.30 : Comparaison des résultats des calculs par éléments finis aux résultats obtenus en laboratoire pour les poutres hyperstatiques de BRF50 .....	170
Figure 5.31 : Comparaison des résultats des calculs par éléments finis aux résultats obtenus en laboratoire pour les poutres isostatiques de BFUP120 .....	173
Figure 5.32 : Comparaison des résultats des calculs par éléments finis aux résultats obtenus en laboratoire pour les poutres hyperstatiques de BFUP120.....	174
Figure 6.1 : Déplacement du mécanisme de rupture d'une poutre hyperstatique de béton fibré.....	184

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 :	Propriétés mécaniques des mélanges de béton de Shionaga (2006) .....	16
Tableau 2.2 :	Résultats des tests de traction uniaxial de Shionaga (2006).....	17
Tableau 2.3 :	Propriétés des spécimens de Bischoff (2003) .....	19
Tableau 2.4 :	Propriétés des matériaux (Moffatt, 2001) .....	21
Tableau 2.5 :	Facteur d'orientation des fibres selon le plan de coupe (Wuest et al. 2007) .....	25
Tableau 2.6 :	Valeurs des paramètres $\alpha$ .....	32
Tableau 2.7 :	Valeurs des coefficients $\beta_1$ et $\beta_2$ .....	34
Tableau 2.8 :	Valeurs du paramètre $\beta_t$ .....	36
Tableau 3.1 :	Caractéristiques des spécimens pour un type de béton .....	44
Tableau 3.2 :	Compositions et propriétés mécaniques des bétons .....	51
Tableau 3.3 :	Retrait libre mesuré pour les différents types de béton à 28 jours.....	63
Tableau 3.4 :	Comparaison des résultats de déformations initiales $\epsilon_{ci}$ de Bischoff et théorique.....	66
Tableau 3.5 :	Valeurs de déformation initiale utilisées afin de corriger les résultats de raidissement en traction.....	70
Tableau 4.1 :	Caractéristiques des poutres de flexion.....	88
Tableau 4.2 :	Dimensionnement des poutres .....	90
Tableau 4.3 :	Composition et propriétés du BHP50 .....	96
Tableau 4.4 :	Composition et propriétés du BRF50 (poutres avec armature) .....	97
Tableau 4.5 :	Composition et propriétés du BRF50 (poutres sans armature).....	98
Tableau 4.6 :	Composition et propriétés du BFUP120 .....	99
Tableau 4.7 :	Valeurs critiques tirées des essais de flexion isostatique.....	114
Tableau 4.8 :	Valeurs critiques tirées des essais de flexion hyperstatique .....	120
Tableau 4.9 :	Valeurs critiques tirées des essais de flexion hyperstatique .....	121

Tableau 5.1 :	Loi de comportement calibrée du BHP50 sans raidissement.....	140
Tableau 5.2 :	Loi de comportement calibrée du BRF50 sans raidissement.....	140
Tableau 5.3 :	Loi de comportement calibrée du BFUP120 sans raidissement.....	141
Tableau 5.4 :	Épaisseur du modèle de traction directe ATENA .....	142
Tableau 5.5 :	Propriétés mécaniques des bétons utilisés dans les modèles de traction directe ATENA.....	145
Tableau 5.6 :	Propriétés mécaniques des bétons pour les poutres isostatiques.....	151
Tableau 5.7 :	Propriétés mécaniques des bétons pour les poutres hyperstatiques .....	152
Tableau 5.8 :	Loi de comportement sans raidissement en traction du BHP50.....	153
Tableau 5.9 :	Loi de comportement en cisaillement utilisée.....	153
Tableau 5.10 :	Paramètres de la loi d'adhérence selon le CEB-FIP 1990 (Cervenka, 2007).....	156
Tableau 5.11 :	Valeurs de retrait libre corrigées pour les poutres.....	157
Tableau 5.12 :	Paramètres des lois de comportement de BHP50.....	163
Tableau 5.13 :	Paramètres des lois de comportement de BRF50.....	168
Tableau 5.14 :	Paramètres des lois de comportement de BFUP120 .....	172
Tableau 5.15 :	Avantages et désavantages des lois de comportement utilisées.....	176
Tableau 5.16 :	Coefficients d'orientation utilisés dans les modèles numériques .....	177

## LISTE DES SIGLES ET DES ABREVIATIONS

### **LISTE DES ABREVIATIONS**

AFGC	Association Française de Génie Civil
AIJ	Architectural Institute of Japan
ASTM	American Society for Testing and Materials
BARF	Béton armé renforcé de fibres
BHP50	Béton à haute performance 50 MPa
BRF	Béton renforcé de fibres
BRF50	Béton à haute performance 50 MPa renforcé de fibres
BFUP	Béton renforcé de fibres à ultra haute performance
BFUP120	Béton renforcé de fibres à ultra haute performance 120 MPa
CEB-FIP	Comité Euro-International du Béton et Fédération Internationale de la Précontrainte
HSC	High Strength Concrete
NSC	Normal Strength Concrete
SETRA	Service d'étude sur les transports, les routes et leurs aménagements

### **LISTE DES SYMBOLES GRECS**

$\alpha_1$	Paramètre définissant le type d'armature
$\alpha_2$	Paramètre définissant le type de chargement
$\beta_1$	Paramètre définissant le type d'armature
$\beta_2$	Paramètre définissant le type de chargement
$\beta$	Contrainte normalisée par rapport à la contrainte de fissuration
$\beta_c$	Contrainte normalisée par rapport à la contrainte de fissuration pour un béton normal
$\beta_f$	Contrainte normalisée par rapport à la contrainte de fissuration pour un béton fibré
$\beta_t$	Facteur d'intégration moyen sur la longueur d'espacement moyen entre les fissures
$\Delta$	Flèche
$\Delta_{fiss}$	Flèche à la fissuration

$\Delta_{max}$	Flèche à la charge maximale
$\Delta L$	Distance séparant deux fibres étudiées ; Déplacement
$\varepsilon$	Déformation
$\varepsilon_{cf}$	Déformation dans le béton provoquant une contrainte dans le béton
$\varepsilon_{ci}$	Déformation initiale d'une membrure de béton armé
$\varepsilon_{cm}$	Déformation moyenne du béton
$\varepsilon_{plast tirant}$	Déformation du tirant pour la plastification de l'armature
$\varepsilon_{s1}$	Déformation de l'acier dans une zone à l'état 1
$\varepsilon_{sf}$	Déformation dans l'acier provoquant une contrainte dans l'acier d'armature
$\varepsilon_{sh}$	Déformation de retrait libre du béton
$\varepsilon_{sm}$	Déformation moyenne de l'acier d'armature
$\varepsilon_{sr1}$	Déformation de l'acier sous la charge $N_{cr}$ pour l'état 1
$\varepsilon'_{sr2}$	Déformation de l'acier sous la charge $N_{cr}$ pour l'état 2
$\varepsilon'_{s2}$	Déformation dans l'acier dans une zone à l'état 2 pour une charge plus élevée que la charge causant la fissuration
$\varepsilon_{LOC}$	Déformation à localisation de la fissure en traction
$\varepsilon_u$	Déformation causant la rupture
$\varepsilon_1^f$	Déformation calculée au tenseur
$\tilde{\varepsilon}_1^f$	Déformation utilisée pour déterminer la contrainte reprise par le béton
$\varepsilon_{x1}$	Déformation longitudinale 1
$\varepsilon_{x2}$	Déformation longitudinale 2
$\varepsilon_y$	Déformation causant la plastification
$\gamma$	Rapport de la contrainte résiduelle et de la contrainte de fissuration
$\gamma_h$	Coefficient du ratio volume/surface
$\gamma_{RH}$	Coefficient d'humidité relative
$\kappa_1$	Facteur d'adhérence fonction des barres de renforcement
$\kappa_2$	Facteur d'adhérence fonction de la sollicitation
$\nu$	Coefficient de Poisson
$\rho$	Taux de renforcement ; Rayon de courbure

$\rho_f$	Poids volumique des fibres
$\rho_m$	Poids volumique de la matrice
$\rho_r$	Taux de renforcement effectif
$\rho_u$	Poids volumique total
$\sigma_{bc}$	Contrainte maximale en compression considérée dans une loi simplifiée
$\sigma_{bt}$	Contrainte maximale en traction considérée dans une loi simplifiée
$\sigma_t$	Contrainte de traction
$\sigma(w)$	Contrainte fonction d'une ouverture de fissure
$\Psi$	Courbure
$\Psi_{fiss}$	Courbure à la fissuration
$\Psi_{max}$	Courbure à la charge maximale
$\zeta$	Coefficient de pondération entre l' <i>état 1</i> et l' <i>état 2</i> '

## LISTE DES SYMBOLES LATINS

$A_{cef}$	Aire effective du béton
$A_c$	Aire de béton
$A_{trans}$	Aire de section transformée
$A_s$	Aire d'acier d'armature
$a$	Distance sur laquelle la force de cisaillement agit
$C_{OR}$	Coefficient d'orientation des fibres
$d$	Profondeur de l'acier d'armature dans une poutre
$d_b$	Diamètre d'une barre d'armature
$d_f$	Diamètre des fibres
$ds$	Longueur infiniment petite de l'axe neutre
$E$	Module d'élasticité
$E_c$	Module d'élasticité du béton
$E_s$	Module d'élasticité de l'acier d'armature
$f$	Contrainte
$f_c$	Contrainte dans le béton
$f'_c$	Résistance à la compression du béton

$f_{res}$	Contrainte résiduelle
$f_t$	Résistance à la traction du béton
$f_s$	Contrainte dans l'acier d'armature
$f_{sr1}$	Contrainte dans l'acier d'armature à l'état 1 sous une charge $N_{cr}$
$f_{srn}$	Contrainte dans l'acier lorsque la fissuration est stabilisée
$f_{sp}$	Contrainte de fendage d'un cylindre de béton lors d'un essai brésilien
$f'_{sr2}$	Contrainte dans l'acier dans une zone à l' <i>état 2'</i>
$f'_{s2}$	Contrainte dans l'acier dans une zone à l' <i>état 2</i> pour une charge plus élevée que la charge causant la fissuration
$f_u$	Contrainte de rupture de l'acier d'armature
$f_y$	Contrainte de plastification de l'acier d'armature
$G_f$	Énergie de fissuration
$H$	Hauteur d'un prisme d'essai
$K$	Coefficient de correction pour tenir compte de l'orientation des fibres
$L$	Longueur totale d'une poutre ; Longueur initiale d'un tirant
$L_c$	Dimension de la bande d'écrasement en compression
$L_t$	Dimension de la bande de fissuration en traction
$L_{ch}^t$	Longueur caractéristique en traction
$l_c$	Longueur caractéristique
$l_f$	Longueur d'une fibre
$M$	Moment négatif
$M^+$	Moment positif
$M_{fiss}^+$	Moment positif à la fissuration
$M_{max}^+$	Moment positif associé à la charge maximale
$N$	Force appliquée à un système
$n$	Rapport des modules élastiques de l'acier et du béton ; facteur à déterminer
$N_c$	Force reprise par le béton
$N_{cr}$	Force causant la fissuration du béton
$N_f$	Force associée à la contrainte résiduelle ; Nombre de fibres par surface unitaire
$N_{max}$	Force maximale
$N_o$	Effort normal dû au retrait

$N_s$	Force reprise par l'acier d'armature
$N_y$	Force causant la plastification de l'armature
$P$	Force
$P_{fiss}$	Force à la fissuration
$P_{max}$	Force maximale appliquée à un système
$RH$	Pourcentage d'humidité relative
$S$	Surface exposée de béton
$s_m$	Espacement moyen entre les fissures
$V$	Volume de béton
$V_f$	Volume des fibres
$w$	Ouverture d'une fissure
$y$	Distance par rapport à l'axe neutre

**LISTE DES ANNEXES**

<b>ANNEXE A: PROCÉDURE EXPÉRIMENTALE POUR LES ESSAIS DE TRACTION DIRECTE .....</b>	<b>192</b>
<b>ANNEXE B: RÉSULTATS DÉTAILLÉS DES ESSAIS DE CARACTÉRISATION DU RETRAIT TYPE BISCHOFF .....</b>	<b>197</b>
<b>ANNEXE C: OBSERVATIONS ET RÉSULTATS DÉTAILLÉS DES ESSAIS DE TRACTION DIRECTE .....</b>	<b>203</b>
<b>ANNEXE D: CARACTÉRISATION DE LA RÉSISTANCE EN TRACTION DU BÉTON DES POUTRES DE FLEXION .....</b>	<b>222</b>
<b>ANNEXE E: PROCÉDURE EXPÉRIMENTALE POUR LES ESSAIS DE FLEXION ISOSTATIQUE .....</b>	<b>225</b>
<b>ANNEXE F: PROCÉDURE EXPÉRIMENTALE POUR LES ESSAIS DE FLEXION HYPERSTATIQUE .....</b>	<b>233</b>
<b>ANNEXE G: OBSERVATIONS EXPÉRIMENTALES DES ESSAIS DE FLEXION .....</b>	<b>243</b>
<b>ANNEXE H: ÉTABLISSEMENT DES LOIS DE COMPORTEMENT.....</b>	<b>253</b>
<b>ANNEXE I: MODIFICATION DES COURBES POUR ÉLIMINER L'EFFET DE TORSION.....</b>	<b>265</b>

## CHAPITRE 1

### INTRODUCTION

#### 1.1 PROBLÉMATIQUE

On assiste, depuis maintenant environ 20 ans, à l'émergence de nouvelles gammes de béton. L'utilisation de fibres dans les mélanges a permis d'obtenir des comportements ductiles ainsi qu'un meilleur contrôle de la fissuration. De plus, les progrès réalisés au niveau des matériaux cimentaires à très hautes performances permettent aujourd'hui d'obtenir des bétons qui atteignent des résistances en compression dépassant 200 MPa (Denarie, 2004). Bien que ces mélanges soient arrivés à maturité, leur utilisation dans la pratique demeure toujours marginale. L'utilisation des fibres dans un mélange de béton conventionnel (BRF) est généralement limitée aux dalles afin de mieux contrôler la fissuration associée au retrait. Quant au béton fibré à ultra haute performance (BFUP), son utilisation est encore plus restreinte et on ne compte toujours, au Québec, qu'un seul ouvrage d'art utilisant ce matériau, soit la passerelle cyclo-pédestre de Sherbrooke (Denarie, 2004).

Parallèlement au développement de ces mélanges, de nouveaux modèles de calculs, associés à la méthode des éléments finis et permettant de modéliser le comportement du béton, ont fait leur apparition. Ces nouveaux modèles permettent, entre autres, de reproduire la fissuration dans les bétons selon les lois de comportement définies par l'utilisateur.

L'utilisation des éléments finis, dans la conception d'éléments structuraux employant des BRF et des BFUP, pourrait faciliter le travail des ingénieurs. Ceux-ci pourraient alors mieux anticiper le comportement d'éléments structuraux, telles les poutres, une fois en service. Toutefois, l'utilisation de tels outils requiert une bonne compréhension des différents phénomènes structuraux susceptibles d'influencer le comportement de tels éléments. De plus, l'utilisateur doit être certain que son modèle d'éléments finis est en mesure de reproduire, de manière adéquate, le comportement réel des éléments structuraux. Hors, il n'existe en ce moment que très peu d'études s'intéressant à l'influence des conditions statiques sur les lois de comportement des BRF et des BFUP.

## 1.2 OBJECTIFS

Le premier objectif du programme de recherche consiste à étudier le comportement en traction, avec et sans armature, d'un béton haute performance de 50 MPa (BHP50), d'un béton haute performance de 50 MPa avec fibres (BRF50) et d'un béton fibré à ultra haute performance de 120 MPa (BFUP120). Ces études permettront l'identification de lois de comportement pour ces trois matériaux en considérant ou non le raidissement en traction.

Le deuxième objectif est d'évaluer l'impact du système statique (isostaticité et hyperstaticité) sur le comportement en service de poutres armées et non armées, utilisant les trois types de béton décrit précédemment. Il sera ainsi possible de voir si l'hyperstaticité permet une augmentation des performances structurales des BRF.

Le dernier objectif du programme de recherche est d'évaluer la capacité d'un logiciel commercial utilisant la méthode des éléments finis à reproduire le comportement expérimental de poutres en flexion. Cette étape permettra d'évaluer si le raidissement en traction doit être considéré dans les modèles de béton armé ainsi que la nécessité d'apporter des correctifs aux lois de comportement afin de reproduire différentes conditions statiques.

### 1.3 MÉTHODOLOGIE

Une revue littéraire décrivant les différents aspects influençant le comportement en traction des bétons fibrés sera présentée afin de connaître ce qui avait déjà été fait auparavant. Il y sera question du raidissement en traction des bétons fibrés ainsi que des différents types de montages expérimentaux permettant la caractérisation de ce phénomène. Les phénomènes susceptibles d'influencer le raidissement en traction, tel que le retrait et l'orientation des fibres, seront également étudiés.

De manière à répondre au premier objectif, des spécimens de traction directe de BHP50, BRF50 et BFUP120, ayant des taux de renforcement d'armature de 0 %, 1,4 % et 2,8 %, seront testés. De plus, le retrait libre sera caractérisé pour chacun des types de béton selon la norme ASTM C-192. Le retrait retenu sera caractérisé selon un essai proposé par Bischoff (2003).

Pour atteindre le second objectif, le comportement en flexion selon deux conditions statiques distinctes (isostatique et hyperstatique) sera étudié. Pour ce faire, des essais isostatiques et hyperstatiques en flexion sur des poutres utilisant les trois types de bétons étudiés et ayant des taux de renforcement d'armature de 0 %, 0,5 % et 1 % seront réalisés. Les essais isostatiques consisteront en une poutre simplement supportée sur laquelle est appliquée une charge à mi-portée. Les essais hyperstatiques consisteront à une poutre reposant sur trois appuis sur laquelle une charge sera appliquée à mi-portée. La caractérisation du comportement des poutres sera faite en mesurant la flèche au centre des portées ainsi qu'en mesurant la courbure, là où les moments seront les plus importants.

Pour le troisième objectif, la modélisation numérique des différents types de bétons testés sera étudiée. Pour ce faire, le logiciel commercial d'éléments finis spécialisé dans la modélisation non linéaire du béton ATENA sera utilisé. Les essais de flexion isostatiques et hyperstatiques seront reproduits, à l'aide de ce logiciel, en utilisant les lois de comportement avec et sans raidissement en traction définies grâce aux essais de traction directe.

## 1.4 ORGANISATION DU MÉMOIRE

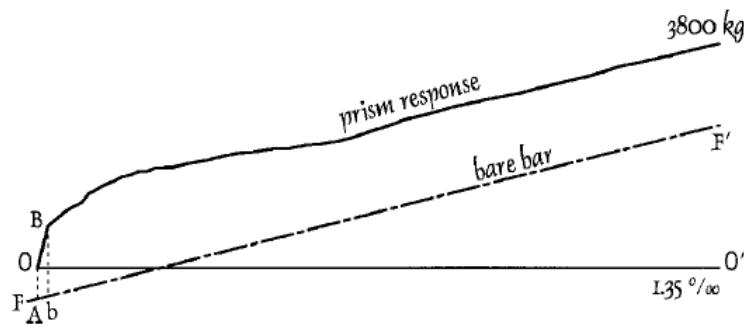
Ce mémoire comporte six chapitres dont celui-ci qui est l'introduction. Le deuxième chapitre est la revue de littérature qui fait la synthèse de différents travaux de recherches déjà effectués et ayant un lien avec le présent travail. Le troisième chapitre concerne les essais de traction directe caractérisant le comportement en traction des trois bétons étudiés, avec et sans armature. Le quatrième chapitre traite des essais de flexion servant à caractériser l'effet de l'hyperstaticité sur les bétons fibrés en plus de servir de base comparative aux calculs par éléments finis. Le cinquième chapitre s'intéresse à la modélisation par éléments finis des différents bétons étudiés dans les chapitres trois et quatre. Finalement, le dernier chapitre amène les conclusions tirées de ce programme de recherches et propose des recommandations.

Ce mémoire compte également neuf annexes. Les annexes A, E et F sont respectivement les protocoles expérimentaux détaillés des essais de traction directe, des essais de flexion isostatiques et des essais de flexion hyperstatiques. L'annexe B porte sur la caractérisation du retrait par la méthode de Bischoff. L'annexe C donne les observations et les détails relatifs aux essais de traction directe. L'annexe D porte sur la caractérisation de la contrainte de fissuration pour les bétons des poutres isostatiques et hyperstatiques du chapitre 4. L'annexe G relève les observations effectuées en laboratoire lors des essais de flexion expérimentaux. L'annexe H explique comment les lois de comportement sont établies et comment elles sont calibrées afin de permettre une bonne modélisation du comportement par éléments finis du béton. Finalement, l'annexe I explique comment les courbes expérimentales des essais de flexion hyperstatiques ont été corrigées afin d'éliminer la perte de rigidité en torsion.

## CHAPITRE 2

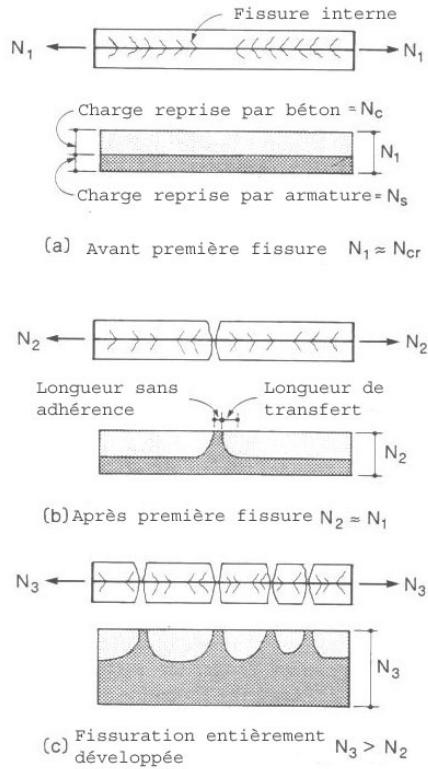
### REVUE DE LA DOCUMENTATION SUR LE RAIDISSEMENT EN TRACTION

Le raidissement en traction est un phénomène connu depuis 1899 (Fields et al. 2004), alors que Considère a effectué des essais de traction sur des prismes de mortier renforcés de barres d'acier. Il a remarqué que la courbe de la charge versus la déformation était presque parallèle à la courbe de l'acier seul, mais demeurait tout de même plus élevée (Figure 2.1).



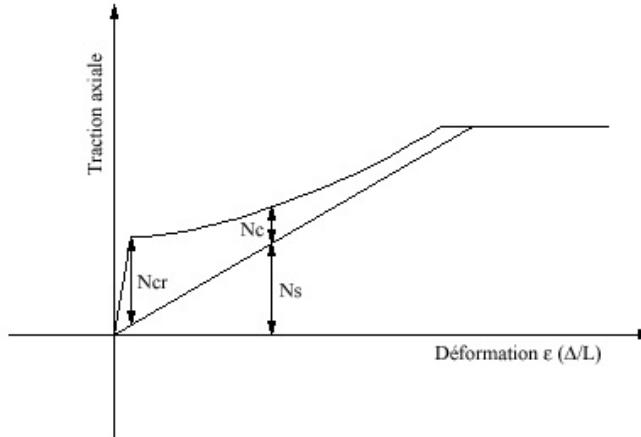
**Figure 2.1 : Comparaison en traction entre un prisme de mortier armé versus une barre d'acier seule (Considère, 1902)**

Depuis cette première observation, le raidissement en traction est un phénomène qui a été grandement étudié. Ainsi, il est aujourd'hui admis que le béton en traction situé entre deux fissures participe à la reprise d'une fraction des efforts qui normalement est supposé, par des hypothèses simplificatrices, être repris entièrement par l'acier d'armature (Figure 2.2).



**Figure 2.2 : Répartition des efforts entre l'armature et le béton (adapté de Collins et al., 1991)**

La Figure 2.3 illustre la courbe typique d'un prisme de béton armé soumis à un effort de traction uniaxial. On remarque qu'après l'apparition de la première fissure (changement abrupt de la pente), la courbe tend vers la courbe de l'acier sans jamais la rejoindre. Le raidissement en traction se définit comme étant la capacité du béton situé entre les fissures à reprendre une partie des efforts de traction. Ainsi, la partie des efforts repris par le béton est la différence entre la courbe obtenue par le prisme de béton en traction et la courbe de l'acier d'armature en traction. À la Figure 2.3, la force reprise par le béton est notée  $N_c$ . La Figure 2.2 illustre, quant à elle, la répartition des efforts entre l'armature et le béton dans le prisme. On peut donc voir qu'au droit d'une fissure, seule l'armature reprend les efforts de traction, mais que ces efforts sont graduellement repris par le béton lorsqu'on s'éloigne de la fissure.

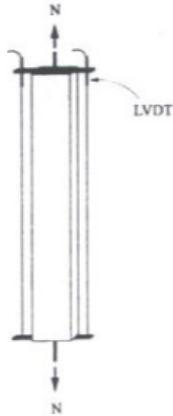


**Figure 2.3 : Courbe de raidissement en traction typique pour un béton ordinaire**

Le raidissement en traction du béton armé renforcé de fibres (BARF) est moins bien connu que celui du béton ordinaire. Afin de mieux étudier ce phénomène, il est opportun de s'intéresser d'abord à ce qui a déjà été réalisé ailleurs afin de mieux orienter les travaux de recherche. Ce chapitre présente une revue littéraire de différents articles scientifiques et mémoires se rapportant au raidissement en traction.

## 2.1 MONTAGES ÉLABORÉS PAR DIFFÉRENTS CHERCHEURS

Depuis le milieu des années 1990, quelques chercheurs se sont intéressés à la caractérisation du raidissement en traction des BARF. Différents montages ont été réalisés afin d'obtenir les courbes caractéristiques de raidissement en traction, certains ayant plus de succès que d'autres. Ceci est notamment dû au fait que le béton des spécimens est capable de reprendre une partie des efforts même après la plastification des barres d'armature. Cette caractéristique des BARF fait en sorte qu'un essai de traction uniaxial classique (Figure 2.4) pour lequel la force est appliquée directement à l'armature excédant le spécimen, conduit à des résultats erronés puisque la section de la barre d'armature excédant le spécimen plastifie, empêchant l'éprouvette d'atteindre sa pleine capacité.



**Figure 2.4 : Test de traction uniaxiale classique (Abrishami et al., 1996)**

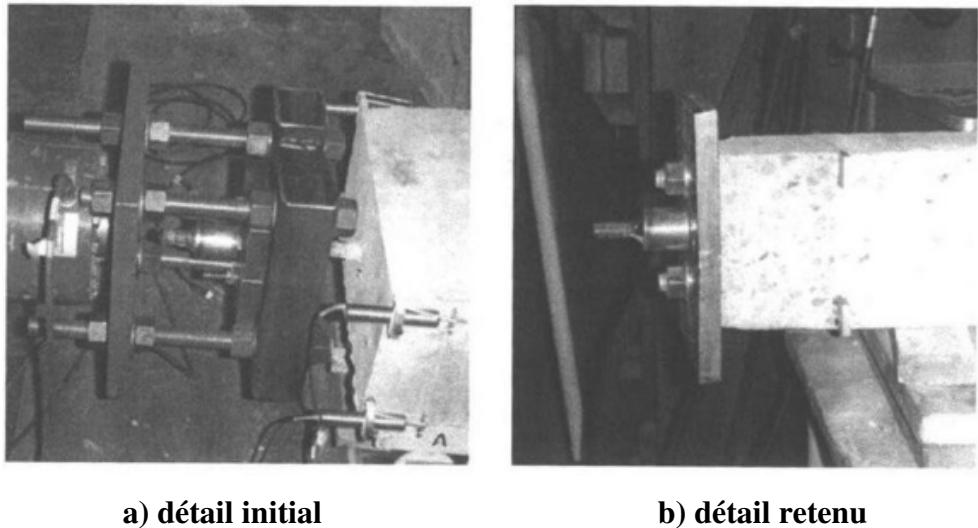
### 2.1.1 Montage de Abrishami et al. (1997)

Abrishami (1997) a utilisé, dans ses essais de raidissement en traction, un montage dit classique (Figure 2.4). Cet essai a comme principal avantage d'être simple à réaliser puisqu'il consiste en un prisme rectangulaire de béton renforcé d'une barre d'armature. La force étant appliquée directement par l'entremise de cette barre, le test ne requiert pas d'équipement spécial et peut être réalisé dans la plupart des laboratoires. Toutefois, tel qu'énoncé plus tôt, les résultats découlant de cet essai peuvent faire l'objet de critiques. Les données recueillies par Abrishami (1997) font d'ailleurs l'objet de discussions à la section 2.2.2.

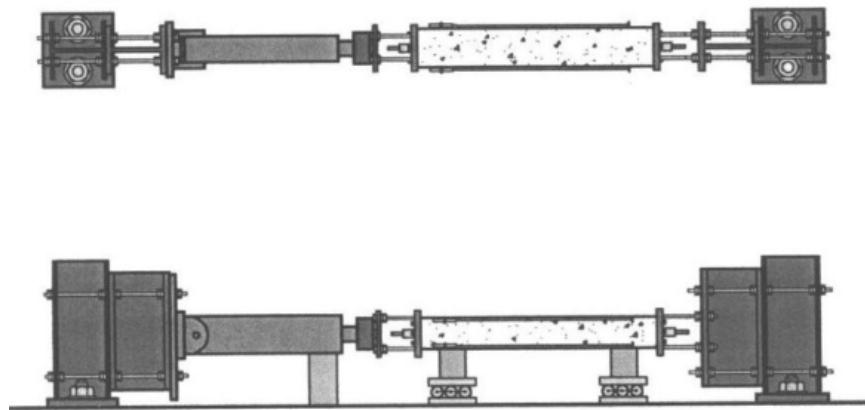
### 2.1.2 Montage de Moffatt (2001)

Initialement, le montage de Moffatt (2001) ressemblait quelque peu au montage réalisé par Abrishami (1996). La force était directement appliquée à la barre d'armature grâce à un cylindre d'acier soudé à la barre d'armature excédant le spécimen et faisant buté sur une plaque (Figure 2.5a). La soudure ne permettait toutefois pas d'atteindre la pleine capacité de la barre d'armature et le système d'attache fut modifié en utilisant des boulons d'ancrages ancrés à même le spécimen de béton, tel qu'illustré à la Figure 2.5b. Le montage retenu pour conduire les essais a comme avantage d'être apte à transmettre la force de traction au spécimen sans plastifier la partie extérieure de l'acier de renforcement. Toutefois, les spécimens de béton étant couchés, il est primordial de s'assurer que ceux-ci sont bien soutenus afin d'éviter toute flexion (Figure 2.6). De plus, les systèmes de soutènement ne doivent en aucun cas nuire au déplacement du spécimen.

Finalement, les spécimens de béton sont de grandes dimensions, ce qui entraîne une manipulation difficile de ces derniers.



**Figure 2.5 :** Mode d'attache des spécimens de raidissement en traction (Moffatt, 2001)



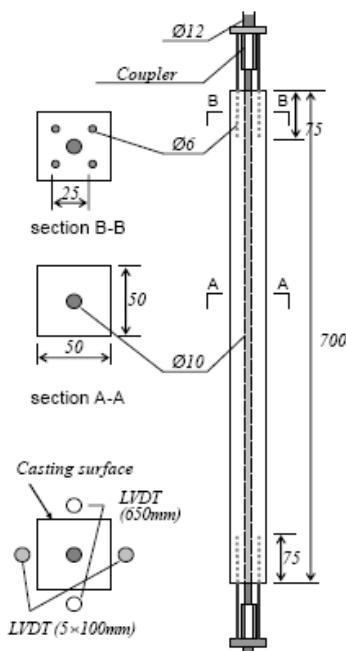
**Figure 2.6 :** Schéma du montage (Moffatt, 2001)

### 2.1.3 Montage de Shionaga (2006)

L'essai de Shionaga (2006) emploie un montage quelque peu différent des deux précédents. La force de traction est transmise au prisme de béton par l'entremise d'une barre d'armature de 12 mm de diamètre reliée, à l'aide d'un manchon, à une barre d'armature de 10 mm (barre servant de renforcement au spécimen). Afin d'éviter la plastification de la barre de 10 mm excédant le

prisme, quatre barres de 6 mm sont ancrées au prisme et sont reliées à une plaque d'acier qui, elle, est reliée au manchon. Les Figures 2.7 et 2.8 illustrent le montage.

Cet essai permet, tout comme le montage de Moffatt (2001), d'atteindre la pleine capacité du prisme de béton sans plastifier la partie externe de l'armature. Également, la petite dimension des spécimens permet de les manipuler facilement. Toutefois, le positionnement du mécanisme de transmission de la force externe peut s'avérer ardu. Les barres doivent être parfaitement positionnées afin d'assurer une bonne transmission de la force sans induire de flexion ou torsion non désirée.



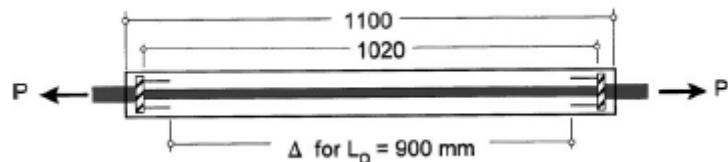
**Figure 2.7 :** Schéma de l'essai de Shionaga (2006)



**Figure 2.8 : Essai de traction uniaxiale de Shionaga (2006)**

#### 2.1.4 Montage de Bischoff (2003)

Le test effectué par Bischoff (2003) comporte un montage similaire à celui de Shionaga (2006). L’armature du prisme est reliée à une plaque d’acier qui, elle, est fixée à une barre de plus grand diamètre. La différence entre ce montage et celui de Shionaga est que la section faisant le lien entre l’armature du spécimen et la barre de calibre supérieur est coulée à l’intérieur du spécimen, comme l’illustre la Figure 2.9. Les petites dimensions permettent, tout comme pour Shionaga, une manipulation facile des prismes. De plus, le fait que le mécanisme de transmission de la force soit coulé dans le béton le protège. Toutefois, ce mécanisme doit être parfaitement positionné afin d’éviter tout effort non désiré.

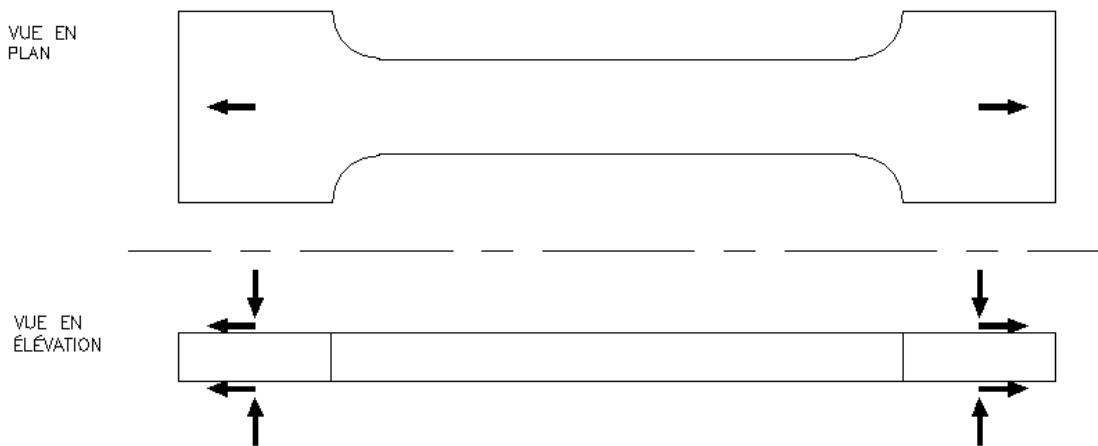


**Figure 2.9 : Essai de traction uniaxiale de Bischoff (2003)**

### 2.1.5 Montage adopté

Afin d'effectuer nos essais de traction directe, nous avons choisi d'utiliser un montage complètement différent de ce qui a été présenté jusqu'ici. Étant donné que nous testons des bétons fibrés à ultra haute performance, il est risqué d'appliquer la force de traction à même l'armature. Nous avons donc choisi d'utiliser des spécimens ayant une forme d'os. En effet, la presse Instron du laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal permet l'ancrage en étau des spécimens de béton. La force peut ainsi être directement transmise au spécimen (Figure 2.10).

Ce type d'essai a pour principal avantage de permettre une transmission directe des efforts au béton sans devoir passer par l'intermédiaire d'une barre d'armature nécessitant un montage interne complexe. Le spécimen peut ainsi être rapidement fabriqué et ce, à moindre coût. De plus, la manipulation de ces spécimens est facile. Toutefois, le principal inconvénient à ce type de système est que le spécimen doit être parfaitement droit afin d'éviter les efforts de flexion et torsion pouvant survenir à l'installation. De plus une attention particulière doit être portée à la finition des spécimens afin que la contrainte imposée par les mâchoires d'ancrage soit bien répartie. Le chapitre 3 offre une description détaillée des spécimens et du montage retenus.



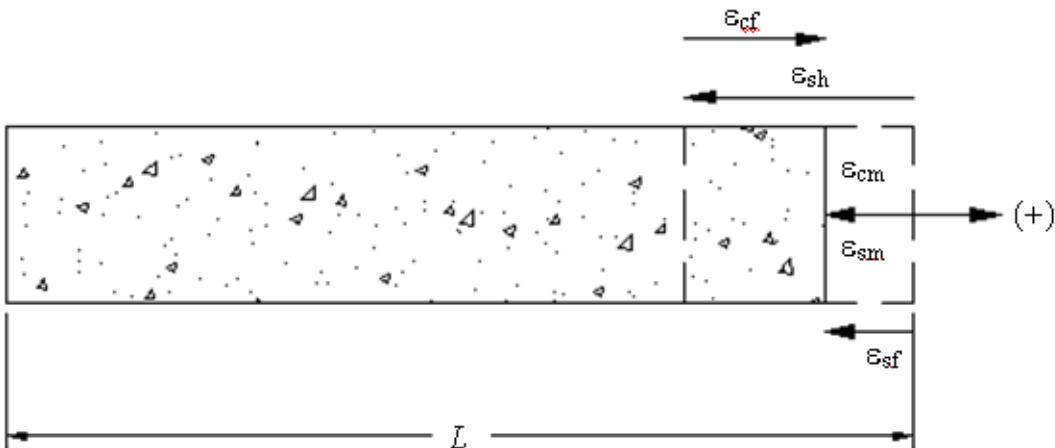
**Figure 2.10 : Spécimen retenu pour nos essais de traction directe**

## 2.2 RÉSULTATS SUR LE RAIDISSEMENT EN TRACTION

Des tests de raidissement en traction ont déjà été effectués par certains chercheurs. Cette section exposera les différents aspects influençant le raidissement en traction ainsi que les résultats obtenus pour différents essais antérieurs. Les facteurs d'influences abordés ici sont le retrait, la résistance du béton, le dosage en fibres et l'orientation de celles-ci.

### 2.2.1 Influence du retrait

Afin d'obtenir des courbes charge-déformation valides, il est primordiale de tenir compte de l'effet du retrait. Lors du retrait, le béton raccourcit en entraînant avec lui l'acier d'armature. Puisque l'armature ne subit pas de retrait, celle-ci s'oppose au mouvement du béton. On obtient alors un état d'équilibre entre le béton et l'acier (Figure 2.11).



**Figure 2.11 : Relations entre les déformations d'un béton armé subissant du retrait  
(Moffatt, 2001)**

où  $\varepsilon_{cf}$  = déformation dans le béton provoquant une contrainte  $f_c$

$\varepsilon_{sh}$  = déformation de retrait libre du béton

$\varepsilon_{cm}$  = déformation moyenne du béton

$\varepsilon_{sm}$  = déformation moyenne de l'acier

$\varepsilon_{sf}$  = déformation dans l'acier provoquant une contrainte  $f_s$

L'état d'équilibre entre le béton et l'armature fait en sorte que la somme des forces  $N$  est nulle.

$$(2.1) \quad N = N_c + N_s$$

$$(2.2) \quad N = A_c f_c + A_s f_s$$

où  $N_c$  et  $N_s$  sont respectivement les forces dans le béton et l'acier.  $A_c$  et  $A_s$  représentent l'aire de béton et l'aire d'acier et  $f_c$  et  $f_s$  sont les contraintes associées aux déformations  $\varepsilon_{cm}$  et  $\varepsilon_{sm}$ .

Il est possible de calculer la valeur de retrait retenu en transformant l'équation 2.2 :

$$(2.3) \quad f = E\varepsilon$$

$$(2.4) \quad N = A_c E_c \varepsilon_{cf} + A_s E_s \varepsilon_{sf}$$

L'équilibre interne des forces entre le béton et l'armature fait en sorte que  $N = 0$ , nous avons donc :

$$(2.5) \quad -A_c E_c \varepsilon_{cf} = A_s E_s \varepsilon_{sf}$$

À partir de la Figure 2.11, on détermine que :

$$(2.6) \quad \varepsilon_{ci} = \varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sf}$$

$$(2.7) \quad \varepsilon_{ci} = \varepsilon_{cm} = \varepsilon_{cf} + \varepsilon_{sh}$$

où  $\varepsilon_{ci}$  est la déformation initiale d'une membrure de béton armé.

$$(2.8) \quad n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$(2.9) \quad \rho = \frac{A_s}{A_c}$$

On trouve, en substituant dans l'équation 2.5 les équations 2.6, 2.7, 2.8 et 2.9, que la déformation initiale d'une membrure de béton armé due au retrait retenu est :

$$(2.10) \quad \varepsilon_{ci} = \frac{\varepsilon_{sh}}{(1+n\rho)}$$

Dans un essai de raidissement en traction, les contraintes internes du béton causées par le retrait retenu s'additionnent à la contrainte de traction extérieure. Ce phénomène donne alors l'impression que le béton est moins résistant qu'il ne l'est vraiment. C'est pourquoi négliger le retrait mène à une sous-estimation de la contrainte causant la fissuration. Cette sous-estimation devient encore plus grande lorsque le taux de renforcement ou le retrait libre est plus important (Bischoff, 2001).

## 2.2.2 Influence de la résistance en traction du béton

Les essais effectués par différents chercheurs portent tous sur différents mélanges de béton. Cette section a pour but de faire la synthèse des résultats de ces essais et d'évaluer l'influence de la résistance en compression du béton sur le raidissement en traction.

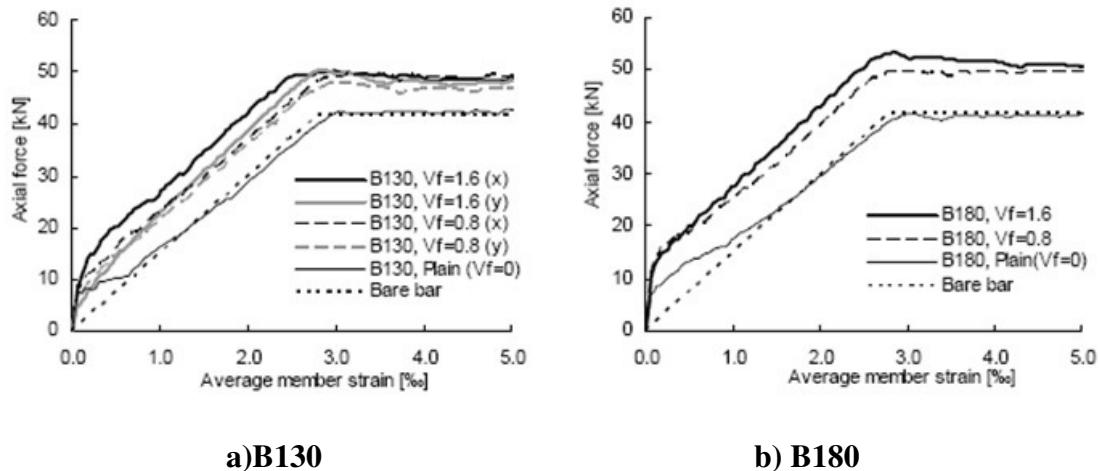
Shionaga (2006) s'est intéressé au raidissement en traction et a réalisé une série de tests où le dosage des fibres, ainsi que leur orientation, variaient. En fabriquant différents spécimens où la direction des fibres différait, Shionaga (2006) a alors pu étudier l'influence de l'orientation de ces dernières sur le raidissement en traction, phénomène abordé à la section 2.2.4 de ce chapitre.

Les propriétés géométriques, de même que la configuration du montage, sont illustrées à la Figure 2.7. Les fibres utilisées pour ces essais ont une longueur de 13 mm et un diamètre de 0,16 mm (élançement de 81.25). Le taux de renforcement  $\rho$  est le même pour tous les spécimens, soit 3,14 %. Le Tableau 2.1 donne les propriétés des mélanges de béton. Il est à noter que les valeurs de contraintes à la fissuration proviennent d'essais brésiliens.

**Tableau 2.1 : Propriétés mécaniques des mélanges de béton de Shionaga (2006)**

Mélange No.	Classe de béton (MPa)	Dosage fibres (% vol.)	$f'_c$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	$E$ (GPa)
1	B130	0.0	128.0	9.7	45.80
2		0.8	133.7	14.8	45.85
3		1.6	141.1	17.2	46.97
4	B180	0.0	196.3	10.3	67.35
5		0.8	214.0	20.5	67.64
6		1.6	208.8	25.5	67.88

Les résultats provenant des tests sont donnés à la Figure 2.12 ainsi qu'au Tableau 2.2. L'orientation des fibres est présentée comme une direction X ou Y, selon que les fibres étaient orientées respectivement dans le sens de l'application de la force de traction ou perpendiculairement à celle-ci.



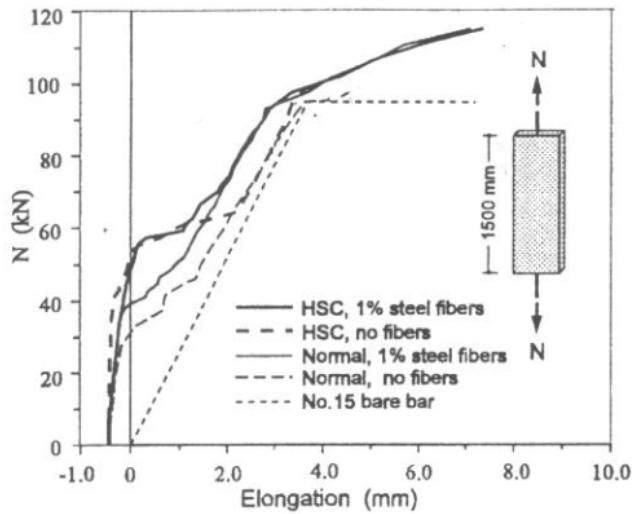
**Figure 2.12 : Déformation moyenne de la membrure en fonction de la force axiale pour les spécimens de béton (Shionaga, 2006)**

**Tableau 2.2 : Résultats des tests de traction uniaxial de Shionaga (2006)**

Classe du béton (MPa)	Dosage en fibres (% vol.)	Direction de la coulé	Déformation de raidissement en traction (à 20 kN) $\Delta\epsilon (\%)$	Force maximale $P_{max}$ (kN)	Nombre de fissures (espacement moyen)
B130	0	-	0.02	42.7	11 (56.0 mm)
	0.8	X	0.56	49.6	25 (22.7 mm)
		Y	0.44	47.9	28 (21.6 mm)
	1.6	X	0.90	50.2	40 (14.2 mm)
		Y	0.50	50.5	43 (13.1 mm)
B180	0	-	0.13	41.7	14 (43.9 mm)
	0.8	-	0.81	50.3	21 (27.3 mm)
	1.6	-	0.87	53.3	23 (25.7 mm)

On remarque, en observant les résultats au Tableau 2.2, que la résistance en traction  $f_t$  n'a pas d'impact majeur sur la force maximale pouvant être reprise par le spécimen, la différence étant minime pour des dosages similaires en fibres. Par contre, toujours pour un dosage de fibres équivalent, on remarque une diminution du nombre de fissures présentes dans le spécimen lorsque la résistance en traction augmente. Il est à noter que les bétons utilisés par Shionaga (2006) sont des bétons à très hautes performances. Il ne faut donc pas étendre les conclusions de ces essais à tous les types de mélange.

Une dernière série de tests, par Abrishami et al. (1997), a été réalisée sur des spécimens de 1500 mm de longueur et ayant une section de 95 mm x 170 mm. Le taux de renforcement  $\rho$  est de 1,23 % et le dosage volumique des fibres (fibres d'acier à crochets) est de 1%. Les fibres ont une longueur de 30 mm et un diamètre de 0.5 mm, donnant un rapport d'élancement de 60. Deux types de bétons fibrés ont été testés, soit un béton normal de 35 MPa et un béton haute performance de 75 MPa. La Figure 2.13 présente les résultats obtenus des tests de raidissement en traction.



**Figure 2.13 : Résultats des essais de raidissement en traction d'Abrishami et al. (1997)**

On remarque sur le graphique que la différence entre le béton de 75 MPa (HSC) et le béton 35 MPa (Normal) se situe principalement à la fissuration de la matrice de béton, alors que le béton haute performance offre une plus grande résistance en traction. Une fois fissuré, le béton haute performance subit une importante élongation pendant que la charge n'augmente que légèrement, alors que la courbe du béton normal tend graduellement à devenir parallèle à la pente de l'acier. On note également qu'une fois que les courbes du béton à haute performance et du béton normal se rejoignent, elles sont confondues et parallèles à la courbe de comportement de l'acier. Ces courbes indiquent donc que pour de grandes charges, la résistance à la traction du béton influence peu le raidissement en traction.

Il faut toutefois être prudent en utilisant les résultats d'Abrishami et al. (1997). En effet, le montage utilisé ne permet pas d'atteindre la pleine capacité du prisme de béton puisque l'armature plastifie à l'extérieur du béton, avant que celui-ci n'ait atteint son plein potentiel. Ainsi, l'augmentation de la force reprise par le prisme de béton, lorsque la barre d'armature atteint la plastification, pourrait être causée par l'écrouissage local de la barre à l'extérieur du spécimen.

### 2.2.3 Influence du dosage des fibres

Le dosage en fibres est un aspect très important pour le raidissement en traction et a fait l'objet de plusieurs recherches afin de bien le caractériser. Cette section se veut un sommaire des différents essais déjà effectués et tentera d'en dessiner les tendances.

Une série d'essais réalisée par Bischoff (2003) a été effectuée sur des prismes de 1100 mm de longueur et de 100 mm x 100 mm de section (Figure 2.9). La portée considérée pour le calcul de la déformation  $\varepsilon$  est de 900 mm et est indiquée à la Figure 2.9. Seul ce segment du spécimen a été utilisé, puisque le taux de renforcement  $\rho$  étudié est situé à cet endroit ( $\rho$  est plus élevé lorsqu'on sort de cette plage d'étude). Les fibres utilisées pour ces essais ont une longueur de 50 mm et un diamètre de 0,5 mm (élancement de 100). Les extrémités possèdent un crochet et la résistance en traction minimale des fibres est de 1100 MPa. Le dosage en fibres est de 0,78 % volumique. Le Tableau 2.3 donne les propriétés des différents spécimens utilisés. Les résultats des essais de raidissement sont quant à eux affichés à la Figure 2.12.

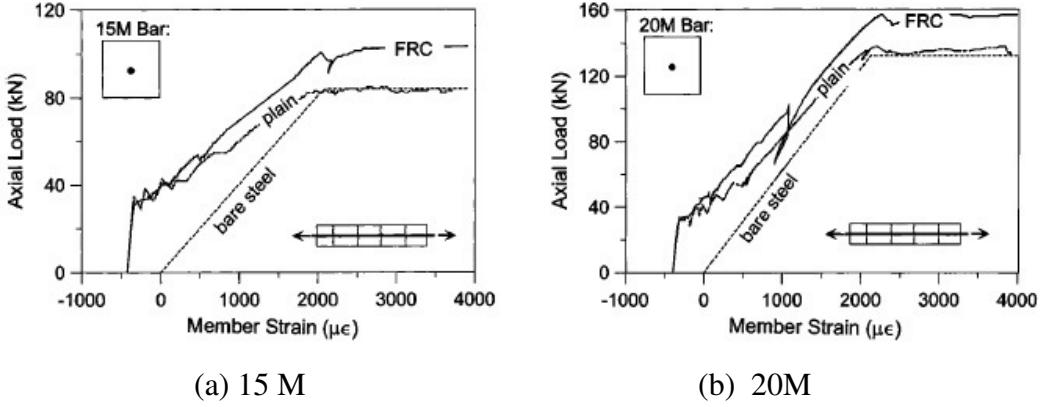
**Tableau 2.3 : Propriétés des spécimens de Bischoff (2003)**

Renforcement	Type de béton	Propriétés des matériaux
Barre 15M <sup>a</sup>	Fibres	$f'_c = 62.4 \text{ MPa}$ $f_t = 4.8 \text{ MPa}$ $f_{sp} = 8.85 \text{ MPa}$ $\varepsilon = 470 \mu\epsilon$
	Sans fibres	$f'_c = 62.8 \text{ MPa}$ $f_t = 5.1 \text{ MPa}$ $f_{sp} = 5.42 \text{ MPa}$
Barre 20M <sup>b</sup>	Fibres	Mêmes propriétés
	Sans fibres	Mêmes propriétés

<sup>a</sup>  $A_s = 200 \text{ mm}^3$ ;  $E_s = 202 \text{ GPa}$ ;  $f_y = 420.5 \text{ MPa}$ ;  $P_y = 84.1 \text{ kN}$

<sup>b</sup>  $A_s = 300 \text{ mm}^3$ ;  $E_s = 207.2 \text{ GPa}$ ;  $f_y = 441.7 \text{ MPa}$ ;  $P_y = 132.5 \text{ kN}$

Les propriétés du béton au Tableau 2.3 ont été obtenues à l'aide de cylindres de 200 mm de hauteur et un diamètre de 100 mm. La résistance à la compression est désigné par  $f'_c$ , la contrainte de fendage obtenue de l'essai brésilien est représentée par  $f_{sp}$  et la contrainte de traction causant la fissuration est donné par  $f_t$ . Cette dernière provient des essais de traction directe.

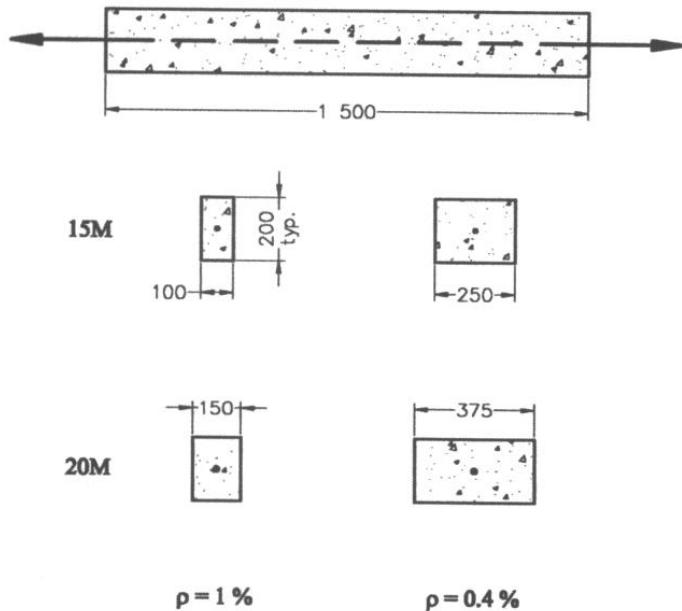


**Figure 2.14 : Réponse de la membrure pour un béton avec fibre (FRC) et sans fibre (plain)**  
**(Bischoff, 2003)**

Étant donné que les essais effectués par Bischoff (2003) se sont déroulés en utilisant uniquement deux dosages de fibres de 0 % et 0,78 % volumique, on ne peut pas comparer l'influence du taux de fibres sur le raidissement en traction. Toutefois, en observant les courbes des résultats, on remarque tout de même que l'ajout de fibres entraîne une augmentation du raidissement en traction par rapport à un béton sans fibres. Ce même constat peut être fait à partir des résultats de Abrishami et al. (1997) (Figure 2.13).

Les essais de raidissement en traction réalisés par Moffatt (2001) se sont effectués sur des spécimens où le pourcentage d'armature  $\rho$  était de 0,4 % et de 1 % et le dosage volumique des fibres (ZC60/0.8) était de 0 % (témoin), 0,8 %, 1,03 % et 1,3 %. La Figure 2.15 donne les dimensions des spécimens en fonction du pourcentage d'armature  $\rho$  voulu. Le schéma du montage est, quant à lui, illustré à la Figure 2.6 et les propriétés des matériaux sont données au Tableau 2.4. Les courbes force-allongement obtenues des différents spécimens sont représentées

à la Figure 2.16. La Figure 2.17 présente les courbes de la contribution du béton en fonction de la déformation.

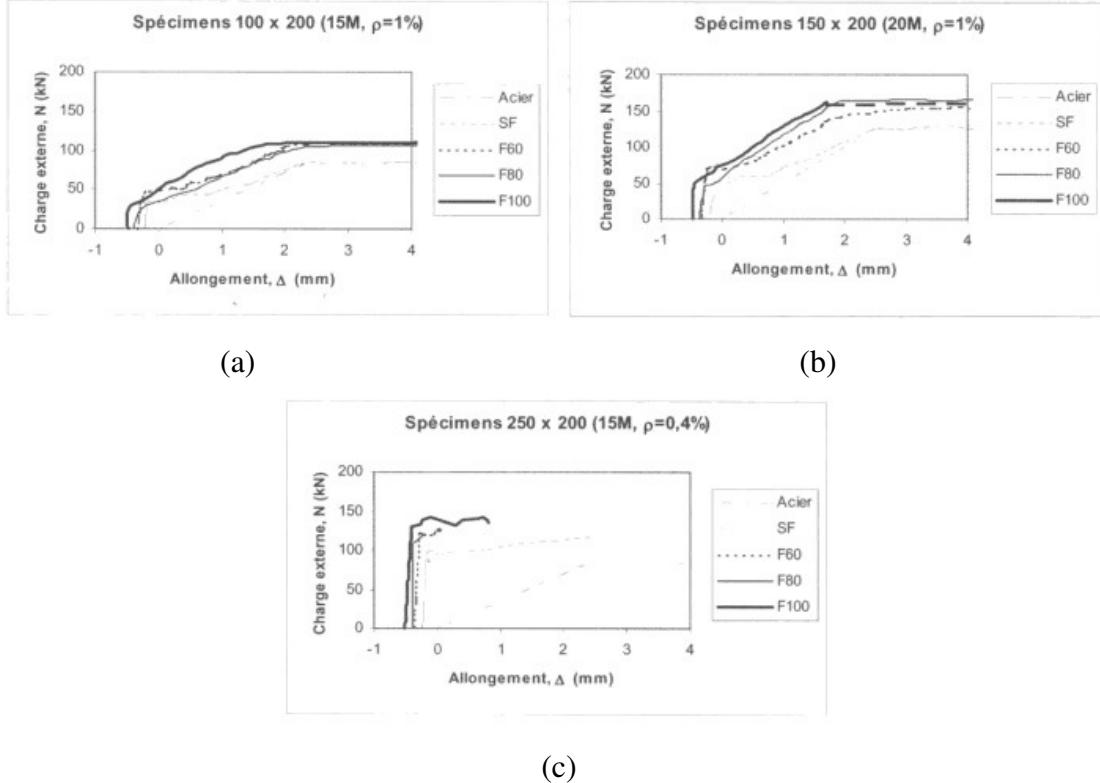


**Figure 2.15 : Dimensions des spécimens (Moffatt, 2001)**

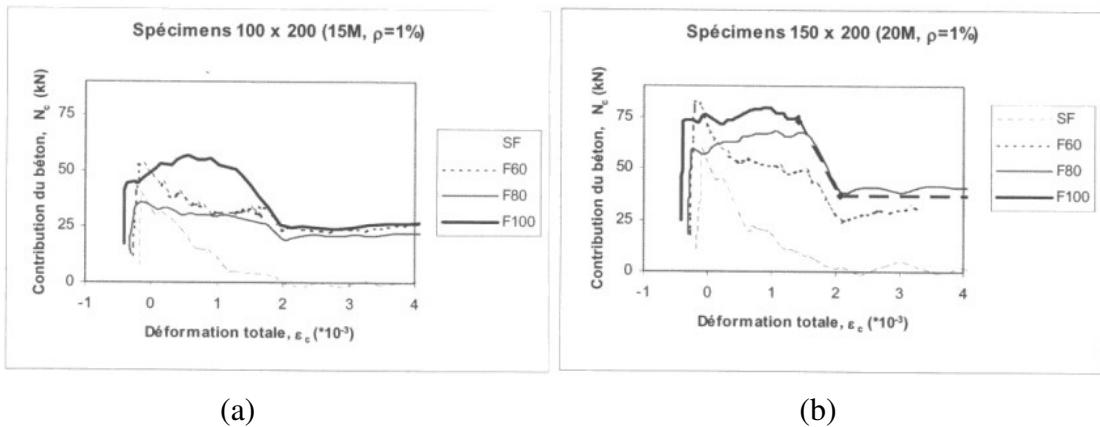
**Tableau 2.4 : Propriétés des matériaux (Moffatt, 2001)**

<b>Béton</b>					
Paramètres	Unités	SF	F60	F80	F100
Qté de fibres (ZC60/0.8)	kg/m <sup>3</sup>	0	60	80	100
Pourcentage volumique des fibres	%	0	0.8	1.0	1.3
Résistance nominale à 28 jours	MPa	40	40	40	40
Résistance mesurée (60 - 90 jours)	MPa	---	50.5	48.5	50.0
Module d'élasticité	MPa	30000*	30190	24500	26750
<b>Acier d'armature</b>					
Barre	$f_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ ( $\mu\epsilon$ )	E (MPa)	$f_u$ (MPa)	$\epsilon_u$ (%)
15M	422	1950	213000	653	18.08
20M	418	2060	203000	656	17.61

\* Valeur estimée



**Figure 2.16 : Résultats des essais de raidissement en traction de Moffatt (2001)**



**Figure 2.17 : Comparaison de la contribution du béton dans les essais de raidissement en traction de Moffatt (2001)**

Les graphiques de contribution du béton démontrent bien que le béton fibré continue d'apporter une importante contribution à la reprise de la charge après la fissuration, alors que le béton normal voit sa contribution diminuer de manière importante avec l'augmentation de la déformation. On remarque également qu'à l'ultime (Figure 2.16), les mélanges ont une résistance

similaire alors qu'en service, une plus grande résistance en traction s'accompagne d'une réduction de l'allongement pour une même charge. La Figure 2.17a montre que la contribution du béton ayant un taux volumique de fibres de 1,30 % augmente de manière importante suite à sa fissuration. Cette tendance n'est pas compatible avec la tendance observée pour les autres courbes. En effet, bien qu'une certaine augmentation de la reprise de l'effort par les fibres peut être observée, aucune n'est comparable à la reprise du spécimen F100 aux dimensions de 100 mm x 200 mm. Il est possible que le fort dosage en fibres, combiné à l'effet de bord dû aux faibles dimensions du prisme de béton, ait permis aux fibres de reprendre une charge très élevée. Toutefois, Moffatt (2001) explique plutôt la forte reprise de la charge par des erreurs de manipulations. À cet effet, elle pose les trois hypothèses suivantes :

La première source d'erreur serait attribuée au fait que la prise de lecture était effectuée manuellement. Ainsi, il est possible que la première fissure se soit produite sans être détectée à sa formation. La charge lire pourrait ainsi être inférieure à la charge de fissuration réelle.

Une deuxième hypothèse posée est que l'absence de rotules aux extrémités des plaques de transfert ait introduit une légère flexion dans le spécimen. Cette hypothèse a été confirmée par les lectures des LVDT. La flexion aurait donc fait en sorte que la fissuration se produise à une charge inférieure de la charge de fissuration en traction pure.

Une troisième hypothèse toutefois moins probable veut que, suite à la fissuration, un affaissement du spécimen ait eu lieu et qu'un contact soit survenu entre le prisme et les appuis temporaires, délestant ainsi la partie centrale du spécimen d'une partie de l'effort.

Shionaga (2006) a utilisé, pour ses essais, différents dosages de fibres (Tableau 2.1). On peut voir sur la Figure 2.12, les courbes des résultats et visualiser l'impact du dosage en fibres. Ainsi, l'addition de fibres permet d'augmenter quelque peu le raidissement en traction ainsi que la charge pour une même déformation. Également, un dosage plus élevé en fibre permet de réduire la déformation de la membrure pour une même charge donnée et augmente, par le fait même, le nombre de fissures tout en diminuant l'espacement entre celles-ci.

En résumé, les essais effectués par différents chercheurs semblent démontrer que le dosage en fibre influence de façon notable le comportement en conditions de service. On remarque, avec l'augmentation de la teneur en fibres, une augmentation du nombre de fissures (Shionaga, 2006), ainsi qu'une diminution de la déformation. Toutefois, la résistance à l'ultime ne semble être que très peu affectée par la proportion des fibres dans le mélange.

#### **2.2.4 Influence de l'orientation des fibres**

En plus de la résistance du béton et du dosage en fibres, il faut tenir compte, pour bien caractériser le raidissement en traction, de l'orientation des celles-ci. En effet, l'orientation des fibres est influencée par plusieurs facteurs dont la géométrie et les dimensions du spécimen, la présence d'armature, ainsi que la direction de la coulée du béton par rapport au spécimen (Shionaga, 2006; Mechtcherine, 2007).

Shionaga (2006) a, dans ses essais, caractérisé l'impact de l'orientation des fibres sur le raidissement en traction. Pour ce faire, il a orienté, lors de la coulée, les fibres afin que ces dernières adoptent une direction parallèle ou perpendiculaire à l'effort de traction (sens X ou Y au Tableau 2.2). En analysant les résultats obtenus, on remarque d'emblée que les spécimens dont les fibres sont orientées selon X (de manière parallèle au spécimen) présentent, pour une même charge, une déformation beaucoup plus faible par rapport aux spécimens coulés selon l'axe Y (de manière perpendiculaire au spécimen). Il est à noter que certaines fibres, pour les prismes de béton coulés selon Y, s'orientent naturellement selon l'axe X et que celles-ci contribuent à augmenter la charge pour une même déformation. À l'ultime, la résistance ne semble pas être affectée par la direction qu'adoptent les fibres.

Wuest et al. (2007) ont également réalisé des travaux de recherche sur l'effet de l'orientation des fibres. Leurs essais de traction ont été réalisés sur des spécimens de bétons fibrés à ultra haute performance (BFUP) ayant une forme d'os.

Afin de caractériser les spécimens, Wuest et al. (2007) emploient le facteur d'orientation  $C_{or}$ . Lorsque le facteur  $C_{or}$  égale 1, toutes les fibres sont orientées dans la même direction alors que

pour un facteur de 0,667, elles sont orientées en 2D et pour un facteur de 0,5, elles sont orientées en 3D. L'Équation 2.11 définit le paramètre  $C_{OR}$ .

$$(2.11) \quad C_{OR} = \frac{N_f \cdot \pi \cdot d_f^2}{V_f \cdot 4}$$

où  $N_f$  est le nombre de fibres par surface unitaire,  $d_f$  le diamètre des fibres et  $V_f$  le volume de fibres, tel que défini par l'Équation 2.12.

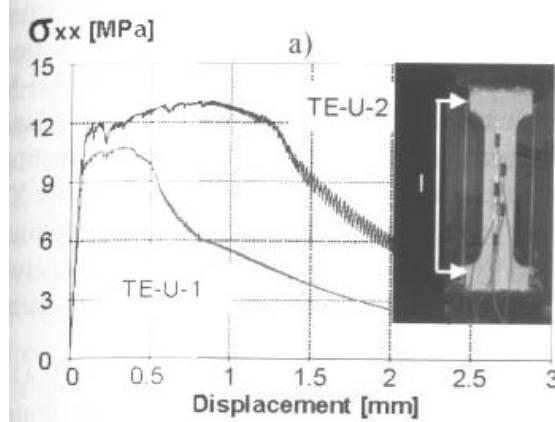
$$(2.12) \quad V_f = \frac{\rho_U - \rho_m}{(\rho_f - \rho_m)}$$

où  $\rho_f$  est le poids/m<sup>3</sup> des fibres,  $\rho_m$  le poids/m<sup>3</sup> de la matrice et  $\rho_U$  le poids/m<sup>3</sup> total.

Le Tableau 2.5 donne le facteur d'orientation des fibres dans les trois directions principales pour les deux spécimens testés. Les résultats des essais en traction sont quant à eux illustrés à la Figure 2.18. Il est à noter que le plan perpendiculaire à la force de traction appliquée est le plan YZ.

**Tableau 2.5 : Facteur d'orientation des fibres selon le plan de coupe (Wuest et al. 2007)**

Spécimen	YZ			XZ			XY		
	N <sub>f</sub> (fibres/mm <sup>2</sup> )	V <sub>f</sub> (%)	C <sub>OR</sub> (-)	N <sub>f</sub> (fibres/mm <sup>2</sup> )	V <sub>f</sub> (%)	C <sub>OR</sub> (-)	N <sub>f</sub> (fibres/mm <sup>2</sup> )	V <sub>f</sub> (%)	C <sub>OR</sub> (-)
TE-U-1	1.26 ± 0.08	6.31 ± 0.13	0.63 ± 0.04	1.09 ± 0.09	6.24 ± 0.10	0.55 ± 0.05	0.48	6.17	0.24
	1.4 ± 0.03	4.27	0.66 ± 0.02	0.75	4.27	0.35	0.48	3.9	0.25



**Figure 2.18 : Résultats des tests de traction de Wuest et al. (2007)**

Le Tableau 2.5 indique que le spécimen TE-U-2 possède un coefficient d'orientation de 0,66 pour le plan de coupe YZ, et de 0,35 et 0,25 pour les plans XZ et XY respectivement. Ceci nous révèle que les fibres sont principalement orientées dans la direction perpendiculaire au plan XZ, soit parallèlement à la direction d'application de la force de traction. Le spécimen TE-U-1, quant à lui, a un coefficient d'orientation de 0,63 pour le plan YZ et 0,55 pour le plan XZ. Les fibres ne sont donc pas orientées de manière aussi marquée dans la direction parallèle à la force, ce qui a pour effet de réduire, par rapport au spécimen TE-U-2, le domaine d'écrouissage des fibres, tel qu'illustré à la Figure 2.18.

On peut donc, à partir de ces résultats, supposer que, pour un spécimen ayant un certain pourcentage de renforcement, des fibres principalement orientées dans la direction d'application de la force permettent d'obtenir une ductilité plus importante du spécimen, puisque ces dernières peuvent refermer les fissures pour une même charge.

### 2.3 MODÉLISATION DU RAIDISSEMENT EN TRACTION

Suite aux essais servant à caractériser le raidissement en traction, des équations ont été proposées afin de modéliser ce phénomène à partir des propriétés du mélange de béton. Cette section exposera ces équations.

### 2.3.1 Modélisation du raidissement en traction du béton sans fibres

Il existe plusieurs équations tentant de reproduire le raidissement en traction. Puisque la valeur de la contrainte causant la fissuration  $f_t$  n'est jamais exactement la même d'une gâchée à l'autre, les courbes décrivant le raidissement en traction sont « normalisée » par un facteur  $\beta$  (Fields et al., 2004). L'équation décrivant  $\beta$  est la suivante :

$$(2.13) \quad \beta = \frac{f_c}{f_t}$$

où  $f_c$  est la contrainte dans le béton et  $f_t$  est la contrainte de fissuration.

On retrouve, dans les recommandations du Architectural Institute of Japan (1986), l'équation 2.14 afin de prédire le facteur  $\beta$  dans les structures de béton partiellement précontrainte. Le facteur  $\beta$  dans ces recommandations sert ultimement au calcul de l'ouverture des fissures.

$$(2.14) \quad \beta = \frac{1}{(2000\epsilon_{cm} + 0.8)}$$

où  $\epsilon_{cm}$  est la déformation moyenne du béton causé par une charge axiale N.

Collins et al. (1991) proposent pour leur part l'équation 2.15 afin de prédire le raidissement en traction d'une membrure de béton armé.

$$(2.15) \quad \beta = \frac{1}{(1 + \sqrt{500\epsilon_{cm}})}$$

Belarbi et al. (1994) présentent l'équation 2.16.

$$(2.16) \quad \beta = \left( \frac{\epsilon_{cr}}{\epsilon_{cm}} \right)^{0.4}$$

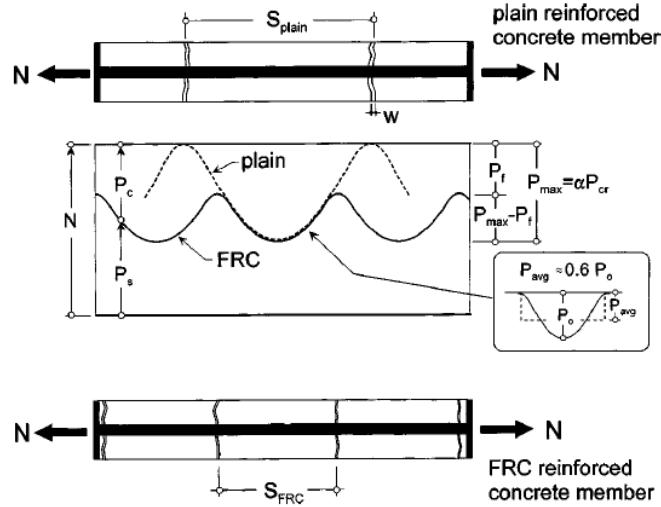
où  $\varepsilon_{cr}$  représente la déformation à la fissuration du béton.

Finalement Fields et al. (2004) proposent l'équation 2.17 afin de reproduire le comportement des béton hautes performances (BHP).

$$(2.17) \quad \beta = e^{-0.8(\varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cr}) \times 10^3}$$

### 2.3.2 Modélisation du raidissement en traction du béton fibré

Afin de modéliser le raidissement en traction du béton fibré, Bischoff (2003) propose d'utiliser la courbe de contribution du même béton sans les fibres et de l'adapter à l'aide d'une équation relativement simple. Pour un béton sans fibre, la charge au droit d'une fissure est entièrement reprise par l'acier d'armature. Pour un béton fibré, les fibres reprennent une partie de cette charge. La contrainte ainsi reprise est appelée contrainte résiduelle et est notée  $f_{res}$ . La force associée à cette contrainte est quant à elle notée  $N_f$ . Dans un essai de traction directe, la force reprise par le béton varie de façon à ce qu'elle soit minimale au droit d'une fissure et maximale à mi-chemin entre deux fissures (Figure 2.19). La force maximale pouvant être reprise par le béton ( $N_{max}$ ) une fois la fissuration stabilisée est supposée, par des hypothèses simplificatrices, égale à 2/3 la charge de fissuration ( $N_{cr}$ ). De plus, afin de palier à la non-linéarité de la force reprise par le béton ( $N_c$ ), celle-ci est assumée constante en prenant 0,6 fois la charge maximale reprise par le béton ( $N_{max}$ ). Le facteur  $\beta_f$  peut alors se calculer selon l'équation 2.18. Il est à noter que l'indice  $f$  indique qu'il s'agit d'un béton fibré.



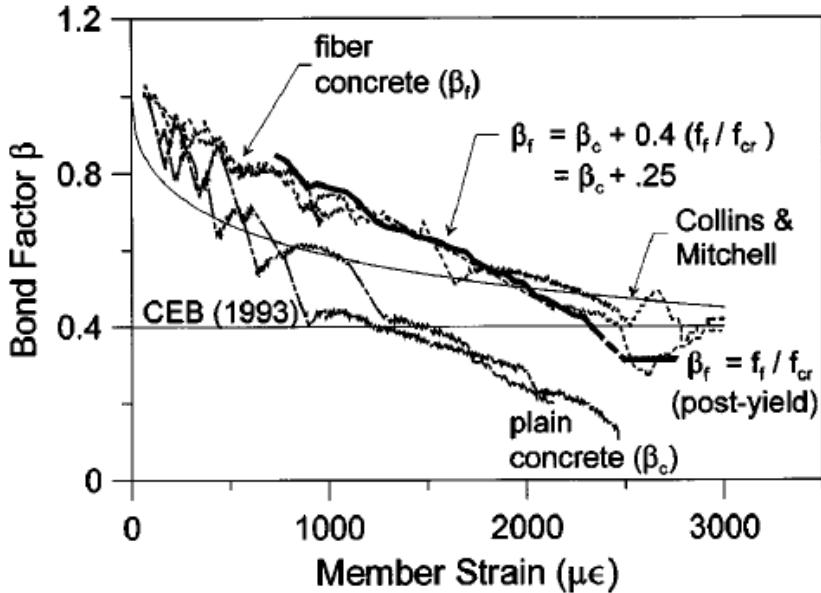
**Figure 2.19 : Distribution de la force axiale lors de la stabilisation de la fissuration (Bischoff, 2003)**

$$(2.18) \quad \beta_f = \beta_c + 0.4 \frac{N_f}{N_{cr}}$$

où  $\beta_c$  est le facteur  $\beta$  pour un béton normal,  $\beta_f$  est le facteur  $\beta$  pour un béton fibré et  $N_f$  est la capacité en traction du béton fibré à l'endroit de la fissure. En l'absence d'une courbe de béton sans fibres, le facteur  $\beta_c$  doit être assumé constant à 0,4. Lorsque l'acier d'armature atteint la plastification, le facteur  $\beta_f$  est gouverné uniquement par la capacité des fibres à l'endroit de la fissure. L'Équation 2.19 est celle qui doit être utilisée à la plastification.

$$(2.19) \quad \beta_f = \frac{N_f}{N_{cr}}$$

La Figure 2.20 compare le facteur  $\beta$  obtenu lors des expérimentations de Bischoff (2003). Les équations 2.18 et 2.19 sont comparées à l'équation 2.15 proposée par Collins et al. (1991) ainsi qu'à la constante proposée par le CEB, soit 0,4.



**Figure 2.20 : Facteur de reprise d'effort par le béton pour la résistance moyenne en traction post-fissuration**

On remarque que les résultats obtenus par les équations 2.18 et 2.19 sont très près des résultats obtenus en laboratoire alors que l'équation de Collins et al. (1991) tend à sous-estimer le facteur de la reprise d'effort par le béton  $\beta$ . La valeur de 0.4, proposée par le CEB, ne suit pas du tout la courbe expérimentale et sert surtout à garder une valeur sécuritaire de  $\beta$  en sous-estimant celle-ci. Bien que les équations 2.18 et 2.19 semblent donner de très bons résultats, leur utilisation est restreinte au cas étudié par Bischoff (2003) (section 2.2.3) et des essais supplémentaires sont requis afin de vérifier la validité de ces formules.

### 2.3.3 Adaptation du modèle de Collins et al. (1991) aux bétons fibrés

Dans ses travaux, Moffatt (2001) a adapté au BARF différentes équations décrivant le phénomène du raidissement en traction pour des bétons armés. Cette section propose une variante du modèle de Collins et al. (1991). Les équations décrites ici sont dérivées du mémoire de Moffatt (2001).

Lors du raidissement en traction, une partie des efforts est reprise par le béton entre les fissures. Cette reprise n'est pas constante le long de la section et varie entre chaque fissures, atteignant une

valeur maximale à mi-chemin entre deux fissures. Les équations de Collins et Mitchell sont basées sur la relation contrainte-déformation moyenne reprise par le béton suite à la fissuration. Le facteur  $\beta$  décrivant le raidissement en traction d'un BARF proposé par Moffatt est donné par l'équation 2.20.

$$(2.20) \quad \beta = \frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2}{1 + \sqrt{\frac{500\epsilon_{cm}}{1 + \gamma^n}}} \quad \text{pour} \quad \epsilon_{cf} > \epsilon_{cr}$$

où  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  sont respectivement des paramètres reliés au type de renforcement et au type de chargement (voir Tableau 2.6). Le paramètre  $\epsilon_{cm}$  est la déformation du béton causée par une force axiale  $N$  et provocant une contrainte  $f_c$ ,  $\gamma$  est un facteur de proportionnalité entre la contrainte résiduelle du béton (résistance post-fissuration) et la contrainte causant la fissuration,  $n$  est un facteur qui demeure à déterminer équivalent à 1 pour le moment et  $f_t$  est la contrainte causant la fissuration du béton. L'équation donnant l'effort total repris par le prisme (post-fissuration) est la suivante :

$$(2.21) \quad N = N_c + N_s$$

$$(2.22) \quad N_c = A_c \cdot f_c$$

$$(2.23) \quad f_c = \beta \cdot f_t$$

où  $N$  est la force reprise par le prisme de béton fibré armé,  $N_c$  est la partie de l'effort reprise par le béton,  $N_s$  est la partie de l'effort reprise par l'acier d'armature,  $A_c$  est l'aire de la surface de béton sur laquelle est appliquée la contrainte et  $f_c$  est la contrainte moyenne reprise par le béton tel que défini à l'Équation 2.23.

**Tableau 2.6 : Valeurs des paramètres  $\alpha$** 

Type de barre d'armature ( $\alpha_1$ )			Type de chargement ( $\alpha_2$ )	
Crénelée	Lisse	Libre	Court-terme et monotone	Long-terme et/ou cyclique
1.0	0.7	0.0	1.0	0.7

La valeur maximale que peut prendre l'effort repris par le prisme est donnée par l'équation 2.24 :

$$(2.24) \quad N \leq N_y + N_f$$

$$(2.25) \quad N_f = A_c \cdot f_{res}$$

$$(2.26) \quad f_{res} = \gamma \cdot f_{cr}$$

où  $N_y$  est l'effort provoquant la plastification de l'acier d'armature,  $N_f$  est l'effort résiduel du béton fibré et  $f_{res}$  est la contrainte résiduelle. La constante  $\gamma$  est le facteur de proportionnalité entre  $f_{res}$  et  $f_t$ .

### 2.3.4 Adaptation du modèle de l'Eurocode2-1991

Le second modèle adapté par Moffatt (2001) provient de l'Eurocode2-1991. Les équations originales sont basées sur l'hypothèse de l'existence de deux zones de déformation distinctes appelées *état 1* et *état 2*. Le béton n'ayant pas encore atteint la contrainte de fissuration  $f_t$ , qui ne présente donc aucune fissure, se situerait ainsi à l'*état 1*. Quand le béton atteint la fissuration, on pose l'hypothèse que la contrainte est entièrement assumée par l'armature, c'est l'*état 2*. La déformation d'une section située entre deux fissures peut être obtenue par interpolation entre les déformations des zones à l'*état 1* et des zones à l'*état 2*. Pour le béton fibré, Moffatt (2001) a adapté l'*état 2* à l'*état 2'*, puisque le béton fibré peut transmettre des contraintes à la fissuration. L'équation suivante donne la force requise pour provoquer la fissuration de la membrure :

$$(2.27) \quad N_{cr} = f_t \cdot (A_c + n \cdot A_s) - N_o \cdot n \cdot \rho = f_t \cdot A_{trans} + E_s \cdot A_s \cdot \varepsilon_{sh}$$

$$(2.28) \quad A_{trans} = (A_c + n \cdot A_s)$$

$$(2.29) \quad \varepsilon_{s1} = \frac{N - N_o}{E_c A_{trans}}$$

où  $N_{cr}$  est la force provoquant la fissuration,  $n$  est le rapport des modules d'élasticité de l'armature et du béton,  $A_{trans}$  est l'aire de la section transformée,  $N_o$  est l'effort normal dû au retrait,  $\rho$  est le rapport d'armature,  $\varepsilon_{sh}$  est la déformation de retrait libre du béton et  $\varepsilon_{s1}$  est la déformation de l'acier dans une zone à l'état 1. En supposant que la relation contrainte-ouverture en est une constante, l'effort transmis par les fibres ( $N_f$ ) est donné par l'Équation 2.30 :

$$(2.30) \quad N_f = A_c \cdot f_{res}$$

Lors de la fissuration, la contrainte dans l'acier d'armature est donnée par l'équation suivante :

$$(2.31) \quad f'_{sr2} = \frac{N_{cr} - N_f}{A_s}$$

et pour  $N_{cr} < N < (N_y + N_f)$ ,

$$(2.32) \quad f'_{s2} = \frac{N - N_f}{A_s}$$

$$(2.33) \quad \varepsilon'_{s2} = \frac{N - N_f}{E_s A_s}$$

où  $f'_{sr2}$  est la contrainte dans l'acier dans une zone à l'état 2' lorsque la membrure est soumise à la charge causant sa fissuration alors que  $f'_{s2}$  et  $\varepsilon'_{s2}$  sont respectivement la contrainte et la déformation dans l'acier dans une zone à l'état 2' pour une charge plus importante que celle causant la fissuration. On trouve finalement la relation suivante donnant la déformation moyenne de l'acier d'armature :

$$(2.34) \quad \varepsilon_{sm} = (1 - \zeta')\varepsilon_{s1} + \zeta' \varepsilon'_{s2}$$

$$(2.35) \quad \zeta' = 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{f'_{sr2}}{f'_{s2}} \right)^2 = 1 - \beta_1 \beta_2 \left( \frac{N_{cr} - N_f}{N - N_f} \right)^2 \text{ pour } f'_{s2} \geq f'_{sr2}$$

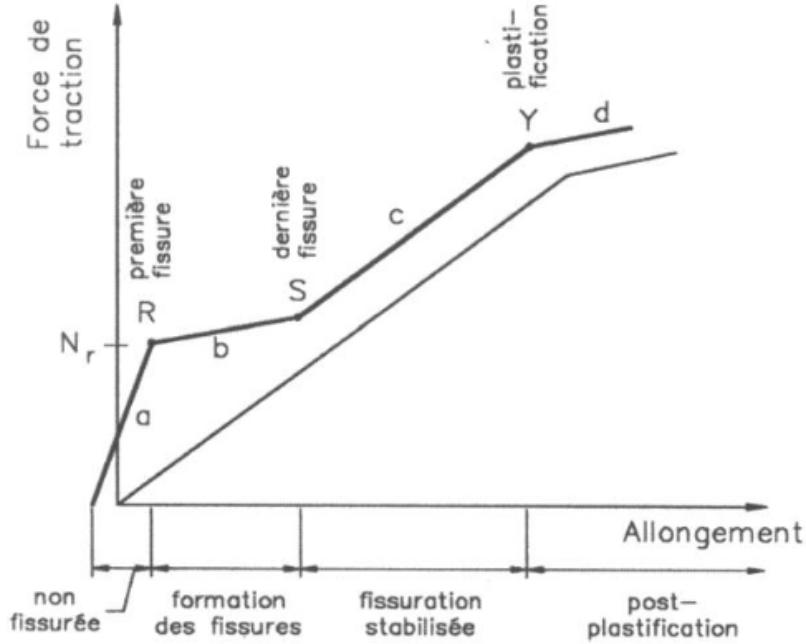
où  $\zeta'$  est le coefficient de pondération entre l'état 1 et l'état 2' et  $\beta_1$ , ainsi que  $\beta_2$ , sont des coefficients définis au Tableau 2.7.

**Tableau 2.7 : Valeurs des coefficients  $\beta_1$  et  $\beta_2$**

Type de barres ( $\beta_1$ )		Chargement ( $\beta_2$ )	
Crénélées	Lisses	Court-terme	Long-terme ou répété
1.0	0.5	1.0	0.5

### 2.3.5 Adaptation du modèle du CEB-FIP 1990

Le dernier modèle qu'a modifié Moffatt (2001) est celui du CEB-FIP 1990. Normalement, ce modèle tient compte du raidissement en traction d'un béton armé normal en calculant les déformations par le biais d'une courbe contrainte-déformation de l'acier modifiée. Cette courbe est séparée en quatre sections, chacune d'entre elles se rapportant à un état d'avancement de la fissuration. En se référant à la Figure 2.21, la droite *a* représente le comportement pré-fissuration de la membrure. À ce moment, toute la membrure fait partie de l'état 1. Les points *R* et *S* représentent respectivement l'apparition de la première et de la dernière fissure. La droite *b* représente donc la phase de fissuration où certaines sections de la membrure se retrouvent à l'état 1 alors que d'autres se retrouvent à l'état 2. La droite *c* est la phase pour laquelle on assiste à l'ouverture des fissures, alors que le point *Y* est le point où l'armature plastifie. Finalement, la droite *d* est le comportement post-plastification de la section.



**Figure 2.21 : Comportement en traction d'une membrure armée selon le CEB-FIP 1990**

Dans l'adaptation des équations du CEB-FIP 1990 au béton fibré armé, les courbes  $a$ ,  $b$  et  $c$  se définissent par rapport à la valeur de la contrainte à la fissuration  $f'_{s2}$ , tel que définie à l'Équation 2.32.

Pour la courbe  $a$  ( $0 \leq f'_{s2} \leq f_{sr1}$ ) :

$$(2.36) \quad f_{sr1} = \frac{N_{cr} - N_f}{A_s}$$

$$(2.37) \quad \varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s1} = \frac{N - N_o}{E_c A_{trans}}$$

où  $f_{sr1}$  est la contrainte dans l'acier d'armature à l'état 1,  $\varepsilon_{sm}$  est la déformation moyenne dans l'acier d'armature et  $\varepsilon_{s1}$  est la déformation moyenne à l'état 1 dans l'acier d'armature.

Pour la courbe *b* ( $f_{sr1} \leq f'_{s2} \leq f_{srn}$ ) :

$$(2.38) \quad \varepsilon_{sm} = \varepsilon'_{s2} - \frac{\beta_t (f'_{s2} - f_{sr1}) + (1.3 \cdot f_{sr1} - f'_{s2})}{0.3 \cdot f_{sr1}} (\varepsilon'_{sr2} - \varepsilon_{sr1})$$

où  $\varepsilon'_{s2}$  est donné par l'Équation 2.33,  $f_{srn}$  est la contrainte dans l'acier lorsque la fissuration est stabilisée (valeur égale à  $1.30 \cdot f_{sr1}$ ),  $f_{sr1}$  est la contrainte équivalente de l'acier dans une zone en état 2 sous la charge  $N_{cr}$  et  $\varepsilon'_{sr2}$  et  $\varepsilon_{sr1}$  sont respectivement la déformation de l'acier sous la charge  $N_{cr}$  pour l'état 2 et l'état 1. Pour l'équation 2.38, les paramètres  $\varepsilon'_{sr2}$  et  $\varepsilon_{sr1}$  sont donnés par les équations 2.39 et 2.40. L'équation 2.32 donne la valeur de  $f'_{s2}$ . La valeur de  $\beta_t$  est tirée du Tableau 2.7 et sert à caractériser le type de chargement ainsi que le type de barre d'armature utilisé.

**Tableau 2.8 : Valeurs du paramètre  $\beta_t$**

Type de barres	Type de chargement	
	Court terme	Long terme
Barre crénelées	0.4	0.25
Barres lisses	0.2	0.12

$$(2.39) \quad \varepsilon'_{sr2} = \frac{N_{cr} - N_f}{A_s E_s}$$

$$(2.40) \quad \varepsilon_{sr1} = \frac{N_{cr} - N_o}{E_c A_{trans}}$$

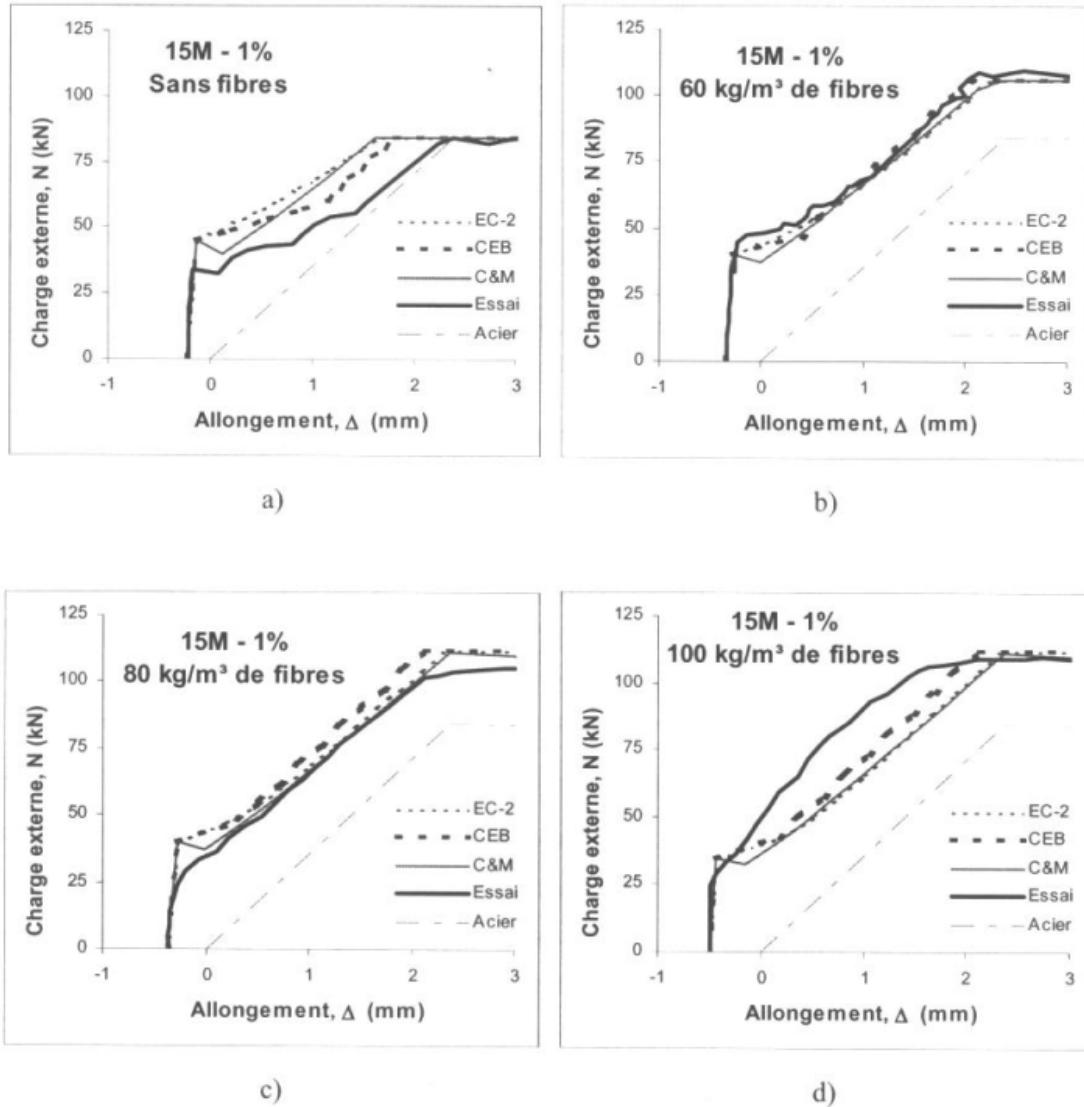
Finalement, pour la courbe *c* ( $f_{srn} \leq f'_{s2} \leq f_y$ )

$$(2.41) \quad \varepsilon_{sm} = \varepsilon'_{s2} - \beta_t (\varepsilon'_{sr2} - \varepsilon_{sr1})$$

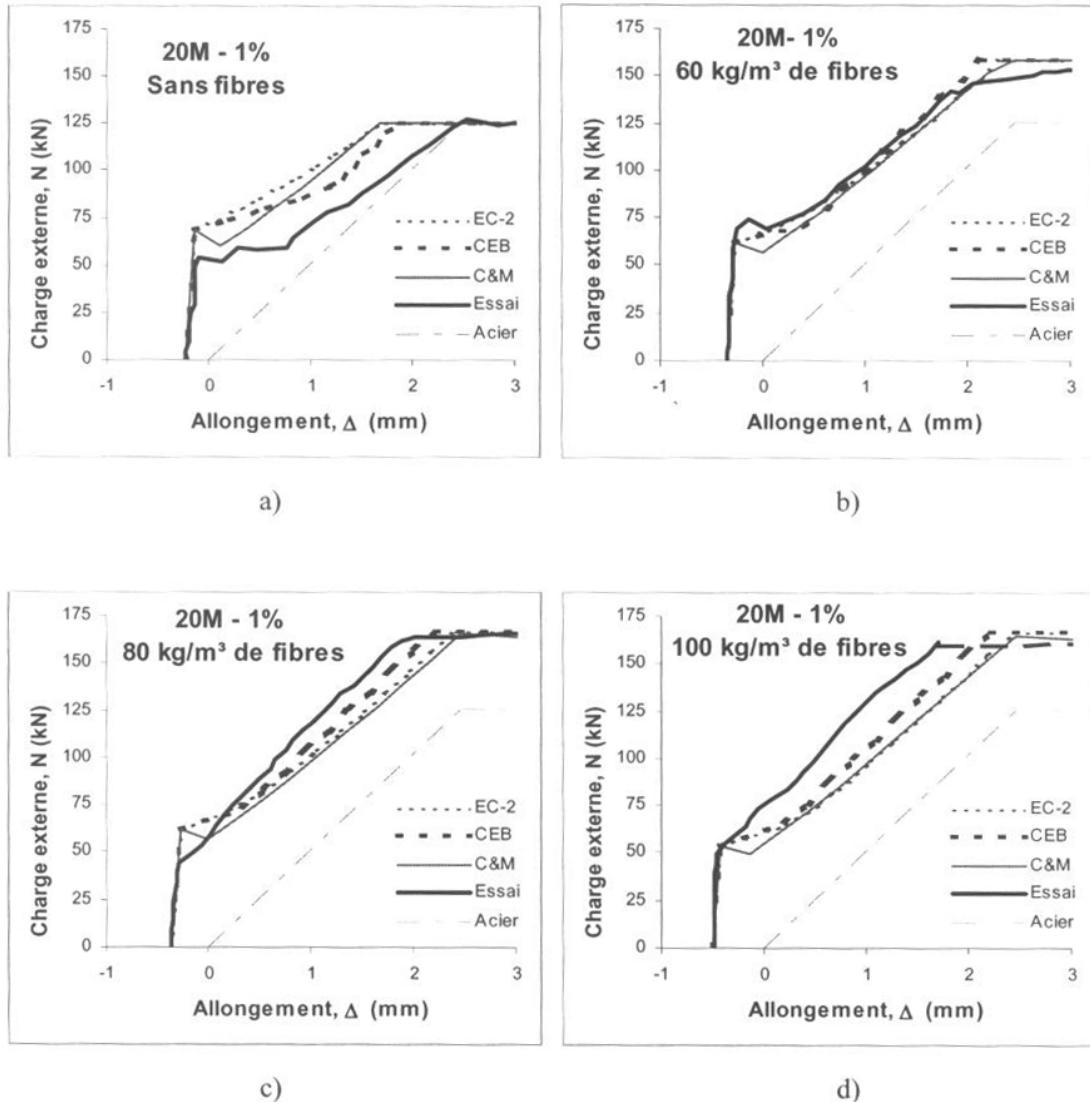
### 2.3.6 Comparaison des modèles adaptés

Les trois modèles exposés aux sous-sections précédentes ont été vérifiés à l'aide d'essais en laboratoires (Moffatt, 2001). Cette section compare la performance de ces équations à reproduire les résultats expérimentaux et tente de déterminer quel modèle est le plus adéquat.

Les courbes des Figures 2.22 et 2.23 démontrent que les courbes théoriques donnent, pour des dosages de  $60 \text{ kg/m}^3$  et  $80 \text{ kg/m}^3$ , des résultats similaires et assez fidèles à la réalité. Toutefois, pour des dosages de  $100 \text{ kg/m}^3$ , les courbes théoriques tendent à sous-estimer l'effet du raidissement en traction. Moffatt (2001) explique cette sous-estimation par l'augmentation du nombre de fissures et par leurs plus petites ouvertures. Pour ce qui est des bétons sans fibre, les modèles donnent des résultats qui ne tiennent pas compte de la perte du raidissement due aux fissures longitudinales provoquant une surestimation de la capacité des tirants. Il est à noter que ces fissures longitudinales ne sont pas présentes pour les bétons fibrés (Abrishami et al., 1997).



**Figure 2.22 : Résultats théoriques versus expérimentaux des spécimens armés d'une 15M (Moffatt, 2001)**



**Figure 2.23 : Résultats théoriques versus expérimentaux des spécimens armés d'une 20M (Moffatt, 2001)**

Étant donné que les trois modèles donnent des résultats similaires et valides, il est difficile de préférer un modèle à un autre en se basant sur la justesse des résultats. Toutefois, dû à sa facilité de calcul, nous privilégions le modèle adapté de Collins et Mitchell.

## 2.4 NORMALISATION DU RAIDISSEMENT EN TRACTION

Il existe certaines normes en Europe qui visent à encadrer le calcul de membrures de béton fibré à ultra-haute performance (BFUP). Entre autres, des équations ont été proposées par le AFGC-

Setra (2002) afin de caractériser l'apport des fibres à la résistance du béton selon leur orientation. Ce paramètre ayant un impact non négligeable sur le raidissement en traction, cette section présentera l'équation proposée par cet organisme.

#### 2.4.1 Équations de correction proposées par l'AFGC-Setra

Afin de tenir compte de l'orientation des fibres dans le calcul des éléments en béton fibré, l'AFGC-Setra (2002) propose d'utiliser un coefficient d'orientation  $1/K$ . Ce coefficient a pour but de « couvrir la disparité réelle d'orientation des fibres due à la mise en œuvre » du béton (AFGC-Setra, 2002). En d'autres mots, il agit un peu à titre de coefficient de sécurité servant à palier la mauvaise orientation des fibres en abaissant la charge que peut reprendre le BFUP une fois fissuré. En l'absence d'essais de caractérisation, le coefficient  $K$  peut se définir en première approche selon les valeurs suivantes:

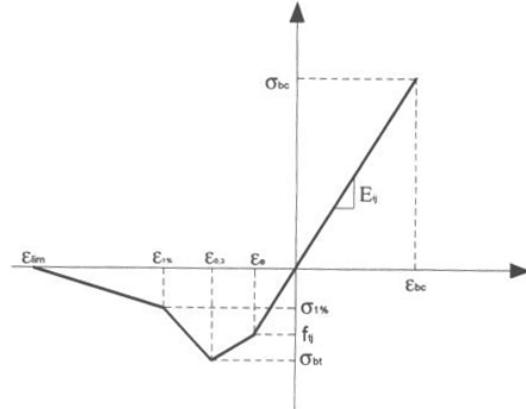
$K = 1.25$  pour l'ensemble des sollicitations en dehors des effets locaux

$K = 1.75$  pour les effets locaux

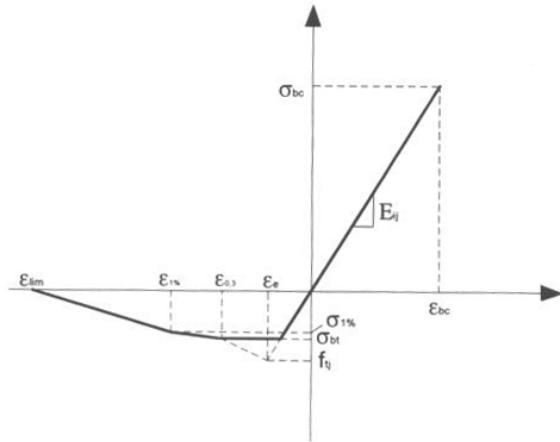
où les effets locaux s'appliquent pour les phénomènes de diffusion de première régularisation (surface et éclatement), pour l'effet de tirant des bielles (en l'absence d'armature) et dans les cas de dimensions réduites d'appareils d'appuis. Les effets de diffusions générales s'appliquent aux zones de matériau de dimensions égales à la taille des pièces étudiées.

L'établissement de la loi de comportement simplifiée des BFUP tel que suggéré par l'AFGC-Setra (2002) se fait selon la Figure 2.24.

- Loi écrouissante - *Strain hardening law* :



- Loi adoucissante - *Strain softening law* :



avec :

$$\bullet \quad \varepsilon_e = \frac{f_{tj}}{E_{ij}}$$

$$\bullet \quad \varepsilon_{0.3} = \frac{w_{0.3}}{l_c} + \frac{f_{tj}}{E_{ij}}, \text{ avec } w_{0.3} = 0.3 \text{ mm}$$

where :

$$\bullet \quad \varepsilon_e = \frac{f_{tj}}{E_{ij}}$$

$$\bullet \quad \varepsilon_{0.3} = \frac{w_{0.3}}{l_c} + \frac{f_{tj}}{E_{ij}}, \text{ with } w_{0.3} = 0.3 \text{ mm}$$

**Figure 2.24 : Définition d'une loi de comportement simplifiée tel que suggérée par l'AFGC-Setra (2002)**

Les différentes valeurs présentes sur les graphiques présentés ci-dessus sont déterminées à partir des équations suivantes.

$$(2.42) \quad \sigma_{bt} = \frac{\sigma(w_{0.3})}{K}$$

$$(2.43) \quad \sigma_{1\%} = \frac{\sigma(w_{1\%})}{K}$$

$$(2.44) \quad \varepsilon_{1\%} = \frac{w_{1\%}}{l_c} + \frac{f_t}{E_c}, \text{ avec } w_{1\%} = 0.01H$$

$$(2.45) \quad \varepsilon_{\text{lim}} = \frac{l_f}{4l_c}$$

$$(2.46) \quad \sigma_{bc} = 0.6 \cdot f'_c$$

où  $\sigma(w)$  est la courbe intrinsèque caractéristique du matériau,  $\sigma_{bt}$  est la contrainte maximale en traction considérée dans la loi simplifiée,  $\sigma_{bc}$  est la contrainte maximale en compression considérée dans la loi simplifiée,  $f'_c$  est la résistance en compression du béton,  $f_t$  est la contrainte de fissuration du béton,  $w$  est l'ouverture de fissure,  $H$  est la hauteur du prisme d'essai de flexion associé aux dimensions de la structure,  $l_f$  est la longueur d'une fibre,  $l_c$  est la longueur caractéristique ( $2/3H$  dans le cas général) et  $\varepsilon$  est la déformation du béton.

## CHAPITRE 3

### ESSAIS DE TRACTION DIRECTE

#### 3.1 INTRODUCTION

Afin de modéliser adéquatement le béton à l'aide de logiciels d'éléments finis, il est essentiel de bien connaître les lois de comportement en traction se rattachant à ce matériau. En effet, ces lois permettent de reproduire le comportement du béton une fois la contrainte à la fissuration atteinte. Bien que des modèles de calculs tentant de reproduire ces lois existent déjà, leur efficacité à bien reproduire les nouvelles gammes de BRF et BFUP120 reste à démontrer.

Le présent chapitre a pour objectif de caractériser le comportement en traction de différentes gammes de béton et de vérifier l'influence des fibres et du taux de renforcement sur ce comportement. Pour ce faire, un essai de traction directe adapté au BRF et au BFUP120 comportant de l'armature d'acier sera développé. Par la suite, les résultats seront analysés et comparés à différents modèles de calculs.

#### 3.2 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

##### 3.2.1 Objectifs

Cette partie du projet de recherche doit permettre de caractériser le comportement en traction de nouvelles gammes de béton et permettre de définir l'influence des fibres et du taux de

renforcement sur ce comportement. De plus, l'efficacité des différents modèles de raidissement en traction existant pour les nouvelles gammes de béton doit être vérifiée.

### 3.2.2 Présentation des spécimens

Afin d'étudier le raidissement en traction, trois types de béton ont été choisis, soit un béton haute performance 50 MPa (BHP50), un béton renforcé de fibres 50 MPa (BRF50) et un béton fibré à ultra haute performance de 120 MPa (BFUP120). De plus, chaque type de mélange comporte des spécimens présentant un taux de renforcement de 0 %, 1,4 % et 2,8 %. Également, des spécimens présentant une armature protégée par tuyau de PVC empêchant l'adhérence au béton permettent de calculer le retrait retenu selon le principe expliqué à la section 3.6. Ces essais de retrait portent, dans ce mémoire, le nom de « Bischoff ». Finalement, des spécimens supplémentaires sans armature ont été coulés afin de servir de référence à la caractérisation du retrait. Le Tableau 3.1 présente les spécimens.

**Tableau 3.1 : Caractéristiques des spécimens pour un type de béton**

Essai	Renforcement (%)	Nombre
Traction	0.0	2
Traction	1.4	3
Traction	2.8	2
Bischoff	1.4	1
Bischoff	2.8	1
Retrait	0.0	2

Nous avons sélectionné ces trois types de béton puisque leur comportement anticipé en traction varie beaucoup d'un mélange à l'autre. En effet, pour les spécimens non armés, le BHP50 devrait normalement présenter une rupture fragile alors que les deux autres mélanges (BRF50 et BFUP120) devraient plutôt présenter un comportement ductile. De plus, le BFUP120 devrait présenter, suite à la fissuration, un comportement écrouissant puis un comportement adoucissant, alors que le BRF devrait seulement présenter un comportement adoucissant (Denarie, 2004).

Également, à l'exception de la présence de fibres, les mélanges de BHP50 et de BRF50 sont identiques. Ceci devrait nous permettre de comparer directement l'influence des fibres dans le raidissement en traction.

En ce qui concerne le retrait, l'instrumentation de points DEMEC sur les spécimens non armés permet de mesurer le retrait libre. Les résultats obtenus de ces lectures permettront de s'assurer de la validité des résultats des essais « Bischoff ».

### **3.3 CONCEPTION DES SPÉCIMENS**

Afin d'éviter les problèmes associés aux essais de traction présentés à la section 2.1, soit la plastification de l'armature à l'extérieur du spécimen ou encore les montages relativement complexes, un nouvel essai de traction directe a été développé. Cet essai doit permettre une manipulation aisée des spécimens ainsi que permettre au spécimen d'atteindre sa pleine capacité.

Le système de serrage de la presse Instron du laboratoire de structures de la Polytechnique de Montréal utilise des mors d'acier permettant de retenir le spécimen en étau et ainsi appliquer la force de traction directement sur le béton. Ceci nous permet de créer des spécimens simples, où l'armature peut développer pleinement sa capacité et ce, pour n'importe quel type de béton.

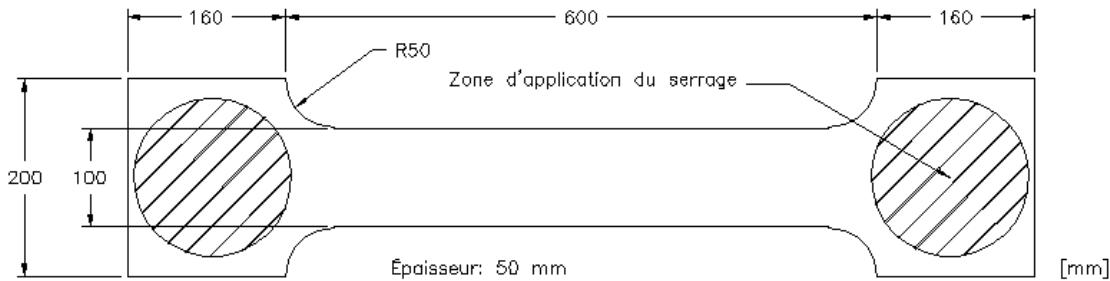
#### **3.3.1 Choix de la forme des spécimens**

Le spécimen utilisé doit permettre aux mâchoires de la presse Instron de développer une pression suffisante pour empêcher le glissement de la pièce tout en s'assurant que les fissures ne surviennent pas là où la pression de serrage est appliquée. Il faut donc avoir une section centrale plus petite afin de forcer la rupture à cet endroit. De plus, une section centrale aux dimensions plus faibles permet une meilleure instrumentation du spécimen puisque nous sommes certains de couvrir la zone de fissuration.

Toutefois, une brusque diminution de section présente un problème de concentration de contrainte dû au changement soudain de rigidité. Les travaux de Bastien-Masse (2008) ont permis de déterminer que des congés arrondis d'un rayon de 50 mm sont suffisants pour le passage d'une

section d'une largeur de 100 mm vers une section d'une largeur de 200 mm pour une épaisseur de 50 mm.

Les spécimens choisis ont donc une section pour le serrage de 200 mm x 160 mm, une section ayant des congés arrondis d'un rayon de 50 mm et une section centrale ayant une largeur de 100 mm. L'épaisseur totale des spécimens est de 50 mm. La Figure 3.1 illustre les dimensions des spécimens de traction directe.



**Figure 3.1 : Dimensions des spécimens de tractions directes**

### 3.3.2 Choix de la longueur des spécimens

Une fois la forme et les dimensions des sections connues, il faut déterminer la longueur de la section réduite. Le paramètre permettant d'effectuer le choix de la longueur est le nombre de fissures recherchées. Nous avons déterminé qu'un minimum de trois fissures permet de mesurer la distance moyenne entre les fissures. Afin de calculer la longueur requise, l'Eurocode 1991 suggère l'équation suivante :

$$(3.1) \quad s_m = 50 + \kappa_1 \kappa_2 \frac{d_b}{4\rho_r}$$

où  $d_b$  = diamètre des barres (mm)

$\kappa_1$  = facteur d'adhérence;

= 0,8 pour les barres crénelées;

= 1,6 pour les barres lisses

$\kappa_2$  = facteur d'adhérence;

= 1,0 pour les sections sollicitées en traction pure;

= 0,5 pour les sections en flexion pure;

La valeur de  $\rho_r$  est obtenue de l'équation suivante :

$$(3.2) \quad \rho_r = \frac{A_s}{A_{cef}}$$

Où  $A_{cef}$  est l'aire effective du béton qui correspond à la section influencée par la présence de l'acier d'armature et  $A_s$  est l'aire de l'acier d'armature. Le paramètre  $A_{cef}$  peut être déterminé à l'aide de la Figure 3.2.

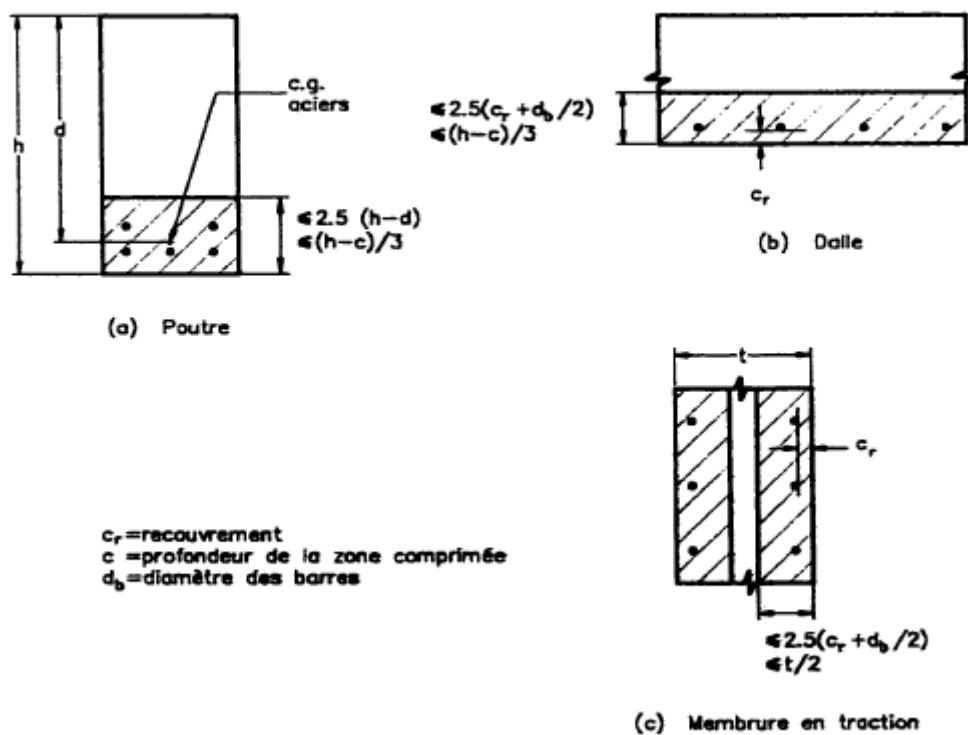


Figure 3.2 : Calcul de l'aire effective de béton (Moffatt, 2001)

Nous avons déterminé qu'avec une armature crénelée américaine #3 et une section de 50 mm x 100 mm, la distance entre deux fissures est de 117 mm. Nous avons arrondi cette valeur à 125

mm et l'avons multipliée par quatre pour tenir compte de l'espace maximal pour développer trois fissures. Nous avons donc calculé une longueur totale de 500 mm. Les spécimens utilisés ont donc les dimensions illustrées à la Figure 3.1.

### **3.3.3 Choix de l'armature pour les spécimens**

Puisque l'aire de la section testée est petite et que nous désirons des taux de renforcement représentatifs de la réalité, nous avons opté pour l'utilisation de barres #3 américaines. Ces barres ont une aire sectionnelle de  $71 \text{ mm}^2$ , ce qui nous permet d'avoir des taux de renforcement de 1,4 % pour une barre et 2,8 % pour deux barres d'armature.

Également, les barres utilisées doivent être de grade W (soudable) afin d'avoir un plateau plastique bien défini. Ce plateau nous permet, lors des tests de traction sur les spécimens de béton armé, de déterminer avec facilité le moment où l'armature plastifie.

## **3.4 FABRICATION DES SPÉCIMENS**

### **3.4.1 Fabrication des coffrages**

Les coffrages ont été construits avec du bois de type ingénierie. Les spécimens devant être parfaitement droits afin d'éviter d'induire de la torsion ou de la flexion lors des essais, des raidisseurs ont été ajoutés sous les coffrages afin d'assurer une parfaite horizontalité. Les congés arrondis ont été fabriqués à l'aide de styromousse. Ces derniers ont été vissés aux parois du coffrage afin d'assurer leur immobilité lors de la coulée. Finalement, puisqu'il faut éviter autant que possible les imperfections, l'armature est maintenue en place grâce à des trous perforés à même le coffrage. Ainsi, lorsque coupée, l'armature a une longueur totale de 930 mm et vient s'encastrer à l'intérieur des trous pratiqués dans les parois aux extrémités du coffrage. Une fois décoffré, l'excédent d'armature peut être coupé à l'aide d'une meuleuse d'angle. Les plans des coffrages sont présentés à la Figure 3.3. Les coffrages terminés sont montrés à la Figure 3.4.

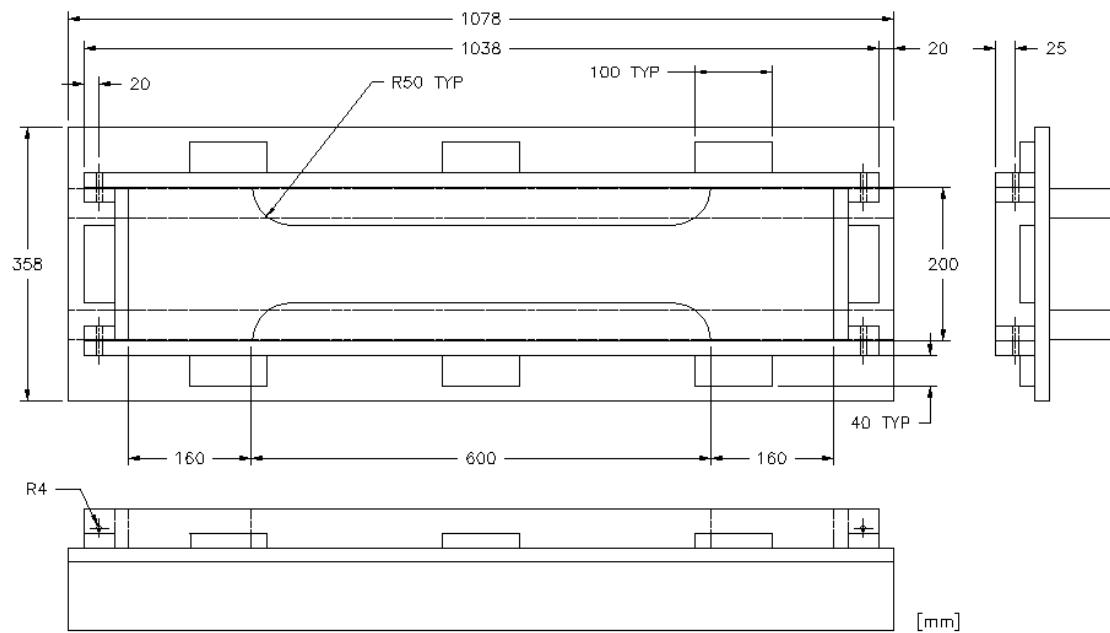


Figure 3.3 : Plans des coffrages pour les spécimens de traction uniaxiale

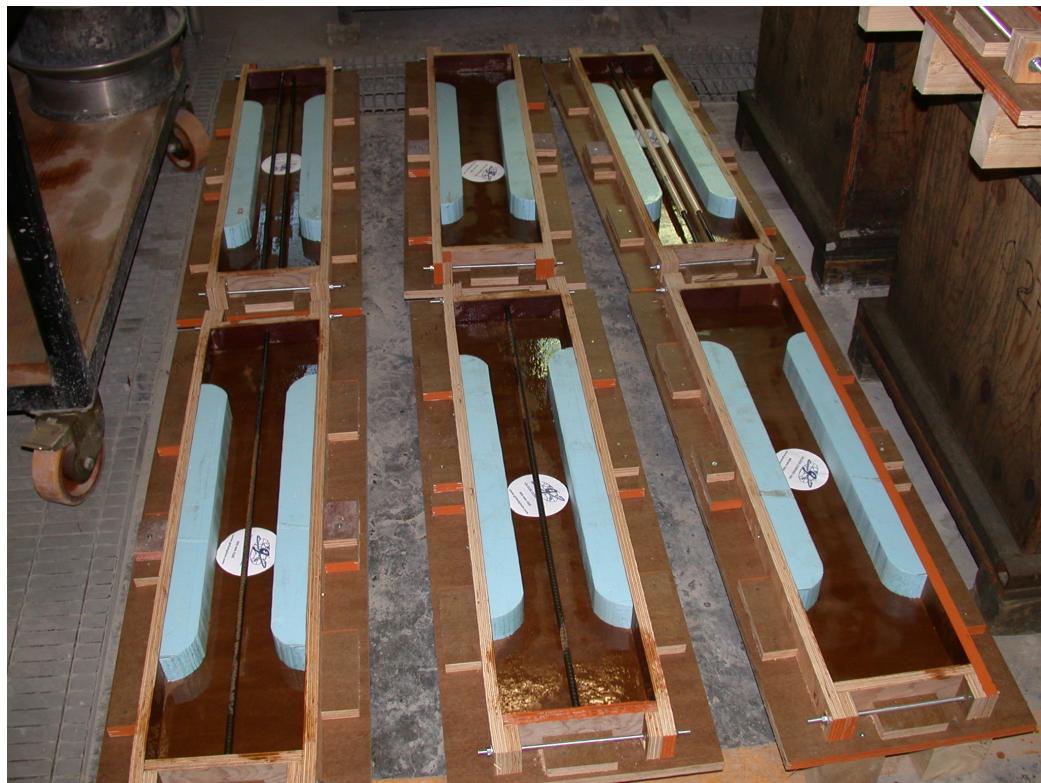


Figure 3.4 : Coffrages utilisés pour les spécimens de traction uniaxiale

### 3.4.2 Fabrication des spécimens Bischoff

Les spécimens de « Bischoff » sont identiques, en dimensions, aux autres spécimens de traction uniaxiale. Toutefois, ces spécimens ont un tuyau de PVC qui recouvre l'armature sur une longueur de 600mm, soit la distance correspondant à la section réduite du spécimen en incluant les congés arrondis. Le tuyau de PVC doit avoir un faible diamètre afin d'éviter de réduire l'aire de la section de béton. Pour nos essais, le diamètre du tuyau de PVC mesurait 12,2 mm. La Figure 3.5 présente le coffrage d'un spécimen « Bischoff ».



**Figure 3.5 : Coffrage d'un spécimen « Bischoff »**

### 3.4.3 Mélanges et mise en place du béton

Trois types de béton ont été utilisés dans la fabrication des spécimens de traction : le BHP50, le BRF50 et le BFUP120. Les dosages utilisés, ainsi que les propriétés mécaniques mesurées à 28 jours pour les trois types de bétons sont présentés au Tableau 3.2.

**Tableau 3.2 : Compositions et propriétés mécaniques des bétons**

Constituant	Quantité (kg/m <sup>3</sup> )		
	BHP50	BRF50	BFUP120
Ciment	550	550	1007
Fumée de silice	-	-	252
Superplastifiant	6.7	7.3	46
Sable	817	807	604
Pierre	681	673	-
Fibres	-	80	312
Eau	233	232	225
Eau/Ciment (massique)	0.43	0.43	0.25
Sable/Ciment (massique)	1.49	1.47	0.6
Sable/Granulat (massique)	1.20	1.20	-
Pourcentage volumique des fibres (%)	-	1	4
Masse volumique du mélange (kg/m <sup>3</sup> )	2377	2404	2438
Teneur en air (%)	2.2	1.4	4.3
Étalement (mm)	490	280	740
Affaissement (mm)	-	180	-
Température (°C)	23	26.5	29
<i>f'c</i> à 28 jours (MPa)	54.8	46.9	121
<i>Ec</i> à 28 jours (MPa)	29 698	30 151	37 921
Coefficient de Poisson à 28 jours	0.238	0.219	0.238
<i>f'_c</i> à 44 jours (MPa)*	-	-	121
<i>E_c</i> à 44 jours (MPa)*	-	-	38 366
Coefficient de Poisson à 44 jours*	-	-	0.217

\* Les spécimens de traction de BFUP120 ont été testés au jour 44.

Lors de la mise en place du BHP50 et du BRF50, chaque coffrage a été vibré sur table vibrante pendant 15 secondes. Également, des coups de marteau ont été portés sur les côtés des coffrages afin de s'assurer de la bonne mise en place du béton. Il est important de mentionner que le BRF50 a été coulé à l'aide de pelles dans le sens longitudinal afin d'orienter les fibres dans le sens de la contrainte principale (Figure 3.6).

Une fois le béton coulé et vibré, nous avons soigneusement arasé la surface de chaque spécimen de façon à ce qu'elle soit la plus parfaite possible. Des polythènes ont ensuite été placés, pendant les cinq premières heures, de manière à isoler les coffrages de l'air ambiant sans toutefois faire contact avec la surface de béton fraîche. À l'intérieur des polythènes, des bacs d'eau ont été placés de manière à conserver un niveau élevé d'humidité ambiante. Ceci avait pour but d'empêcher l'assèchement des spécimens, tout en s'assurant de protéger la finition de la surface. Les polythènes ont ensuite été déposés directement sur les spécimens pour les 19 heures qui ont suivi.

La coulé des spécimens de BFUP120 différencie un peu de la coulé des deux autres types de bétons. Nous avons coulé ce béton à l'aide de pelles dans le sens longitudinal afin d'orienter les fibres (Figure 3.6). Toutefois, étant donné la nature autoplaçante de ce béton, nous n'avons pas vibré les coffrages. Finalement, nous avons placé des bâches de polythène directement sur les surfaces fraîches des spécimens afin d'éviter l'emprisonnement des bulles d'air (Figure 3.7). En effet, il a été remarqué par Braike (2007) que la surface libre du BFUP120, lorsque laissé en contact avec l'air, sèche rapidement (avant le reste du spécimen) et emprisonne les bulles d'air qui remontent à la surface. Ce phénomène affecte défavorablement les propriétés mécaniques du BFUP120 et peut être prévenu par l'application d'une bâche de plastique sur la surface libre. Cette bâche empêche la surface de sécher rapidement et permet aux bulles d'air de s'échapper.



**Figure 3.6 : Sens de la coulée afin de favoriser l'orientation des fibres lors de la coulée du BFUP120 et du BRF50**



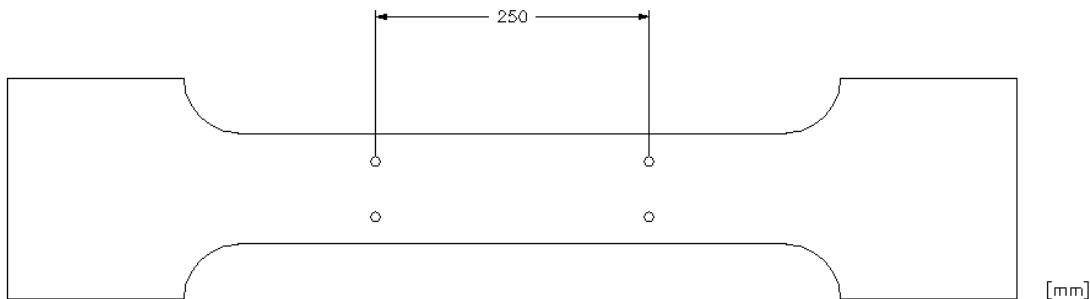
**Figure 3.7 : Utilisation de bâches de polythène afin de prévenir l'emprisonnement de bulles d'air**

Bien qu'il puisse sembler contradictoire d'avoir porté une attention particulière à la finition du BHP50 et du BRF50 alors que la finition du BFUP120 semble négligée, il faut savoir que le BFUP120 a une résistance beaucoup plus élevée. Cette propriété permet de compenser, lors de

l'installation des spécimens dans la presse Instron, à la finition plus grossière de la surface de béton pouvant mener à des efforts locaux non désirés.

### 3.4.4 Cure et retrait

Le béton est décoffré 24 heures suivant sa coulée. Tous les spécimens non armés sont instrumentés de quatre séries de deux points DEMEC (deux séries sur les surfaces supérieures et inférieures) permettant ainsi de réduire l'incertitude sur les résultats. Les points sont espacés de 250 mm précisément et sont positionnés tel qu'ilustré à la Figure 3.8.



**Figure 3.8 : Positionnement des points DEMEC sur les spécimens de béton non armé**

Les spécimens destinés aux essais de traction directe subissent une cure en chambre humide pendant 7 jours alors que les spécimens témoins pour le retrait sont entreposés directement dans une chambre environnementale à température et à humidité contrôlées. La température ambiante de cette chambre est de 24°C et l'humidité relative est de 55 %. Une fois leur cure humide terminée, les spécimens servant aux essais traction directe sont acheminés à la chambre environnementale et y demeurent jusqu'au jour de l'essai. Nous avons procédé ainsi afin d'étudier l'effet de la cure humide sur le retrait.

## 3.5 PROTOCOLE ET MONTAGE EXPÉRIMENTAL

Réaliser un essai de raidissement en traction est relativement simple. Il s'agit d'appliquer une force de traction unidirectionnelle à faible vitesse, afin d'éviter les effets dynamiques d'amplification de charge, et de capter le déplacement du spécimen à l'aide de LVDT. Cette section présente les différents aspects relatifs à la réalisation notre essai de traction direct.

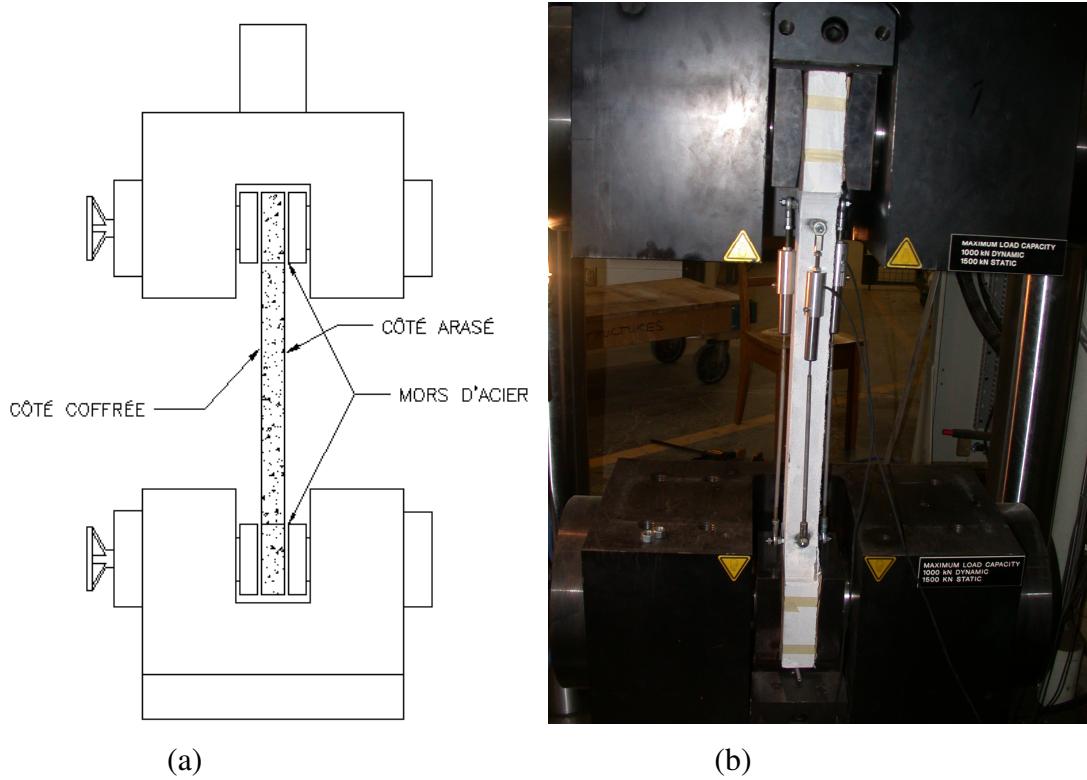
### **3.5.1 Protocole expérimental**

Il faut d'abord installer le spécimen dans la presse et ensuite l'instrumenter. Par la suite, l'application de charge se fait en déplacement contrôlé afin de capter le comportement des spécimens une fois leur charge maximale atteinte. La vitesse de chargement utilisée pour les spécimens est de 0,05 mm/min. Il est possible d'augmenter manuellement cette vitesse à 0,1 mm/min et 0,2 mm/min afin d'accélérer l'essai une fois la charge maximale atteinte. Cette option est particulièrement utile pour les spécimens de BRF50 et de BFUP120 qui ont, une fois la charge maximale atteinte, un comportement ductile permettant de grandes déformations. Les fissures sont notées à l'aide d'un crayon afin d'en augmenter la visibilité. À la fin de l'essai, la distance entre chaque fissure est notée.

Le protocole expérimental détaillé est présenté à l'annexe A.

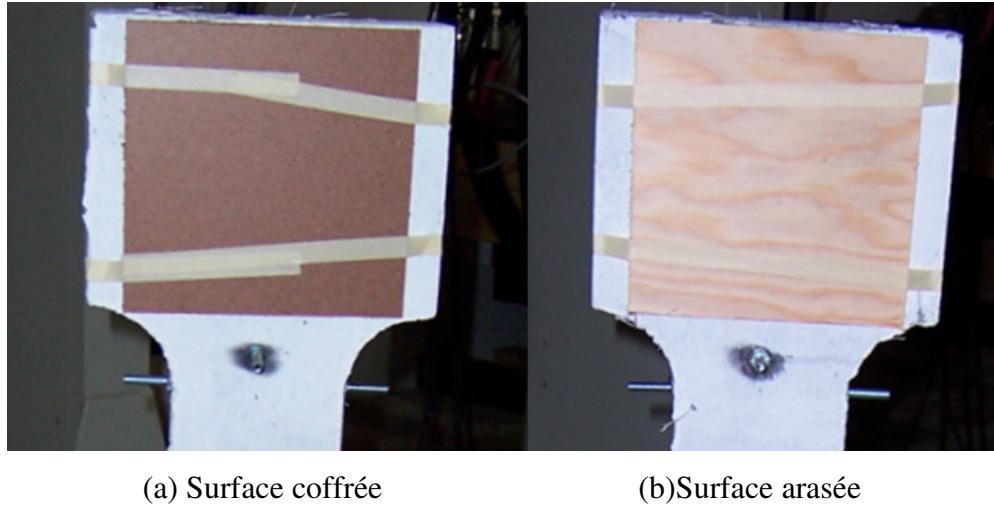
### **3.5.2 Montage expérimental**

Le système de serrage de la presse Instron est constitué de mors d'acier qui permettent de retenir en état les spécimens de béton (Figure 3.9). Étant donné que le béton ne présente pas une surface parfaitement lisse, nous avons utilisé des matériaux d'interface entre le béton et les mors d'acier afin d'assurer une bonne répartition de la contrainte.



**Figure 3.9 : Montage expérimental pour les essais de raidissement en traction**

Nous avons opté pour des plaques de masonite comme interface sur la surface coffrée des spécimens (Figure 3.10a). Ce matériau est assez rigide pour éviter de s'écraser lorsque la pression des mors est appliquée, mais permet tout de même de se déformer afin de palier aux défauts mineurs de la surface coffrée des spécimens. Pour la surface arasée des spécimens, nous avons choisi d'utiliser du bois contreplaqué 1,6 mm d'épaisseur (Figure 3.10b). Ce matériau est moins rigide que le masonite et permet d'épouser les défauts de la surface arasée des spécimens. La contrainte est ainsi appliquée à toute la surface de béton plutôt que d'être concentrée à quelques endroits.



**Figure 3.10 : Matériaux d'interface pour les essais de traction directe**

Le système de serrage de la presse Instron possède des mâchoires actionnées manuellement (côté coffré à la Figure 3.9) et des mâchoires actionnées hydrauliquement (côté arasé à la Figure 3.9). Lors de l'installation des spécimens dans la presse, nous avançons d'abord les mâchoires manuelles. Celles-ci servent alors de butée lorsque les mâchoires hydrauliques sont activées. C'est ce qui explique le choix du masonite pour le côté coffré. En effet, sa grande rigidité empêche le spécimen de béton de se déplacer lorsqu'il est appuyé sur les mâchoires manuelles et que les mâchoires hydrauliques appliquent une pression. Ceci permet alors d'empêcher le développement d'efforts de flexion.

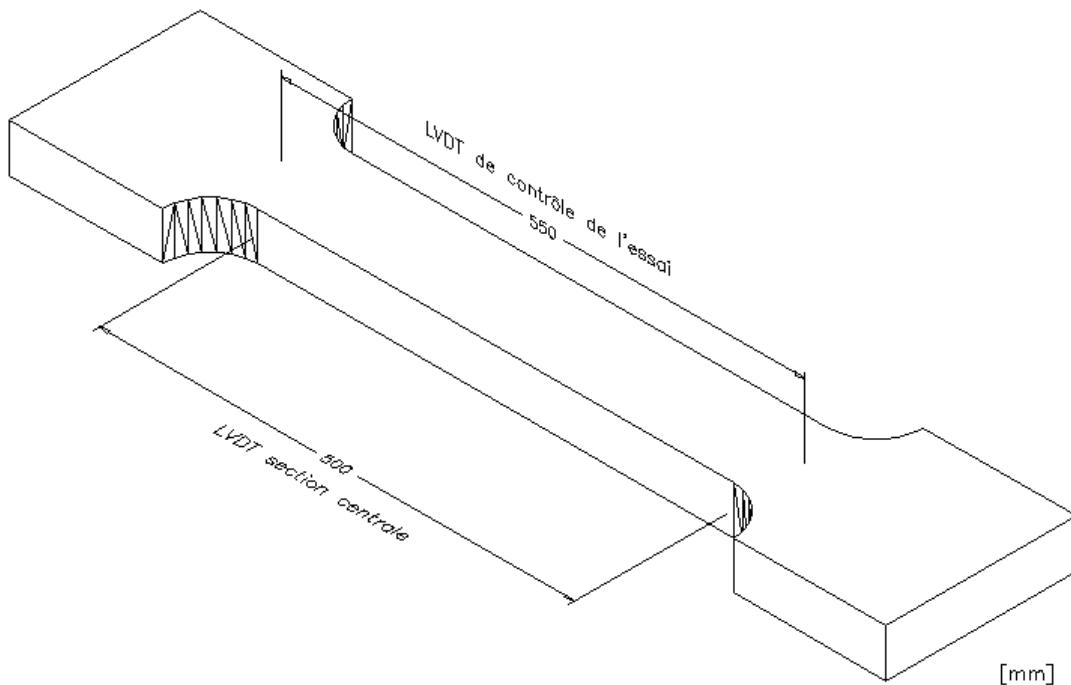
La pression exercée par les mâchoires est de 6,9 MPa. Puisque l'aire du vérin est de 30 449 mm<sup>2</sup>, cette pression équivaut à une force de 210 kN. L'aire des mors d'acier est de 20 106 mm<sup>2</sup>/plaque. La contrainte de serrage appliquée au béton est donc de 10,4 MPa. La valeur de  $f'_c$  la plus faible obtenue lors des tests de caractérisation des bétons est de 46,9 MPa. Le ratio maximal de la contrainte appliquée par les mors par rapport à la résistance du béton est donc de 22,3 %. Puisque l'on considère qu'il faut au moins 40 % de la résistance en compression d'un béton afin de développer de la micro fissuration (Massicotte, 2006), le serrage des spécimens ne les endommage pas.

Il avait été initialement prévu d'effectuer des tests afin de déterminer le coefficient de frottement statique entre les différents matériaux d'interface et le béton. Toutefois, étant donné que la plus

petite pression applicable est 6,9 MPa et que les spécimens atteignaient la rupture avant d'observer un glissement de l'interface, ces coefficients n'ont pas pu être déterminés.

### 3.5.3 Instrumentation

Chaque essai de traction directe comporte quatre LVDT ayant une course de  $\pm 15$  mm. Deux de ces LVDT servent à capter le déplacement de la section étroite du spécimen. Les deux autres LVDT servent à contrôler l'essai en déplacement. Nous avons choisi d'utiliser des LVDT plutôt que le déplacement du vérin de la presse pour contrôler l'essai puisque ces derniers sont beaucoup plus sensibles et permettent un ajustement plus précis de la presse. Les LVDT servant à l'acquisition des données sont espacés de 500 mm. Les LVDT servant au contrôle de l'essai sont quant à eux espacés de 550 mm. Le système d'acquisition effectue cinq lectures par secondes. La Figure 3.11 illustre l'emplacement des LVDT sur les spécimens.



**Figure 3.11 : Localisation des points d'ancrage des LVDT pour les essais de traction directe**

Étant donné que les LVDT ne sont pas assez longs pour couvrir complètement les zones d'intérêts, des rallonges ont été fabriquées. Ces rallonges sont fabriquées de baguettes

d'aluminium dans lesquelles l'extrémité fine des LVDT vient s'insérer. L'autre extrémité des baguettes est rotulée et permet de se fixer à des boulons. Ce sont ces boulons qui sont collés au spécimen. Afin de fixer les LVDT aux spécimens, des supports ont été confectionnés. L'extrémité trapue des LVDT s'insère à l'intérieur de ces supports. Tout comme les baguettes, les supports possèdent une rotule à leur extrémité, permettant de se fixer aux boulons qui, eux, sont collés aux spécimens. La Figure 3.12 illustre l'utilisation d'une telle rallonge.



**Figure 3.12 : Rallonge permettant aux LVDT de couvrir de grandes distances**

### **3.6 CARACTÉRISATION DU RETRAIT SELON LA NORME ASTM C-192**

Nous avons expliqué, à la section 3.4.4, comment les spécimens ont été instrumentés afin de caractériser le retrait selon la norme ASTM C-192. Les résultats associés à ces essais sont présentés et analysés dans cette section.

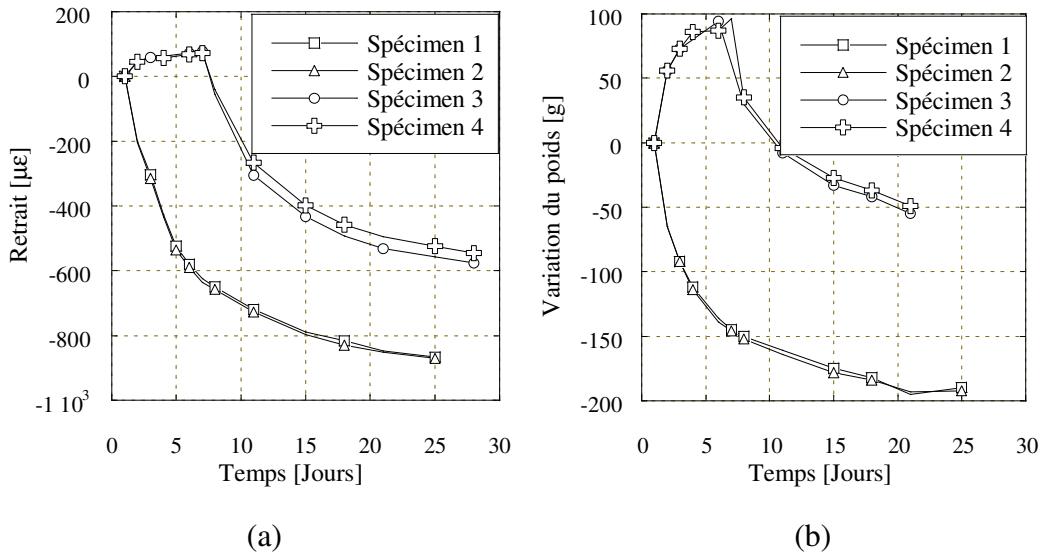
#### **3.6.1 Méthodologie de la lecture du retrait**

Les courbes de retrait ont été obtenues en mesurant le déplacement des quatre séries de points DEMEC collées sur les spécimens non armés (Section 3.4.4). Les mesures ont été prises à tous les jours pour la première semaine, aux deux jours pour la deuxième semaine et aux trois jours pour les deux dernières semaines. Les spécimens ont également été pesés afin d'obtenir la corrélation entre le séchage et le retrait.

Dans la présentation des résultats, les spécimens sont numérotés de 1 à 4. Les spécimens 1 et 2 sont les spécimens qui ont été directement acheminés à la chambre environnementale (humidité relative de 55 %) suite à leur décoffrage. Les spécimens 3 et 4 correspondent aux spécimens ayant subi une cure humide de 7 jours avant d'être entreposés dans la chambre environnementale.

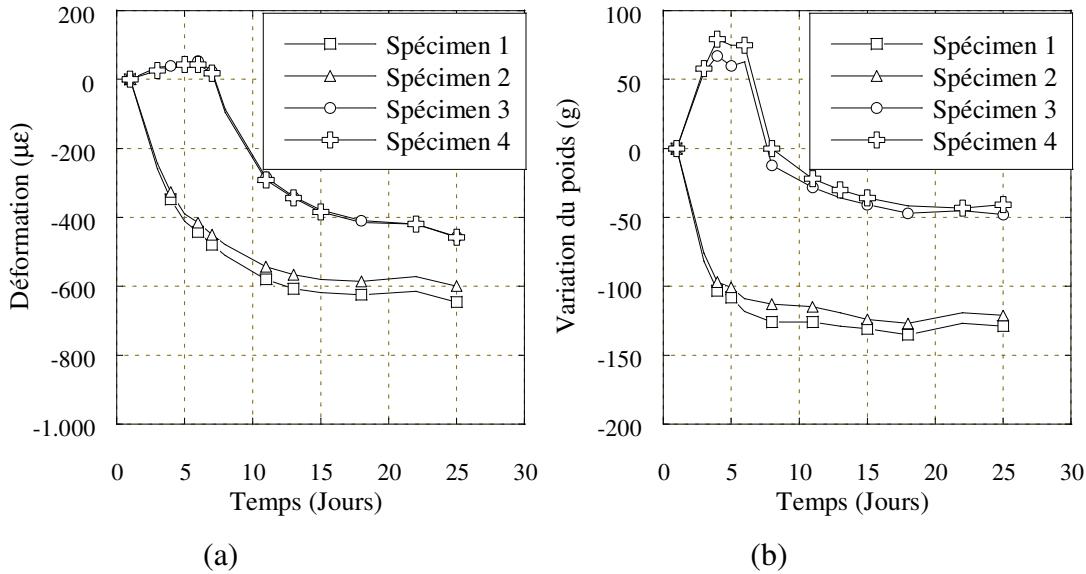
### 3.6.2 Résultats des lectures de retrait

On peut voir à la Figure 3.13a les courbes caractérisant le retrait du BHP50 pour les spécimens non armés ayant subi une cure humide (spécimens 3 et 4) et les spécimens témoins n'ayant pas subi de cure (spécimens 1 et 2). La Figure 3.13b présente la variation du poids des spécimens dans le temps. On remarque immédiatement que les courbes de retrait varient de manière similaire aux courbes de gonflement. On remarque également que les courbes des spécimens 3 et 4 ont une déformation positive lorsqu'ils sont entreposés en chambre humide et que leur courbe tend par la suite vers des valeurs de retrait plus faible que les courbes des spécimens 1 et 2.



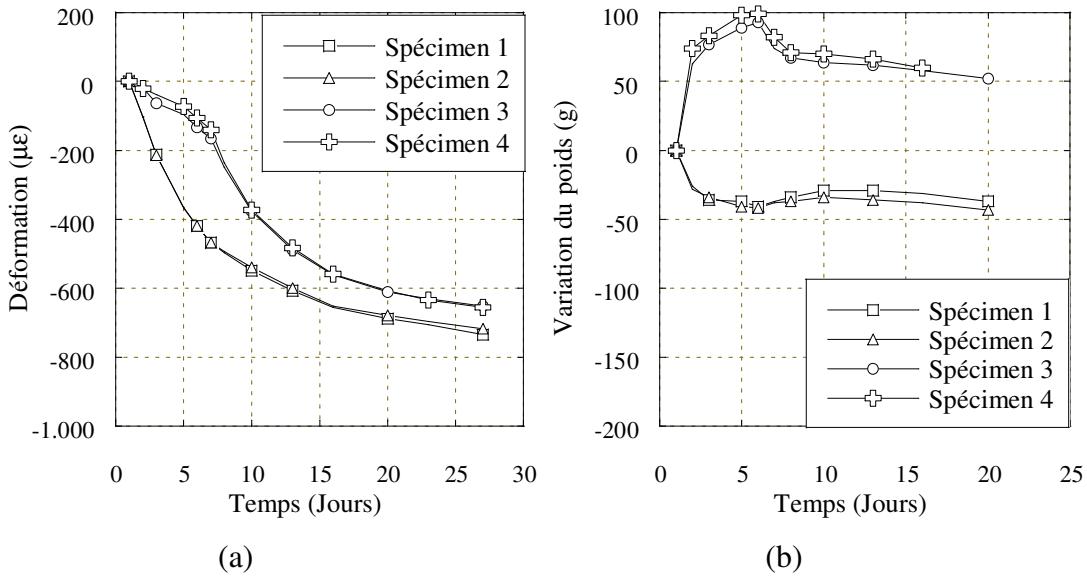
**Figure 3.13 : Variation du retrait dans le temps pour les spécimens de BHP50**

La Figure 3.14a présente les courbes caractérisant le retrait du BRF50 alors que la Figure 3.14b présente la variation du poids des spécimens dans le temps. On remarque encore une fois le comportement similaire entre le retrait et la variation du poids. On voit également que le béton ayant reçu une cure humide subi un retrait moindre que le béton n'ayant pas reçu de cure.



**Figure 3.14 : Variation du retrait dans le temps pour les spécimens de BRF50**

La Figure 3.15 présente la variation du retrait et la variation du poids dans le temps pour les spécimens de BFUP120. Contrairement au BHP50 et au BRF50, on remarque immédiatement que la courbe de variation du poids ne suit pas la même tendance que la courbe de variation du retrait. De plus, les spécimens ayant reçu une cure humide ne subissent pas de gonflement durant les sept premiers jours. Finalement, l'écart du retrait entre les spécimens ayant eu une cure humide et les spécimens n'en ayant pas subi est moins important, pour le BFUP120, que l'écart mesuré pour le BHP50 et le BRF50.



**Figure 3.15 : Variation du retrait dans le temps pour les spécimens de BFUP120**

### 3.6.3 Analyse des résultats de retrait

Le gonflement observé lors des sept premiers jours pour les spécimens 3 et 4 du BHP50 et du BRF50 s'explique par le gonflement dû à l'absorption d'humidité lors de la cure humide. L'absence de gonflement pour le BFUP120 est quant à lui expliquée par la structure d'hydrates ultra-compactes qui rend l'absorption d'humidité beaucoup plus difficile. De plus, la prépondérance du retrait endogène chez les BFUP120 (Denarié, 2004), par rapport au gonflement dû à l'absorption d'eau, fait en sorte que l'on mesure un retrait.

En observant de plus près la courbe de retrait du BRF50, on remarque que celle-ci varie de manière irrégulière à partir du 18<sup>e</sup> jour. Ceci peut s'expliquer par des ennuis techniques éprouvés par la chambre environnementale, alors que l'humidité relative est passée d'une moyenne de 55 % à 72 %. Ceci a causé une absorption d'humidité par les spécimens de BRF50, causant un gonflement qui s'est superposé au retrait. C'est pourquoi, à partir du 18<sup>e</sup> jour, le retrait semble diminuer. Cette absorption d'humidité est d'ailleurs visible sur la courbe de variation de poids (Figure 3.10b).

De plus, on remarque que le retrait du BRF50 est plus faible que le retrait du BHP50. Étant donné que les deux mélanges de béton, mis à part la présence de fibres, sont identiques, on peut conclure que la présence des fibres réduit la valeur du retrait. Cette même observation a d'ailleurs été effectuée par Loukili (1996).

Quant au BFUP120, la différence entre le retrait des spécimens avec cure et sans cure n'est pas aussi importante que la différence entre ces types de retrait pour les autres bétons. Le retrait endogène peut expliquer ce phénomène. En effet, le BFUP120 a une structure très dense et des pores très petits. Puisque les pores sont petits, les dépressions capillaires sont beaucoup plus importantes, augmentant ainsi le retrait endogène (Wittman, 1982). On remarque également qu'à cause des plus petits pores, il y a beaucoup moins de retrait de séchage. La Figure 3.11b nous permet d'ailleurs de voir que le séchage ne joue pas un très grand rôle dans la déformation du BFUP120. En effet, la variation du poids est très faible et sa courbe n'adopte pas la tendance observée pour la courbe de retrait.

Le Tableau 3.3 donne les valeurs de retrait libre ( $\varepsilon_{sh}$ ) à 28 jours pour les trois types de béton. Étant donné que les spécimens qui sont testés en traction ont tous subi une cure humide, la valeur de retrait avec cure est celle qui sera considérée dans les calculs de raidissement en traction à la section 3.7.

**Tableau 3.3 : Retrait libre mesuré pour les différents types de béton à 28 jours**

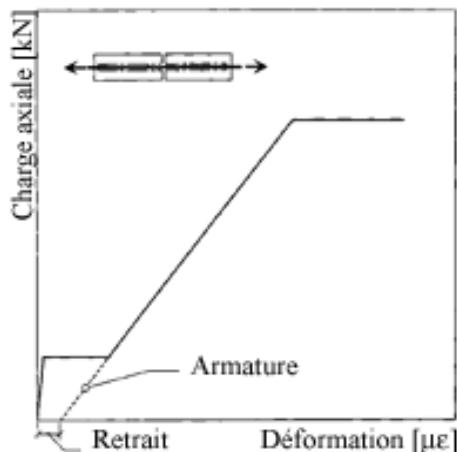
Béton	$\varepsilon_{sh}$ (avec cure) ( $\mu\epsilon$ )	$\varepsilon_{sh}$ (sans cure) ( $\mu\epsilon$ )
BHP50	-561	-882
BRF50	-468	-673
BFUP120	-655	-726

### 3.7 CARACTÉRISATION DU RETRAIT SELON LA MÉTHODE BISCHOFF

Nous avons caractérisé, à la section 3.4.4, le retrait libre à l'aide de points DEMEC. Afin de caractériser le retrait des spécimens armés, nous avons choisi d'utiliser l'approche que propose Bischoff (2003). Les observations ainsi que les courbes de résultats des essais sont présentées à l'annexe B. Le principe de calcul de cette méthode, de même que la présentation des résultats, sont présentés ci-dessous.

#### 3.7.1 Principe du calcul du retrait selon la méthode Bischoff

Afin de caractériser rapidement et avec précision le retrait dans les spécimens de béton armé, Bischoff (2003) a proposé une méthode rapide où l'armature est protégée par un tuyau de PVC, empêchant la liaison de la barre avec le béton. Lorsque la première fissure survient, durant un essai de traction, la barre d'armature, qui n'est pas liée au béton, reprend entièrement la charge pour un béton armé sans fibre. La courbe force-déformation devient alors celle de l'acier. Afin de quantifier le retrait, il suffit de lire le décalage de la courbe de l'armature seule lorsque la charge axiale est nulle. La Figure 3.16 présente la courbe typique d'un essai de Bischoff.



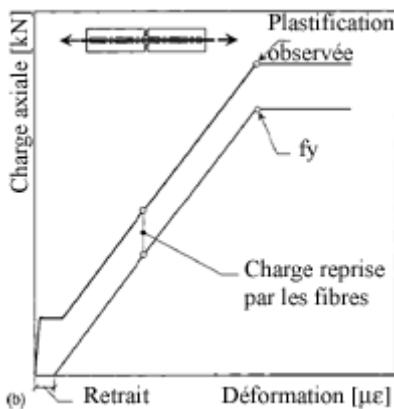
**Figure 3.16 :** Courbe force-déformation idéalisée d'un essai Bischoff pour un spécimen de béton armé sans fibre (Bischoff, 2003)

Lorsque le béton armé comporte des fibres, le graphique présenté à la Figure 3.16 ne s'applique plus. En effet, bien que l'armature ne soit pas liée au béton, les fibres présentes à l'endroit de la fissure contribuent à la reprise de la charge. La courbe obtenue suite à la fissuration n'est donc

plus celle de l'acier seul mais celle de l'acier et des fibres. Il est tout de même possible de quantifier le retrait puisque la plastification de la barre d'armature a lieu à la même déformation que la barre seule. L'équation 3.3 présente le calcul permettant de connaître la valeur de retrait  $\varepsilon_{ci}$  à utiliser à partir des résultats des essais Bischoff. La Figure 3.17 présente la courbe force-déformation typique d'un béton armé renforcé de fibres.

$$(3.3) \quad \varepsilon_{ci} = \varepsilon_{plast\ tirant} - \varepsilon_y$$

$$(3.4) \quad \varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$



**Figure 3.17 : Courbe force-déformation idéalisée d'un essai de Bischoff pour un spécimen de béton armé fibré (Bischoff, 2003)**

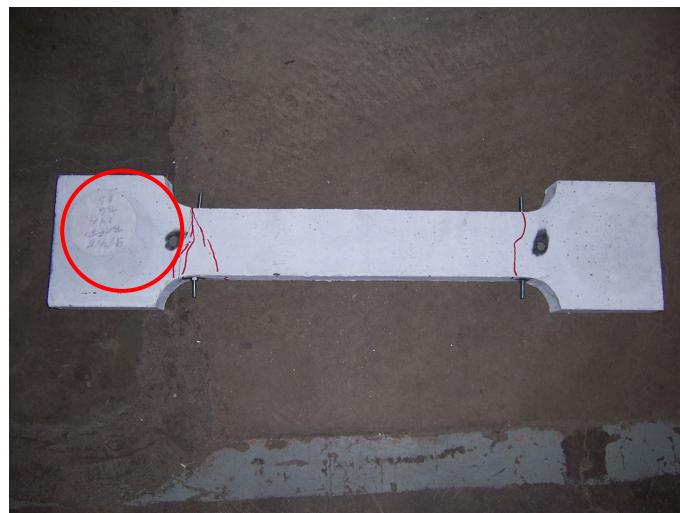
### 3.7.2 Résultats des essais de type Bischoff

Le Tableau 3.4 présente la comparaison des déformations initiales  $\varepsilon_{ci}$  obtenues par la méthode Bischoff et par calcul théorique (équation 2.10).

**Tableau 3.4 : Comparaison des résultats de déformations initiales  $\varepsilon_{ci}$  de Bischoff et théorique**

Béton (-)	Renforcement (%)	Jours depuis la gâchée (jours)	$\varepsilon_{ci}$ (Bischoff) ( $\mu\epsilon$ )	$\varepsilon_{ci}$ (Théorique) ( $\mu\epsilon$ )
BHP50	1.4	28	-	-512
BHP50	2.8	28	-	-470
BRF50	1.4	28	-960	-428
BRF50	2.8	28	-735	-394
BFUP120	1.4	44	-606	-610
BFUP120	2.8	44	-560	-570

Les essais réalisés sur les spécimens de BHP50 n'ont pas permis d'obtenir de résultats. Nous devons donc utiliser les valeurs théoriques afin de caractériser le retrait des spécimens armés. Pour ce qui est du BRF50, nous avons une différence importante entre les résultats des essais et les résultats théoriques. Comme c'était le cas pour le BHP50, il n'est pas impossible que la proximité de la fissure à la limite du tuyau de PVC ait permis au béton lié à l'armature d'influencer l'ouverture de la fissure. La Figure 3.18 et la Figure 3.19 montrent respectivement la fissuration du BRF50 ayant un taux de renforcement de 1,4 % et 2,8 %.



**Figure 3.18 : Fissuration du spécimen de Bischoff BRF50  $\rho = 1,4 \%$**



**Figure 3.19 : Fissuration du spécimen de Bischoff BRF50  $\rho = 2,8 \%$**

Puisque les résultats des spécimens de BRF50 ne sont pas compatibles avec les résultats théoriques et qu'il y a de l'incertitude quant à la validité des résultats, notamment due à l'endommagement du spécimen de 1,4 %, les résultats théoriques seront utilisés pour caractériser le retrait des spécimens armés.

Finalement, les résultats obtenus des spécimens de BFUP120 semblent cohérents avec les résultats théoriques. En effet, la différence entre les différentes valeurs est très faible. De plus, la fissuration pour ces spécimens s'est produite au centre de la section étroite des spécimens (Figure 3.20). Toutefois, étant donné que la localisation précise de la plastification de l'armature sur la courbe force-déformation n'est pas certaine, les valeurs théoriques seront utilisées afin de caractériser le retrait des spécimens armés lors des analyses de résultats de raidissement en traction. De plus, l'utilisation des valeurs théoriques pour le BFUP120 permettra de demeurer constant avec l'utilisation des valeurs théoriques de retrait pour les autres types de béton.



**Figure 3.20 : Fissuration du spécimen de Bischoff BFUP120  $\rho = 1,4 \%$**

### 3.8 CARACTÉRISATION DU COMPORTEMENT EN TRACTION DIRECTE

Lors de la réalisation des essais de traction directe, tous les spécimens ne se sont pas comportés tel que prévu. Certains se sont fissurés lors de leur installation, alors que pour d'autres, les LVDT se sont décollés durant l'essai. Cette section présente les courbes de contribution du béton à la reprise des efforts de traction obtenues de nos essais. Les détails concernant chaque essai sont présentés à l'annexe C. Le nombre de fissure dénombré pour chaque essai est également présenté à l'annexe C au Tableau C.21.

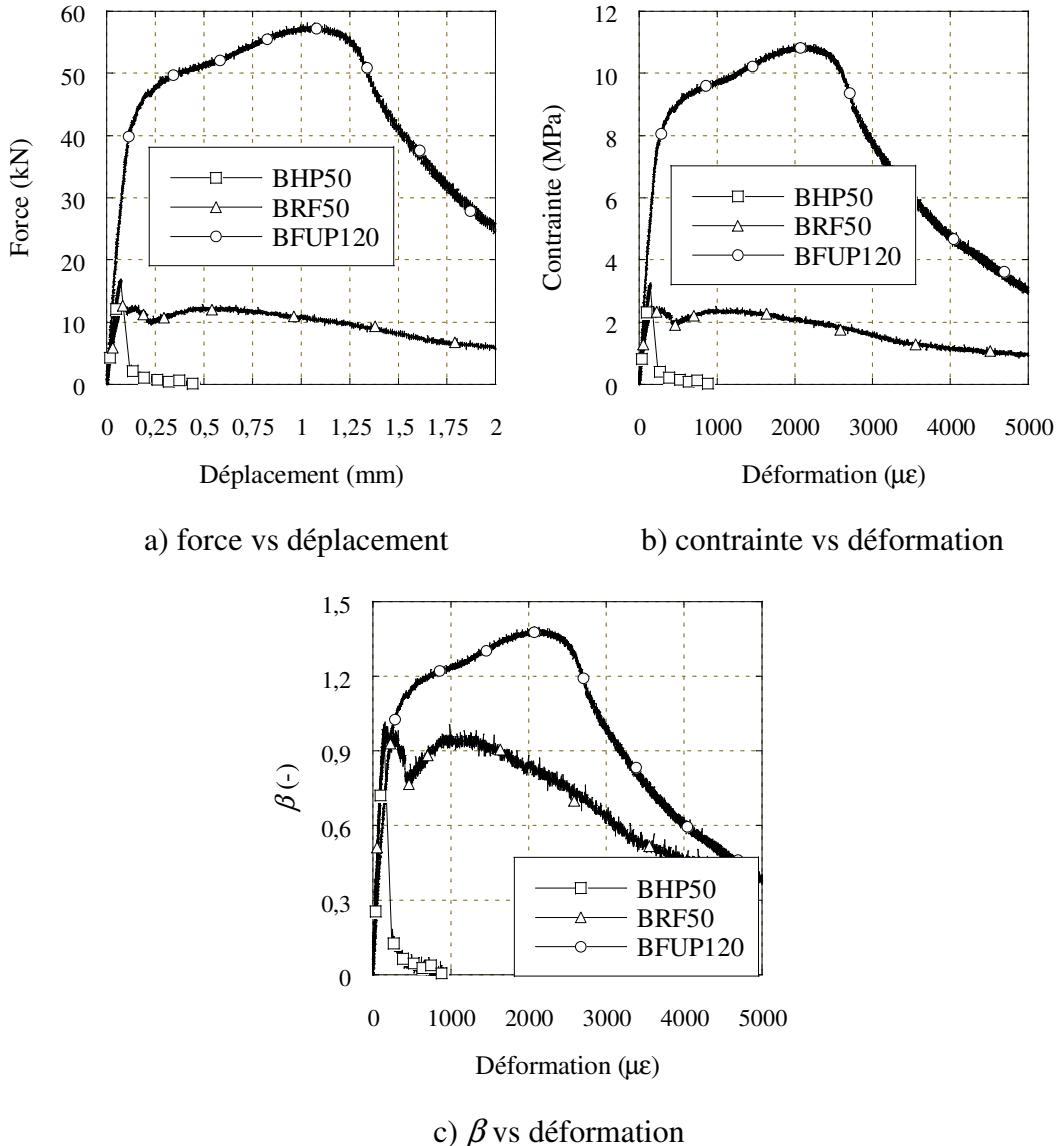
#### 3.8.1 Comportement des bétons non armé

La Figure 3.21 présente les courbes force-déplacement, contrainte-déformation et  $\beta$ -déformation des BHP50, BRF50 et BFUP120 non armé. Nous rappelons que le facteur  $\beta$  est la contrainte de traction post-fissuration normalisée reprise par le béton par rapport à la contrainte de fissuration. L'équation 3.5 résume le calcul de ce facteur. Il est à noter que les spécimens BHP50\_00\_02, BRF50\_00\_01 et BRF50\_00\_02 n'ont pas donné de résultats acceptables, puisqu'ils se sont endommagés lors de leur installation dans la presse. Le spécimen BFUP120\_00\_01 a quant à lui été interrompu en plein milieu de son essai puisque les LVDT se sont décollés. Puisque nous n'avons pas de courbes pour le BRF50, nous avons utilisé une courbe de traction provenant de l'essai de caractérisation de la contrainte de fissuration pour les poutres

de flexion du chapitre 4 (voir l'annexe D pour les essais de caractérisation  $f_t$  des poutres). Ces essais sont identiques à ceux utilisés dans ce chapitre et le mélange de béton est le même.

$$(3.5) \quad \beta = \frac{f_c}{f_t}$$

où  $f_c$  est la résistance en traction du béton et  $f_t$  est la résistance à la fissuration en traction du béton.



**Figure 3.21 : Courbes de comportement des bétons non armé**

### 3.8.2 Comportement des bétons armés – raidissement en traction

L'obtention des courbes de contribution du béton à la reprise de la charge pour les spécimens de béton armé nécessite quelques manipulations des courbes. En effet, le retrait influence de manière non négligeable les résultats et la contribution de l'armature doit être éliminée de manière à ce que seule la contribution du béton demeure. Cette section explique comment les courbes doivent être modifiées et présente les courbes de résultats de la contribution du béton à la reprise de la contrainte issues des essais de traction directe.

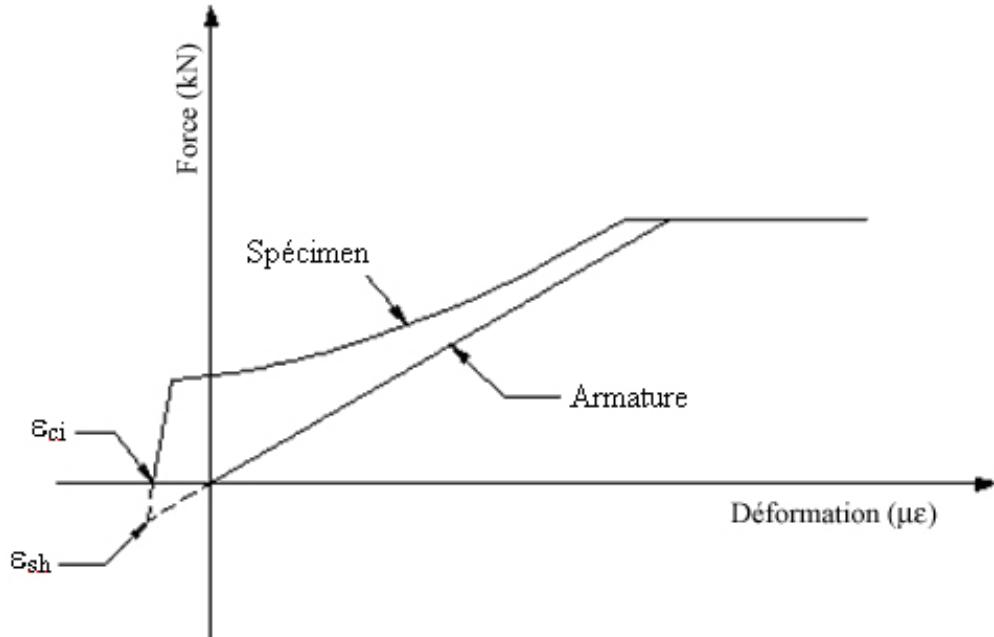
#### 3.8.2.1 Correction pour tenir compte du retrait

Tel qu'expliqué à la section 2.2.1, il est important de tenir compte du retrait lors de l'analyse des résultats de raidissement en traction. Les valeurs utilisées dans cette section sont les valeurs théoriques du Tableau 3.4.

**Tableau 3.5 : Valeurs de déformation initiale utilisées afin de corriger les résultats de raidissement en traction**

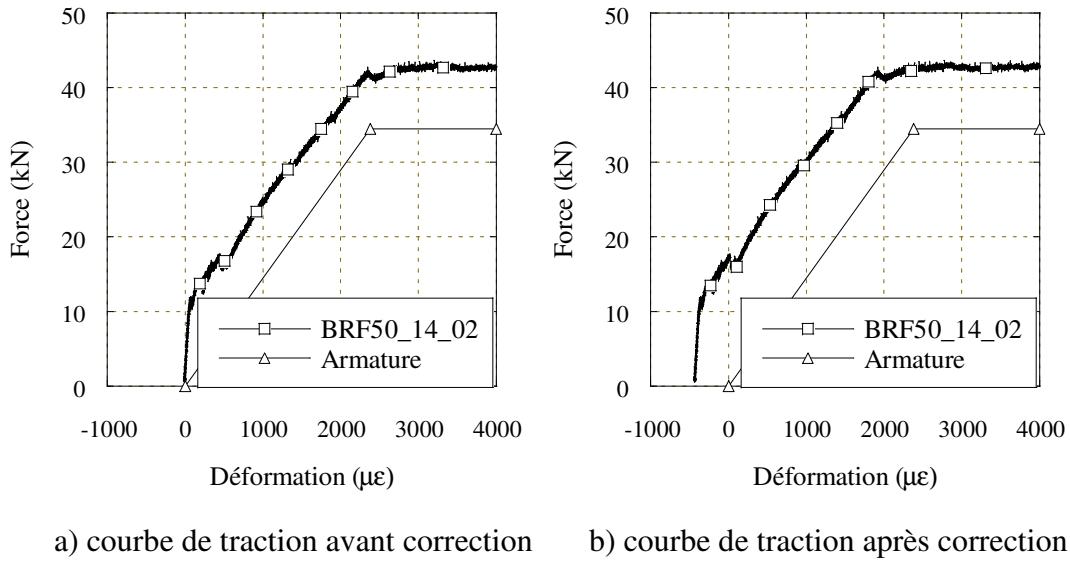
Béton (-)	$\rho$ (%)	Jours depuis la gâchée (Jours)	$\epsilon_{ci}$ ( $\mu\epsilon$ )
BHP50	1.4	28	-512
BHP50	2.8	28	-470
BRF50	1.4	28	-428
BRF50	2.8	28	-394
BFUP120	1.4	44	-610
BFUP120	2.8	44	-570

Afin de corriger les résultats obtenus expérimentalement, Moffatt (2001) et Bischoff (2004) proposent de décaler horizontalement les courbes force-déformation de la valeur de la déformation initiale du béton  $\epsilon_{ci}$ , tel qu'illustré à la Figure 3.22. De cette manière, la contribution de l'acier peut être retirée de manière simple, car la courbe associée passe par l'origine.



**Figure 3.22 : Correction des courbes force-déformation expérimentales pour les essais de raidissement en traction**

La Figure 3.23 donne un exemple de correction pour le retrait. Dans cet exemple, nous utilisons la courbe de traction du spécimen BRF50\_14\_02. La valeur de retrait retenu  $\varepsilon_{ci}$  pour ce spécimen est de  $-428 \mu\epsilon$ . Nous avons donc décalé la courbe d'une valeur de  $-428 \mu\epsilon$ .

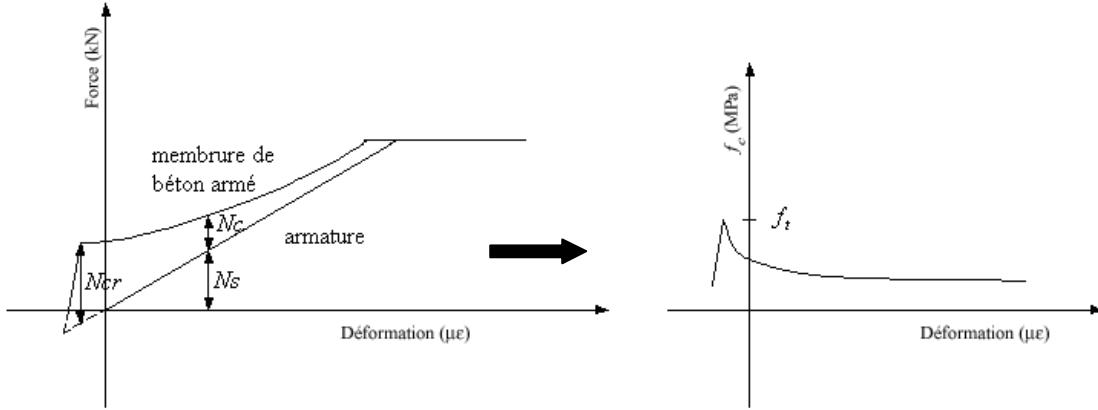


**Figure 3.23 : Correction de la courbe de traction directe du spécimen BRF50\_14\_02 pour tenir compte du retrait**

Les courbes de traction directe corrigées ainsi que les observations faites durant les essais sont présentées à l'annexe C.

### 3.8.2.2 Correction pour retirer la contribution de l'acier

Le raidissement en traction est la capacité du béton à reprendre une partie de l'effort entre deux fissures. Pour obtenir la courbe de l'effort repris par le béton, il suffit de soustraire, de la courbe du spécimen de béton armé en traction, l'effort repris par l'armature (Fields et al., 2004). La Figure 3.24 illustre le passage d'une courbe force-déformation d'une membrure en traction vers une courbe de contrainte reprise par le béton.



**Figure 3.24 : Passage d'une courbe force-déformation pour une membrure de béton armé vers une courbe de contrainte reprise par le béton**

$N_c$ ,  $N_{cr}$  et  $N_s$  représentent respectivement la force reprise par le béton, la force reprise par le béton causant la fissuration et la force reprise par les barres d'armature. Quant à  $f_t$  et  $f_c$  ils représentent respectivement la contrainte de fissuration du béton et la contrainte dans le béton pour une déformation donnée. Les équations suivantes sont utilisées afin d'obtenir la courbe de raidissement en traction.

$$(3.6) \quad N_c = N - N_s$$

$$(3.7) \quad N_c = N - A_s E_s \varepsilon_{cm}$$

$$(3.8) \quad f_c = \frac{N_c}{A_c}$$

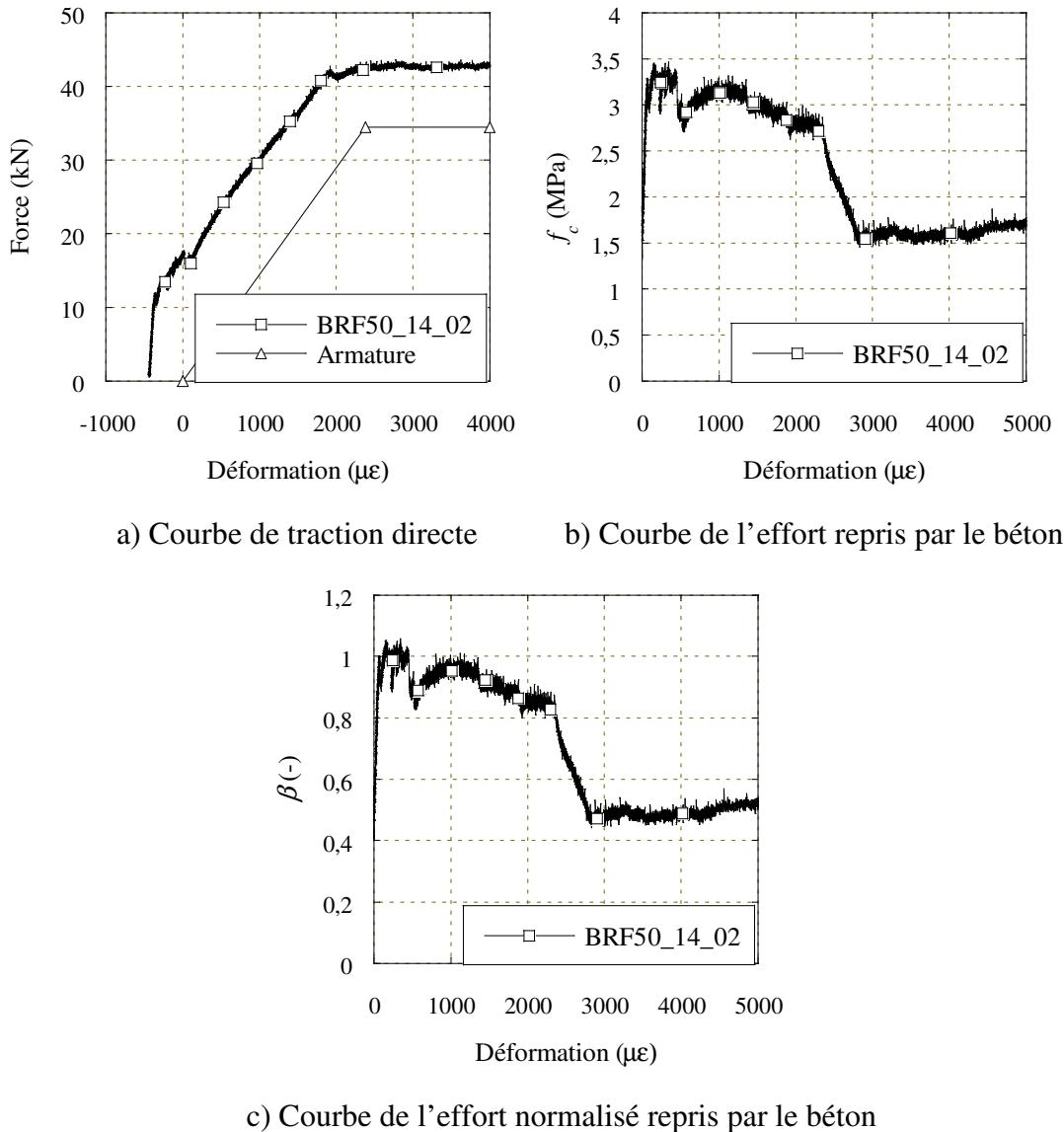
Où  $N$  est la force appliquée au spécimen de béton,  $A_s$  et  $A_c$  sont respectivement l'aire d'armature et de béton,  $E_s$  le module d'armature et  $\varepsilon_{cm}$  est la déformation moyenne du béton.

À cause du retrait, la valeur de  $\varepsilon_{cm}$  à l'équation 3.7 est négative. Ceci fait en sorte que la force initiale dans l'armature est négative, donc en compression. De plus, puisque la force externe est nulle ( $N = 0$ ), la force  $N_c$  initiale est positive. Ainsi, sur le graphique de reprise de l'effort par le béton (graphique de droite de la Figure 3.24), la courbe ne commence pas à 0. Aussi, puisque la courbe de contribution du béton n'est pas influencée par le retrait, nous voulons qu'elle débute à

0 kN pour 0  $\mu\epsilon$ . Puisque le béton n'a toujours pas fissuré, la courbe se trouve toujours dans le domaine élastique. En connaissant le module élastique du béton, il est possible de débuter la courbe de reprise de l'effort par le béton à 0.

Également, étant donné que la valeur de la contrainte de fissuration n'est jamais la même, la valeur de la contrainte reprise par le béton est transformée en facteur de raidissement en traction  $\beta$ . Ceci permet de normaliser les courbes sur une échelle allant de 0 à 1; 0 représentant une contrainte nulle dans le béton et 1 étant la contrainte de fissuration. Ainsi, la courbe de raidissement en traction d'un béton est valide pour n'importe quelle valeur de  $f_t$ . L'équation permettant de calculer le facteur  $\beta$  a été présentée à l'équation 3.5.

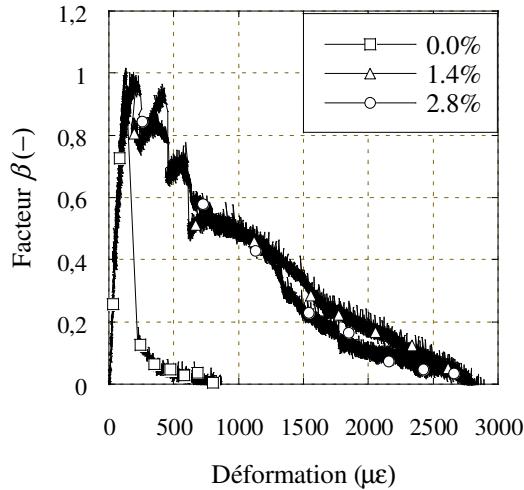
La Figure 3.25 donne un exemple de la correction appliquée au spécimen BRF50\_14\_02 afin de retirer la contribution de l'acier d'armature.



**Figure 3.25 : Correction de la courbe de traction directe du spécimen BRF50\_14\_02 pour venir retirer la contribution de l'acier**

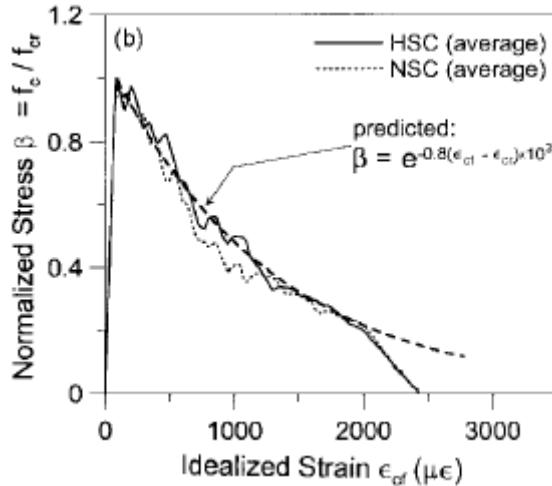
### 3.8.2.3 Résumé des résultats

Maintenant que nous avons vue comment les courbes doivent être corrigées, nous pouvons présenter les résultats des essais de traction directe. La Figure 3.26 présente les courbes normalisées de l'effort repris par le béton en fonction de la déformation pour le BHP50.



**Figure 3.26 : Comparaison des courbes normalisées de raidissement en traction pour le BHP50**

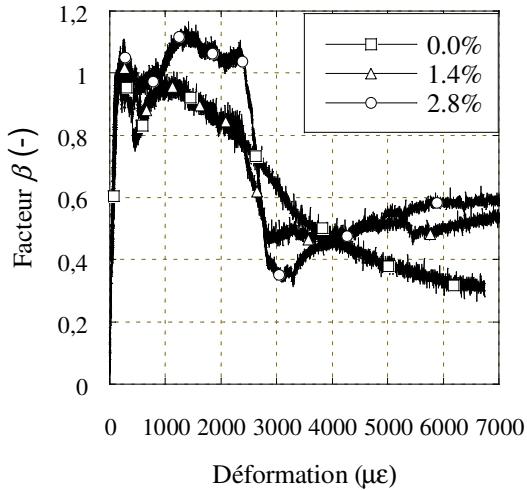
Bien que les courbes des spécimens armés soient très près l'une de l'autre, on observe que la courbe du spécimen ayant un taux de renforcement de 1,4 % donne un raidissement en traction légèrement supérieur à celui observé pour le spécimen de 2,8 %. Cette même observation a également été effectuée par Fields et al. (2004) et ils expliquent ce phénomène par le ratio l'aire du béton par rapport à l'aire d'acier. En effet, il est connu qu'un ratio  $A_s/A_c$  plus élevé conduit à une augmentation du nombre de fissures (Massicotte, 2006). Une augmentation du nombre de fissures entraîne une diminution de la participation du béton à la reprise des efforts et, par conséquent, à une diminution du raidissement en traction. Les résultats obtenus sont comparables aux résultats obtenus par Fields et al. (courbe NSC de la Figure 3.27).



**Figure 3.27 : Contribution normalisée du béton à la reprise des efforts dans une membrure de béton armé (Fields et al., 2004)**

Pour ce qui est du spécimen sans armature (Figure 3.26), on remarque que, pour une même valeur de  $f_c$ , la déformation est beaucoup plus faible que la déformation d'un spécimen armé. Cette différence marquée est due à l'espacement des LVDT. En effet, les déformations dans le béton du spécimen non-armé deviennent pratiquement négligeables face à l'importance de l'ouverture de la fissure. Les LVDT se trouvent alors à enregistrer seulement cette ouverture. Puisque les LVDT sont espacés relativement loin de la fissure (500 mm d'espacement, donc 250 mm de chaque côté pour une fissure au centre) et que l'ouverture est relativement faible, nous avons l'impression que la déformation est très faible. Par contre, si les LVDT étaient beaucoup plus rapprochés, disons espacés à 10 mm, et bien le déplacement enregistré de l'ouverture de la fissure aurait été le même. Donc, la déformation aurait été beaucoup plus importante.

La Figure 3.28 présente les résultats pour le BRF50. Sur cette figure, seule les spécimens BRF50\_14\_02 et BRF50\_28\_01 représentent le comportement du béton avec armature. On explique à l'annexe C que seule la courbe BRF50\_14\_02 donne des résultats valides. De plus, seule la courbe BRF50\_28\_01 semble donner des résultats compatibles avec les résultats du spécimen BRF50\_14\_02. Pour le béton sans armature, nous utilisons encore une fois la courbe tirée d'un essai de caractérisation de la contrainte à la fissuration pour les poutres (annexe D).

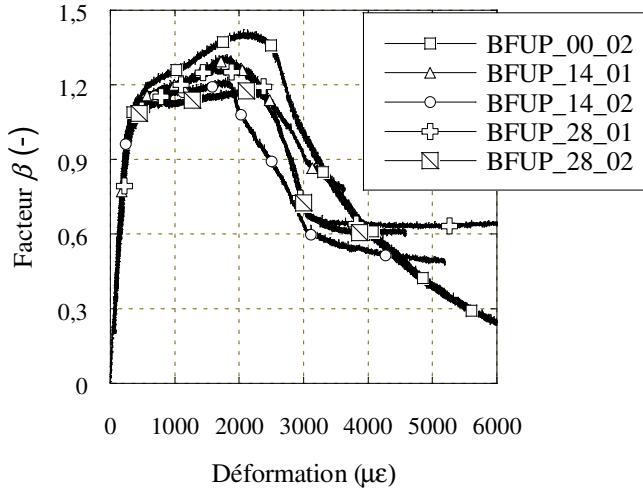


**Figure 3.28 : Comparaison des courbes normalisées de raidissement en traction pour le BRF50**

On remarque immédiatement à la Figure 3.28 que la courbe du spécimen 2,8 % reprend une partie beaucoup plus importante des efforts que les autres spécimens. Ceci peut être attribuable à l'effet de bord qui est beaucoup plus important pour ce spécimen. En effet, étant donné que la section testée est faible par rapport à la longueur des fibres (section de 50 mm par 100 mm et fibres de 35 mm de longueurs) et que le spécimen comporte deux barres d'armature, les fibres se trouvent à être orientées de manière très favorable par rapport à la direction de chargement. Il est donc raisonnable de penser qu'un spécimen aux dimensions plus importantes aurait une réponse semblable aux courbes des autres taux de renforcement.

On remarque également que la courbe du spécimen ayant un renforcement de 1,4 % est très près de la courbe du spécimen non-armé. Cette différence s'arrête toutefois à environ 2500  $\mu\epsilon$ , alors que le spécimen armé subit une baisse rapide de la contrainte, suivie d'une stabilisation du  $\beta$  vers 0,55. Le spécimen sans armature va, quant à lui, graduellement se diriger vers une valeur de  $\beta$  de 0. Le raidissement en traction pour les spécimens de BRF50 se traduit donc par un comportement semblable au béton non-armé jusqu'à 2500  $\mu\epsilon$  où la reprise de l'effort normalisé se stabilise à 0,55.

La Figure 3.29 compare les courbes de contribution du béton pour le BFUP120. On retrouve sur cette figure tous les spécimens à l'exception du spécimen BFUP120\_00\_01 puisque, pour cet essai, les LVDT se sont décollé durant l'essai. Le nom des spécimens indiquent le pourcentage de renforcement. BFUP\_14\_02 indique un spécimen de BFUP120, ayant un taux de renforcement de 1,4 %. Le 02 indique qu'il s'agit du 2<sup>e</sup> spécimen de la série.



**Figure 3.29 : Comparaison des courbes normalisées de raidissement en traction pour le BFUP120**

La Figure 3.29 révèle que la présence d'armature diminue le facteur  $\beta$ . La présence d'armature fait également en sorte que l'adoucissement de la courbe se produit un peu plus tôt. Toutefois, lorsque le taux d'armature grimpe, la déformation pour laquelle l'adoucissement se produit est plus élevée (1900  $\mu\epsilon$  pour un taux de 1,4 % et 2300  $\mu\epsilon$  pour un taux de 2,8 %). Lorsque l'acier plastifie et que la capacité du béton chute brusquement, la valeur de  $\beta$  se stabilise à une valeur d'environ 0,6.

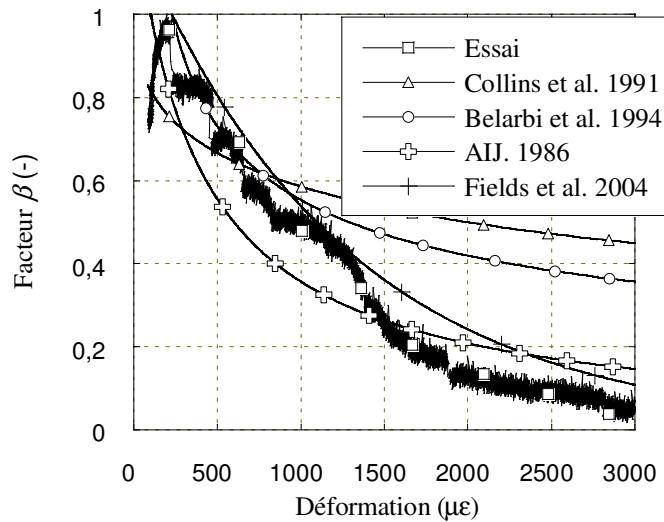
À l'exception de la déformation pour laquelle le béton perd sa capacité, le taux d'armature ne semble pas influencer la valeur de  $\beta$ . Ainsi, les courbes du BFUP120\_14\_01 et du BFUP120\_28\_01 sont pratiquement confondues, alors que les courbes du BFUP120\_14\_02 et du BFUP120\_28\_02 ont des valeurs similaires entre elles et inférieures aux valeurs des trois autres courbes.

### 3.8.3 Modélisation du raidissement en traction

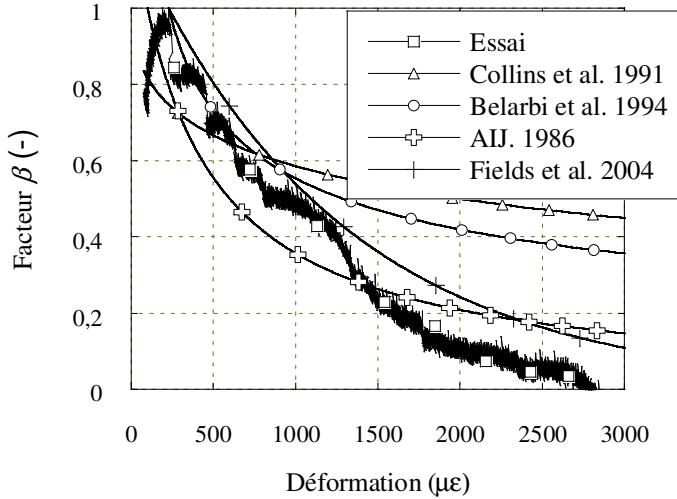
Il existe des équations dans la littérature permettant de modéliser le raidissement en traction. Les équations permettant de modéliser le béton non fibré ont été présentées à la section 2.3.1. Les équations servant à la modélisation des bétons fibrés ont quant à elles été présentées aux sections 2.3.2, 2.3.3, 2.3.4, et 2.3.5. Cette section vise à vérifier la validité de ces équations dans la modélisation du raidissement en traction pour nos spécimens.

#### 3.8.3.1 BHP50

Les Figures 3.30 et 3.31 comparent les courbes obtenues des équations de la section 2.3.1 à la courbe de raidissement en traction obtenues des spécimens ayant un renforcement de 1,4 % et de 2,8 %.



**Figure 3.30 : Comparaison des modèles de raidissement en traction avec les résultats du spécimen BHP50\_14\_01**

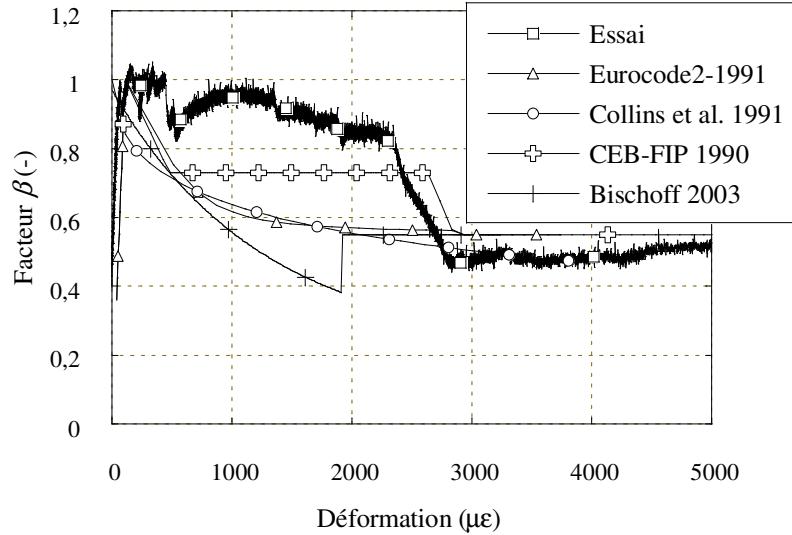


**Figure 3.31 : Comparaison des modèles de raidissement en traction avec les résultats du spécimen BHP50\_28\_02**

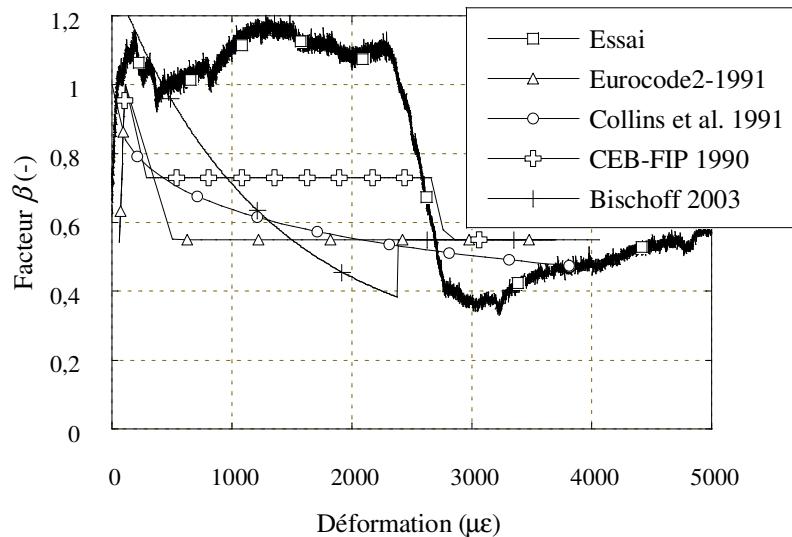
En observant les résultats, on peut voir que le modèle de Fields et al. (2004) est le mieux adapté afin de reproduire le raidissement en traction du BHP50. Le modèle de Belarbi et al. (1994) reproduit également assez fidèlement les résultats jusqu'à environ  $1000\mu\epsilon$ . Il est à noter qu'aucun des modèles utilisés ne tient compte du taux d'armature présent dans les membrures de béton.

### 3.8.3.2 BRF50

Les Figures 3.32 et 3.33 comparent les courbes obtenues des modèles présentés aux sections 2.3.2, 2.3.3, 2.3.4, et 2.3.5 aux courbes de raidissement en traction obtenues des essais effectués sur des spécimens de BRF50 ayant un renforcement de 1,4 % et de 2,8 %. Il est à noter que le modèle de Bischoff demande l'utilisation d'une courbe de raidissement en traction d'un béton équivalent (même mélange) non fibré. Nous avons vu à la section précédente que la loi de Fields et al. (2004) donne de bons résultats. C'est pourquoi nous utiliserons cette loi afin de créer une courbe de raidissement en traction qui pourra être utilisée pour recréer le comportement du BRF50 ( $\beta_c$  dans l'équation 2.18).



**Figure 3.32 : Comparaison des modèles de raidissement en traction avec les résultats du spécimen BRF50\_14\_02**



**Figure 3.33 : Comparaison des modèles de raidissement en traction avec les résultats du spécimen BRF50\_28\_01**

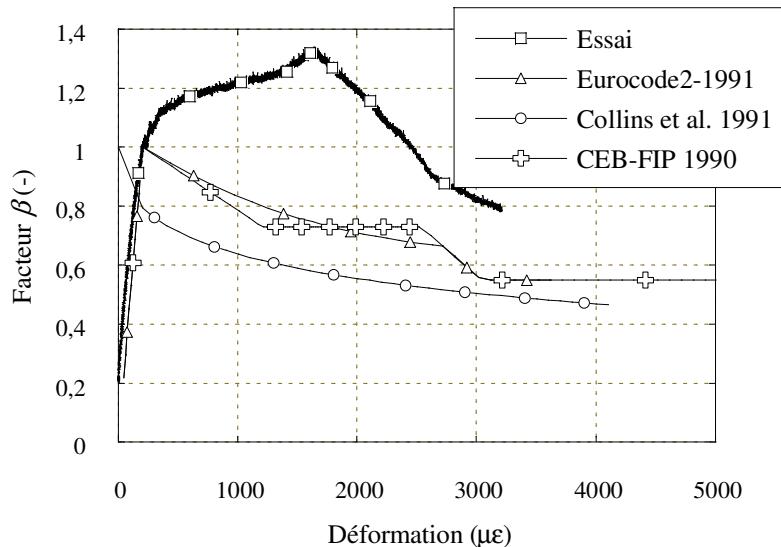
Contrairement aux équations de modélisation du BHP50, les équations modélisant le BRF50 ne semblent pas être aussi efficaces. Parmi les équations utilisées, celle du CEB-FIP 1990 semble être celle qui se rapproche le plus du comportement du spécimen de traction directe. En effet, le

plateau entre  $500 \mu\epsilon$  et  $2500 \mu\epsilon$  fait ressortir cette loi du lot. De plus, il s'agit de la seule loi à diminuer la valeur de  $\beta$  à une déformation semblable à celle observée lors de l'essai.

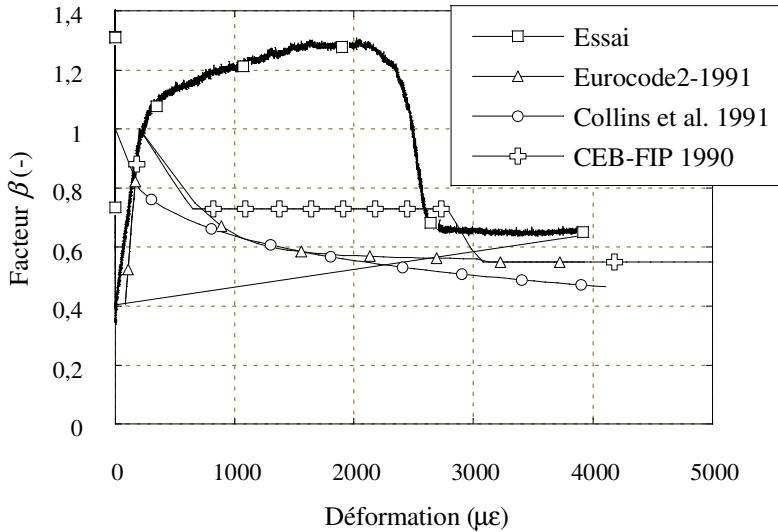
Il est important de mentionner que nos spécimens ont une orientation très favorable des fibres dans le sens de l'application de la contrainte. Aucune des équations servant à la modélisation du raidissement en traction du béton fibré ne tient compte de l'orientation. Il est possible que ces équations représentent bien le comportement d'un béton où l'orientation des fibres est moins bonne. Il serait donc intéressant de comparer ces modèles à différents spécimens de béton fibré ayant différentes orientations de fibres. Le domaine d'applicabilité de ces modèles pourrait alors être mieux défini.

### 3.8.3.3 BFUP120

Les Figures 3.34 et 3.35 comparent les courbes obtenues des modèles présentés aux sections 2.3.3, 2.3.4, et 2.3.5 aux courbes de raidissement en traction obtenues des essais effectués sur des spécimens de BFUP120 ayant un renforcement de 1,4 % et de 2,8 %. Nous ne testerons pas le modèle proposé par Bischoff puisque nous n'avons aucune courbe de BFUP120 non fibré pouvant servir de base à l'équation ( $\beta_c$  dans l'équation 2.18).



**Figure 3.34 : Comparaison des modèles de raidissement en traction avec les résultats du spécimen BFUP120\_14\_01**



**Figure 3.35 : Comparaison des modèles de raidissement en traction avec les résultats du spécimen BFUP120\_28\_01**

Les équations ne conviennent pas à la modélisation du BFUP120. En effet, aucune d'entre elles ne tient compte de la phase écrouissante du matériau. De plus, une fois la phase écrouissante passée, la valeur de  $\beta$  est d'environ 1,3. Chacune des lois commence à 1,0. Finalement, même en décalant les courbes issues de modèles d'une déformation équivalente au domaine d'écrouissage, aucun modèle ne semble capable de reproduire adéquatement la perte de charge observée. Ces modèles conduisent donc à une sous-estimation importante de la participation du béton à la reprise de charge et, ultimement, conduisent à une surestimation importante de la flèche.

### 3.9 DISCUSSION

L'étude du raidissement en traction s'est, somme toute, bien déroulée. Il faudrait, lors d'éventuels essais, utiliser des coffrages d'acier afin de s'assurer que les spécimens sont parfaitement droits pour éviter toute fissuration de torsion et de flexion lors de l'installation. De plus, il faudrait, autant que possible, que la coulée soit effectuée par le moins de gens possible afin d'uniformiser la méthode de mise en place. Également, il faudrait s'assurer que la chambre environnementale utilisée soit bien stable afin d'obtenir les meilleures courbes de retrait possible. De plus, les essais de caractérisation du retrait de type Bischoff ne semblent pas nécessaires. Les résultats obtenus par ces essais ne sont pas concluants pour le BHP50 et le BRF50. De plus, pour le BFUP120,

l'instant précis où l'armature plastifie sur la courbe force-déformation n'est pas évident à trouver, pouvant ainsi conduire à une lecture erronée du retrait. Somme toute, bien que nécessitant plus de manipulations, la méthode utilisant les points DEMEC est préférable.

Les courbes de raidissement en traction normalisées ont permis de comparer le comportement des différents spécimens, et ce, de manière indépendante de la valeur de la contrainte à la fissuration. Nous avons alors pu déterminer que les fibres dans le béton permettant d'obtenir un comportement ductile. Également, la présence d'armature dans le béton fibré fait en sorte que celui-ci, suite à la plastification de l'armature, peut continuer de reprendre environ 55 % de la contrainte à la fissuration dans le cas du BRF50 et 60 % de la contrainte à la fissuration dans le cas du BFUP120. La présence d'armature dans le BHP50 permet au béton de reprendre une partie de la charge jusqu'à ce que celle-ci atteigne une valeur nulle, laissant l'acier plastifié reprendre entièrement la charge. Les graphiques normalisés ont également permis de voir que le BFUP120 peut reprendre jusqu'à 140 % la valeur de  $f_t$  alors que le BRF50 est limité à 110 % de  $f_t$ . Également, nous avons pu remarquer que l'effet de bord causé par l'armature est plus important pour le BRF50 que pour le BFUP120, ce qui est normal étant donné que la longueur des fibres dramix65/35 est beaucoup plus importante que la longueur des fibres OL 10-0.2 (35mm contre 10mm respectivement).

## CHAPITRE 4

### ESSAIS DE FLEXION

#### 4.1 INTRODUCTION

Lorsqu'une poutre de béton armé est soumise à un effort de flexion positif, la fibre inférieure se retrouve en traction et la fibre supérieure en compression. Si la contrainte à la fibre inférieure devient plus importante que la contrainte de fissuration  $f_t$ , la poutre fissure et la résistance de la poutre est alors calculée comme un équilibre entre la résultante de la composante en compression du béton et la résultante de la traction dans l'armature. On pose ainsi l'hypothèse que seule l'armature assume la reprise de l'effort de traction. Toutefois, tel que vu au chapitre 3, le béton situé entre les fissures contribue à reprendre une partie de l'effort en traction. Bien que le raidissement en traction n'influence pas la résistance ultime, il a certainement un impact sur le calcul des flèches (Fields et al., 2004).

Ce chapitre a pour but de tester en flexion des poutres de béton armé utilisant les différentes gammes de béton testées en traction au chapitre 3. Ces poutres seront chargées en conditions isostatiques et hyperstatiques et serviront de base comparative aux modèles numériques utilisant des lois de comportement dérivées des essais de traction directe. Nous pourrons ainsi déterminer l'importance de tenir compte du raidissement en traction dans la modélisation numérique ainsi

que l'influence des conditions statiques sur les lois de comportement des différentes gammes de béton.

## **4.2 PROGRAMME EXPÉRIMENTAL**

### **4.2.1 Objectifs**

Ces essais ont pour but de fournir une base comparative aux modèles numériques utilisant les lois de comportement dérivées des essais de raidissement en traction. Cette base composée d'essais de flexion isostatiques et hyperstatiques permettra de vérifier l'influence des conditions statiques sur les lois de comportement. Également, la pertinence de tenir compte du raidissement en traction dans la modélisation numérique pourra être évaluée.

### **4.2.2 Présentation des spécimens**

Les essais de flexion comportent deux types d'essais : flexion en conditions isostatiques et flexion en conditions hyperstatiques. Nous avons donc deux catégories de spécimens. De plus, chaque catégorie comporte des spécimens de BHP50, BRF50 et BFUP120. Finalement, chaque type de béton comporte trois taux de renforcement  $\rho$  distincts, soit des taux de 0 %, 0,5 % et 1,0 %. Le Tableau 4.1 présente les différents spécimens utilisés. Pour chaque condition d'essais, un seul spécimen a été testé.

**Tableau 4.1 : Caractéristiques des poutres de flexion**

Essai (-)	Béton (-)	Taux de renforcement (%)
Flexion isostatique	BHP50	0
		0.5
		1.0
	BRF50	0
		0.5
		1.0
	BFUP120	0
		0.5
		1.0
Flexion hyperstatique	BHP50	0
		0.5
		1.0
	BRF50	0
		0.5
		1.0
	BFUP120	0
		0.5
		1.0

Nous avons choisi de tester différents taux de renforcement afin de vérifier si les modèles numériques réussissent à représenter de manière convenable le comportement des poutres de béton armé ( $\rho = 1.0 \%$ ) et faiblement armé ( $\rho = 0.5 \%$ ). De plus, ces essais permettront de vérifier si l'utilisation de lois de comportement tenant compte du raidissement en traction est requise et si elles doivent être modifiées selon le taux de renforcement. Également, les essais isostatiques et hyperstatiques permettront de voir l'impact des conditions statiques sur les lois de comportement. L'hyperstaticité fait en sorte que le béton fissure davantage, ce qui devrait avantager les bétons de fibres par rapport aux bétons sans fibres. En effet, la fissuration du béton de fibres permet aux fibres de contribuer à la reprise des efforts, donnant ainsi un comportement plus ductile au béton.

#### **4.3 CONCEPTION DES SPÉCIMENS**

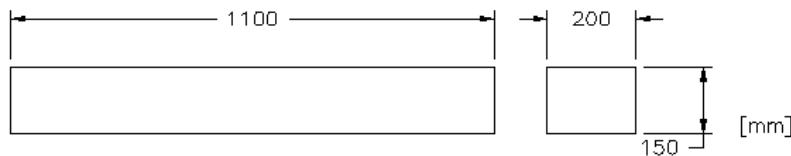
La conception des spécimens s'est faite selon différents critères. Ainsi, les poutres devaient pouvoir être manipulées manuellement par deux personnes afin de faciliter leur installation lors d'essais. De plus, le mode de rupture des poutres testées devait être en flexion. Comme les dimensions des poutres étaient faibles (réduisant ainsi le poids), nous voulions éviter d'utiliser de l'armature de cisaillement afin de ne pas encombrer les coffrages. En effet, les faibles dimensions des spécimens risquaient de rendre difficile la mise en place du béton de fibres pour les spécimens ayant les taux de renforcement les plus élevés. La présence d'armature de cisaillement rendrait encore plus difficile la mise en place du béton. Également, les dimensions réduites des poutres faisaient en sorte que le recouvrement du béton était faible. L'utilisation d'étriers diminuerait encore davantage le recouvrement, ce qui n'était pas souhaitable. C'est pourquoi l'utilisation d'étriers devait être évitée.

Les essais de flexion devaient être réalisés à l'aide de la presse Instron du laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal. Le dégagement de cet appareil permettait d'utiliser des spécimens ayant une longueur maximale d'environ 2500 mm. La presse était munie d'une plaque de transfert rotulée permettant d'appliquer, à partir du même vérin, deux charges ponctuelles. La distance maximale pouvant séparer les points d'application de ces charges était de 1000 mm. Puisque nous souhaitions utiliser des portées pour la poutre hyperstatique de mêmes longueurs que la longueur totale de la poutre isostatique, nous avons choisi d'utiliser une longueur de 1000 mm pour les poutres isostatiques et de 2000 mm pour les poutres hyperstatiques. De plus, puisque les poutres reposaient sur des plaques d'appui en acier de 100 mm de largeur, nous avons fixé la longueur des poutres à 1100 mm et 2100 mm respectivement. Afin d'évaluer les dimensions et le mode de rupture des poutres, nous avons utilisé le paramètre  $a/d$ . Ce paramètre correspond à la portée de cisaillement et permet d'évaluer rapidement le mode de rupture d'une poutre (Massicotte, 2006). Ainsi, pour une poutre de béton normal, une valeur de  $a/d$  plus petite que 1 devrait entraîner une rupture de l'ancrage des armatures à l'appui ou par écrasement du béton. Une valeur entre 1 et 2,5 signifie une rupture par écrasement du béton dans la zone comprimée. Une valeur entre 2,5 et 6 entraîne généralement une rupture en cisaillement-flexion alors qu'une valeur supérieure à 6 est accompagnée habituellement d'une rupture en flexion.

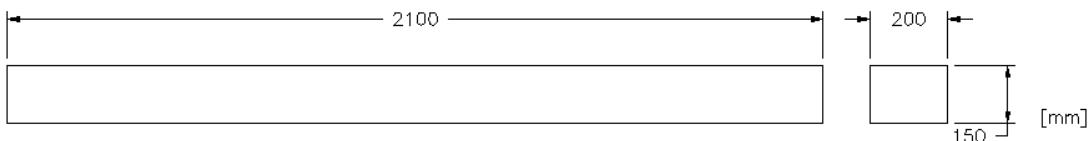
Nous avons utilisé des barres d'armatures américaines #3 ( $A_s = 71 \text{ mm}^2/\text{barre}$ ) afin de renforcer nos poutres. Les poutres ayant un taux d'acier d'armature de 0,5 % contiennent deux barres #3 en traction et celles ayant un taux de 1,0 % contiennent quatre barres #3 en traction. Le Tableau 4.2 résume le dimensionnement des poutres de flexion. Les Figures 4.1 et 4.2 présentent les dimensions finales en millimètres des poutres de flexion et les Figures 4.3 et 4.4 donnent respectivement le positionnement de l'armature pour les poutres isostatiques et hyperstatiques.

**Tableau 4.2 : Dimensionnement des poutres**

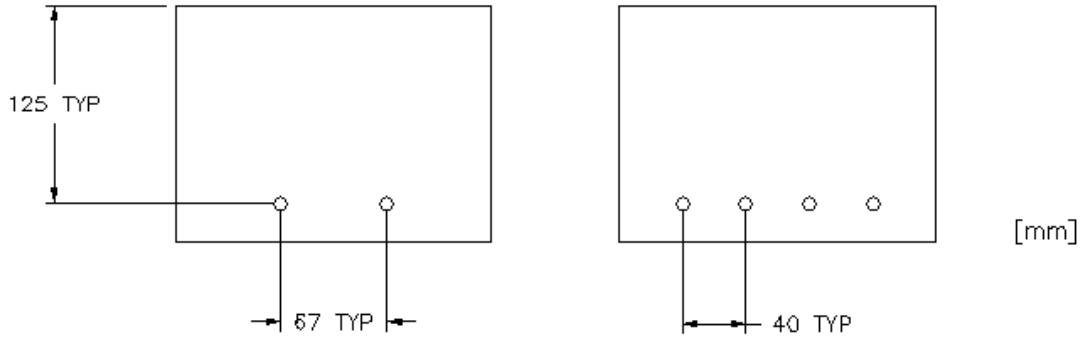
$\rho$ (%)	b (mm)	h (mm)	d (mm)	$A_s$ ( $\text{mm}^2$ )	Barres (-)	a (mm)	a/d (-)
0.000	200	150	-	0	0	500	-
0.5	200	150	125	142	2	500	4
1.0	200	150	125	284	4	500	4



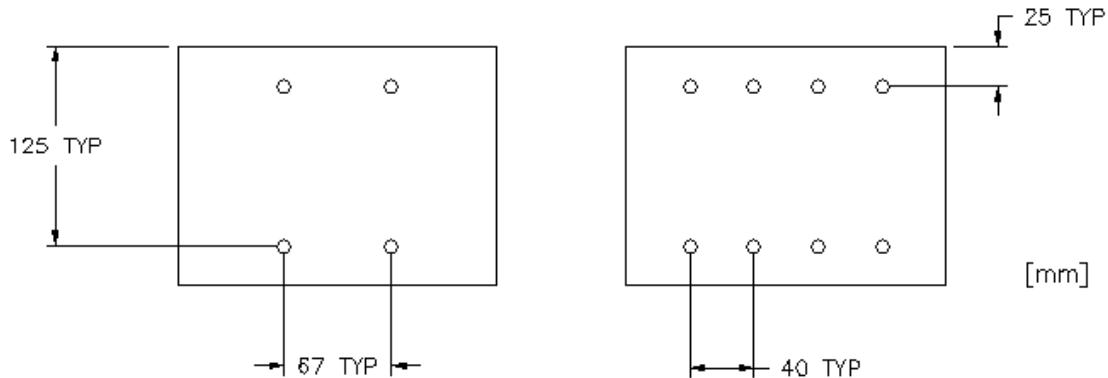
**Figure 4.1 : Dimensions d'une poutre isostatique**



**Figure 4.2 : Dimensions d'une poutre hyperstatique**



**Figure 4.3 : Positionnement de l'armature pour les spécimens isostatiques à deux barres et à quatre barres**



**Figure 4.4 : Positionnement de l'armature pour les spécimens hyperstatiques à deux barres et à quatre barres**

## 4.4 FABRICATION DES SPÉCIMENS

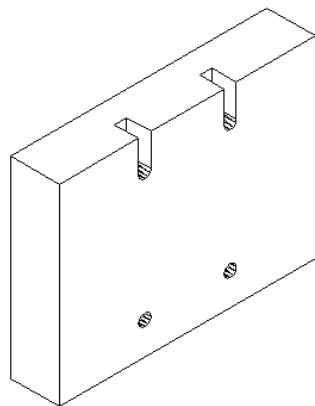
### 4.4.1 Fabrication des coffrages

Les coffrages des poutres ont été fabriqués à l'aide de bois de type ingénierie, permettant ainsi d'éviter le gauchissement des pièces dans le temps. Les coffrages étaient munis de raidisseurs sur les côtés et en dessous, ce qui permettait de maintenir les faces parfaitement droites. De plus, des serres de bois ont été fabriquées afin de renforcer les parois, ce qui permettait d'éviter l'écartement de celles-ci dû à la pression du béton (Figure 4.5). Les différentes composantes des coffrages ont été quant à elles maintenues en place à l'aide de tiges filetées, ce qui assurait une bonne solidité du moule tout en permettant de décoffrer facilement le béton. Également, des

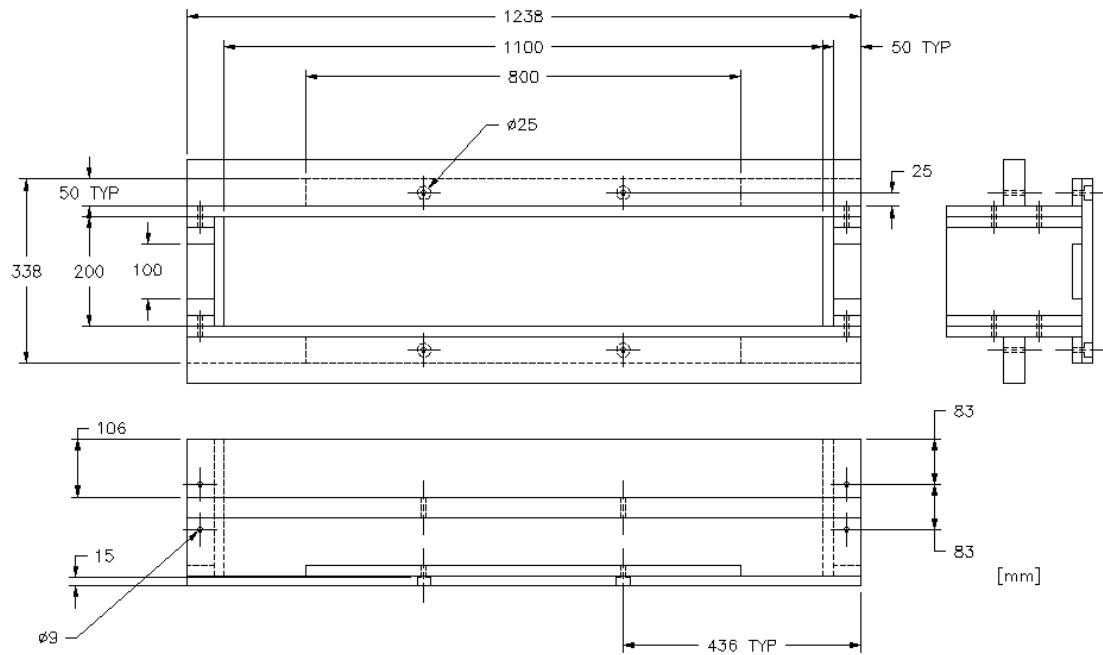
perforations ont été pratiquées aux parois extrêmes des coffrages afin de maintenir en place l'armature. Pour les coffrages des poutres hyperstatiques, les perforations supérieures ont été remplacées par des encoches (Figure 4.6), ce qui permettait de glisser facilement l'armature en place lors de la coulée. Ceci était nécessaire puisque l'espace entre l'armature était très faible et rendait la coulée du béton de fibres difficile. En coulant en plusieurs étapes le béton, on évitait ainsi le problème d'espacement entre les barres. Également, des petites tiges métalliques ont été utilisées afin de soutenir l'armature du lit supérieur (Figure 4.5). Tout comme l'armature, ces tiges ont été encastrées à même le coffrage grâce à de petits trous percés dans la paroi. Finalement, les coffrages des poutres isostatiques avaient une hauteur de 250 mm et ce même si la hauteur des poutres était de 150 mm. Ceci était dû au fait que ces coffrages servaient également à la confection de poutres destinées à un autre projet de recherche. Afin de ramener les coffrages à une hauteur de 150 mm, un double fond a été fabriqué. Les plans des coffrages isostatiques et hyperstatiques sont respectivement montrés aux Figures 4.7 et 4.8.



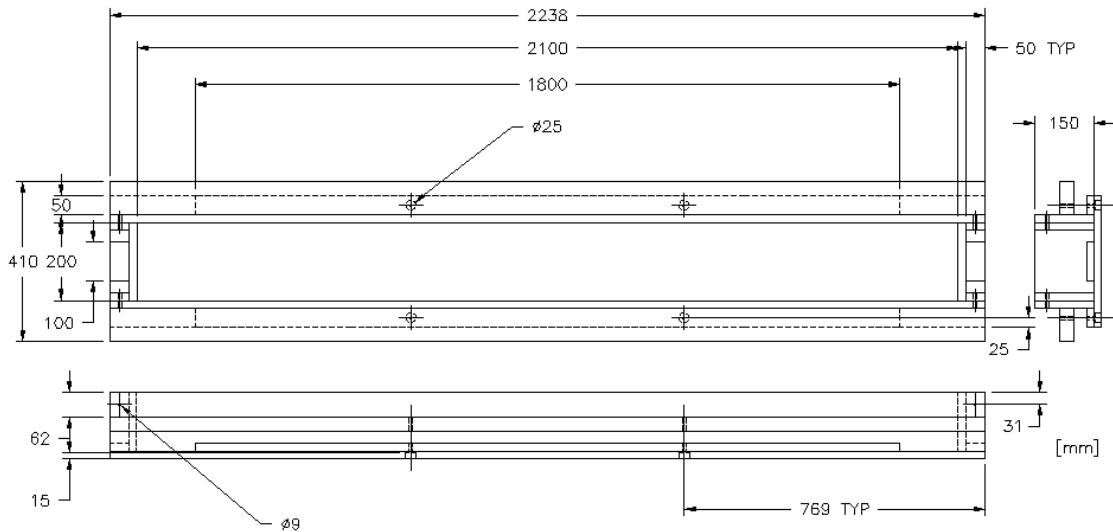
**Figure 4.5 : Intérieur d'un coffrage pour poutre hyperstatique avant la coulée**



**Figure 4.6 :** Guides servant à la mise en place de l'armature pour une poutre hyperstatique



**Figure 4.7 :** Plans des coffrages pour poutres isostatiques



**Figure 4.8 : Plans des coffrages pour poutres hyperstatiques**

#### 4.4.2 Mélanges et mise en place du béton

Les mélanges de bétons utilisés pour la confection des poutres étaient les mêmes qui avaient servi à la fabrication des spécimens de traction directe. De plus, les poutres ont été coulées à l'usine de Béton Brunet à Salaberry-de-Valleyfield au Québec.

L'armature inférieure des poutres a été mise en place avant le début de la coulée. Elle était soutenue par des chaises qui faisaient 20 mm de hauteur, permettant ainsi à l'armature d'atteindre une profondeur  $d$  constante de 125 mm. Afin de ne pas créer de faiblesses, les chaises ont été placées de manière alternée (Figure 4.5).

Le béton a été mis en place en trois étapes à l'aide de seaux. La première étape consistait à couler le béton jusqu'au tiers de la hauteur du coffrage. Le coffrage était ensuite vibré à l'aide d'une table vibrante (Figure 4.9) pendant une quinzaine de secondes. Le béton était ensuite coulé jusqu'aux deux tiers du coffrage puis vibré de nouveau pendant une quinzaine de secondes. L'armature supérieure des poutres hyperstatiques était ensuite mise en place, puis le béton était coulé jusqu'à ce que le coffrage soit plein. Le béton était alors vibré une troisième fois pendant environ 15 secondes. Il est à noter que le béton a été coulé dans le sens longitudinal des poutres

afin d'orienter les fibres dans cette direction. Étant donné le comportement autoplaçant du BFUP120, les poutres composées de ce béton n'ont pas été vibrées.

Afin de caractériser les propriétés mécaniques du béton, neuf cylindres ont été coulés pour chaque gâchée de béton permettant de caractériser le béton à 28 jours, lors des essais de flexion isostatique et lors des essais de flexion hyperstatique. De plus, deux spécimens non armés et similaires à ceux coulés pour les essais de raidissement en traction (chapitre 3) ont été fabriqués pour chaque gâchée afin de connaître la contrainte causant la fissuration  $f_t$ . Les résultats détaillés pour ces essais de contrainte à la fissuration sont présentés à l'Annexe D.

#### 4.4.2.1 BHP50

Le Tableau 4.3 présente le mélange utilisé ainsi que les propriétés mécaniques mesurées à 28 jours, 111 jours (essais isostatiques) et 144 jours (essais hyperstatiques).

**Tableau 4.3 : Composition et propriétés du BHP50**

Constituant	Quantité (kg/m <sup>3</sup> )
Ciment (HSF CSL)	550
Superplastifiant (Eucon 37)	6.7
Sable (Joliette)	828
Pierre (2.5-10 Gr. St F)	685
Eau	232
Eau/Ciment (massique)	0.43
Sable/Ciment (massique)	1.49
Sable/Granulat (massique)	1.20
Masse volumique du mélange (kg/m <sup>3</sup> )	2390
Teneur en air (%)	2.1
Étalement (mm)	490
Température (°C)	24
$f'_c$ à 28 jours (MPa)	46.5
$f'_c$ à 111 jours (MPa)	51.0
$f'_c$ à 144 jours (MPa)	46.6
$E_c$ à 28 jours (MPa)	30 643
$E_c$ à 111 jours (MPa)	29 496
$E_c$ à 144 jours (MPa)	31 775
Coefficient de Poisson	0.236
$f_t$ (MPa) à 28 jours	3.24

#### 4.4.2.2 BRF50

Dû à une quantité insuffisante de béton, les poutres de BRF50 ont été coulées en deux journées. Les poutres isostatiques et hyperstatiques contenant de l'armature ont été coulées le 22 mai 2008 alors que les poutres isostatiques et hyperstatiques ne contenant pas d'armature ont été coulées le 3 juin 2008. Les Tableaux 4.4 et 4.5 présentent les mélanges utilisés pour ces deux gâchées. Il est à noter que le thermomètre utilisé lors de la coulée du béton des poutres avec armature s'est avéré défectueux, la température à l'état frais n'est donc pas disponible. Enfin, les propriétés

mécaniques mesurées à 152 jours pour les spécimens armés et à 141 jours pour les spécimens non armés correspondent aux tests isostatiques. Les propriétés mécaniques mesurées à 181 jours pour les spécimens armés et à 169 jours pour les spécimens non armés correspondent aux tests hyperstatiques.

**Tableau 4.4 : Composition et propriétés du BRF50 (poutres avec armature)**

Constituant	Quantité (kg/m <sup>3</sup> )
Ciment (HSF CSL)	550
Superplastifiant (Eucon 37)	7.3
Sable (Joliette)	807
Pierre (2.5-10 Gr.St F)	673
Fibres (Dramix 65-35)	80
Eau	232
Eau/Ciment (massique)	0.43
Sable/Ciment (massique)	1.47
Sable/Granulat (massique)	1.20
Pourcentage volumique des fibres (%)	1.00
Masse volumique du mélange (kg/m <sup>3</sup> )	2409
Teneur en air (%)	2.4
Étalement (mm)	390
Température (°C)	N.D.
$f'_c$ à 28 jours (MPa)	42.6
$f'_c$ à 152 jours (MPa)	50.3
$f'_c$ à 181 jours (MPa)	41.1
$E_c$ à 28 jours (MPa)	27 387
$E_c$ à 152 jours (MPa)	29 498
$E_c$ à 181 jours (MPa)	23 657
Coefficient de Poisson	0.169
$f_t$ (MPa) à 28 jours	2.50

**Tableau 4.5 : Composition et propriétés du BRF50 (poutres sans armature)**

Constituant	Quantité (kg/m <sup>3</sup> )
Ciment (HSF CSL)	550
Superplastifiant (Eucon 37)	7.3
Sable (Joliette)	807
Pierre (2.5-10 Gr.St F)	673
Fibres (Dramix 65-35)	80
Eau	232
Eau/Ciment (massique)	0.43
Sable/Ciment (massique)	1.47
Sable/Granulat (massique)	1.20
Pourcentage volumique des fibres (%)	1.00
Masse volumique du mélange (kg/m <sup>3</sup> )	2336
Teneur en air (%)	2.7
Étalement (mm)	300
Température (°C)	20
$f'_c$ à 28 jours (MPa)	45.8
$f'_c$ à 141 jours (MPa)	47.2
$f'_c$ à 169 jours (MPa)	46.4
$E_c$ à 28 jours (MPa)	31 255
$E_c$ à 141 jours (MPa)	31 725
$E_c$ à 169 jours (MPa)	29 184
Coefficient de Poisson	0.234
$f_t$ (MPa) à 28 jours	N.D.

#### 4.4.2.3 BFUP120

Le Tableau 4.6 présente le mélange utilisé ainsi que les propriétés mécaniques mesurées à 28 jours, 142 jours (essais isostatiques) et 181 jours (essais hyperstatiques).

**Tableau 4.6 : Composition et propriétés du BFUP120**

Constituant	Quantité (kg/m <sup>3</sup> )
Ciment	1007
Fumée de silice	252
Superplastifiant	46.0
Sable	604
Fibres	312
Eau	225
Eau/Ciment (massique)	0.25
Sable/Ciment (massique)	0.60
Pourcentage volumique des fibres (%)	4.00
Masse volumique du mélange (kg/m <sup>3</sup> )	N.D.
Teneur en air (%)	2.8
Étalement (mm)	820
Température (°C)	32
<i>f'c</i> à 28 jours (MPa)	113.4
<i>f'c</i> à 142 jours (MPa)	123.8
<i>f'c</i> à 181 jours (MPa)	125.7
<i>Ec</i> à 28 jours (MPa)	34 110
<i>Ec</i> à 142 jours (MPa)	33 588
<i>Ec</i> à 181 jours (MPa)	32 555
Coefficient de Poisson	0.238
<i>f<sub>t</sub></i> (MPa) à 28 jours	5.31

#### 4.4.3 Cure humide

Une fois le béton mis en place, un polythène a été appliqué à la surface des poutres afin de préserver l’humidité. Ces polythènes ont été remplacés le jour suivant par des jutes humides pendant sept jours afin d’administrer une cure humide au béton. Une fois cette période terminée, les poutres sont demeurées à l’air libre à l’intérieur de l’usine de Béton Brunet ainsi qu’à l’intérieur du laboratoire de structures de l’École Polytechnique de Montréal.

## **4.5 PROTOCOLE ET MONTAGE EXPERIMENTAL**

Les essais de flexion sont divisés en deux catégories : les essais en conditions isostatiques et les essais en conditions hyperstatiques. Les essais isostatiques consistent en une série d'essais de flexion avec une charge ponctuelle. Les essais hyperstatiques consistent plutôt en une série d'essais de flexion avec deux charges ponctuelles. Cette section présente les différents aspects relatifs à la réalisation des essais de flexion.

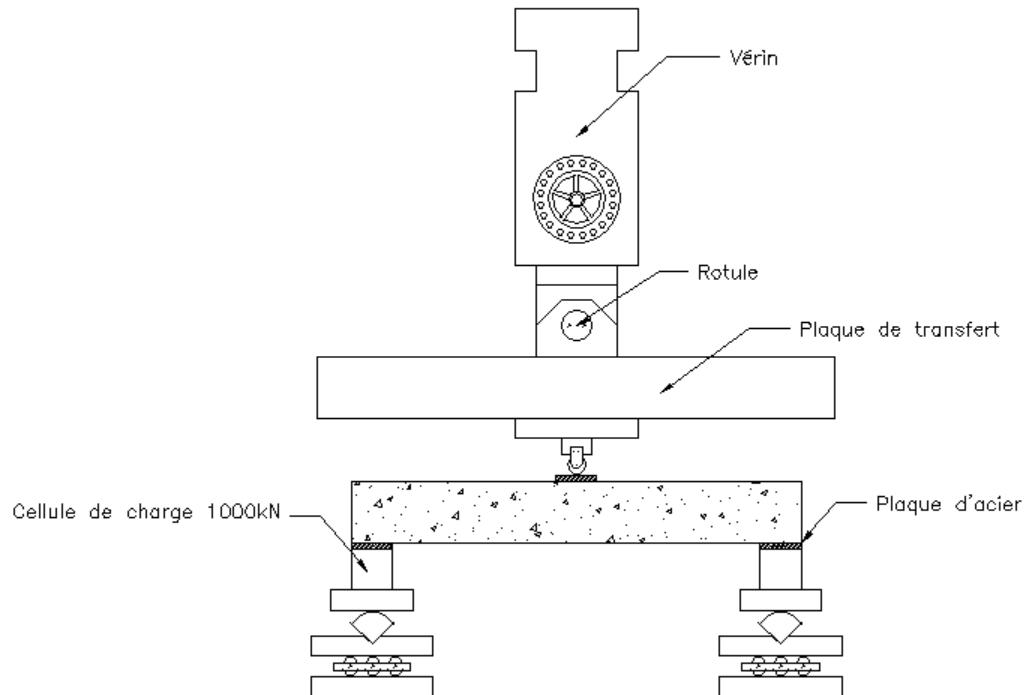
### **4.5.1 Montage expérimental des essais de flexion isostatique**

Afin de réaliser les essais de flexion, nous avons utilisé la presse Instron du laboratoire de Structure de l'École Polytechnique de Montréal (Figure 4.9). Cette presse nous permettait d'y attacher une rotule, laquelle était attachée à une plaque de transfert. Cette plaque de transfert permettait d'y fixer des rouleaux libres de se déplacer de manière latérale ou non. Dans le cadre de nos essais isostatiques, nous avons verrouillé la rotule reliant la plaque de transfert au vérin et choisi d'utiliser un rouleau fixe afin d'appliquer la charge. Cette charge était appliquée à mi-portée de la poutre, soit à 550 mm des appuis.

De plus, afin de ne pas créer de concentration de contrainte, nous avons utilisé une plaque d'acier ayant des dimensions de 200 mm x 100 mm x 15 mm pour transmettre la charge du rouleau vers la poutre. Nous avons utilisé des plaques d'acier identiques aux appuis sur lesquels repose la poutre. Afin d'assurer un contact parfait entre les plaques et la poutre de béton, nous avons utilisé un mortier de nivellation, Ultracal, ayant une résistance à la compression de 30 MPa et pouvant durcir très rapidement.

Les appuis sur lesquels reposait la poutre étaient constitués de deux plaques d'acier séparées par des rouleaux permettant un déplacement latéral. De plus, la plaque supérieure était munie d'une pièce de forme triangulaire ayant une face sphérique permettant à une troisième plaque s'appuyant sur le dessus de pouvoir se déplacer en rotation. Sur cette troisième plaque était déposée une cellule de charge d'une capacité de 1000 kN qui enregistrait la réaction d'appui de la poutre. Finalement, c'est sur cette cellule que reposaient la plaque d'acier de dimensions 200 mm x 100 mm x 15 mm et la poutre. La distance séparant les appuis était de 1000 mm. Cette distance

étaient mesurée centre à centre des plaques d'acier 200 mm x 100 mm. La Figure 4.9 illustre un schéma du montage. La Figure 4.10 montre un appui.



**Figure 4.9 :** Schéma du montage expérimental des essais de flexions isostatiques



**Figure 4.10 :** Système d'appui à rouleaux

#### 4.5.2 Montage expérimental des essais de flexion hyperstatique

Le montage des poutres en flexion hyperstatique utilisait également la presse Instron (Figure 4.11). Toutefois, la rotule qui reliait la plaque de transfert au vérin était laissée libre en rotation et nous avons utilisé deux rouleaux afin d'appliquer la charge. La distance qui séparait ces rouleaux était de 1000 mm centre à centre et ceux-ci étaient libres de se déplacer de manière latérale. Ces charges étaient appliquées à mi-portée, soit 500 mm des appuis.

Tout comme les essais isostatiques, des plaques d'acier ayant des dimensions de 200 mm x 100 mm x 15 mm ont servi à transmettre la charge des rouleaux vers la poutre. Des plaques aux dimensions identiques ont servi également d'appuis entre la poutre et les trois cellules de charges. Nous avons utilisé un mortier de nivellement (Ultracal) afin de s'assurer que la charge soit répartie de manière uniforme entre la poutre et les plaques. L'Ultracal assure également que la poutre soit en contact avec les trois appuis.

Afin d'obtenir une condition structurale hyperstatique, nous avons utilisé trois appuis situés aux extrémités et au centre de la poutre. Les appuis d'extrémités étaient libres de se déplacer latéralement et en rotation. Leur configuration était identique à celle des appuis utilisés pour les essais isostatiques. L'appui central était quant à lui quelque peu différent. Il était libre de se déplacer en rotation, mais le déplacement latéral était bloqué. Le montage de cet appui consistait en une base d'acier rigide sur laquelle reposait une cellule de charge à surface sphérique (Figure 4.13). Sur cette surface, nous avons déposé la plaque d'acier qui faisait contact avec la poutre. La Figure 4.11 présente un schéma du montage et la Figure 4.12 présente une photo du montage.

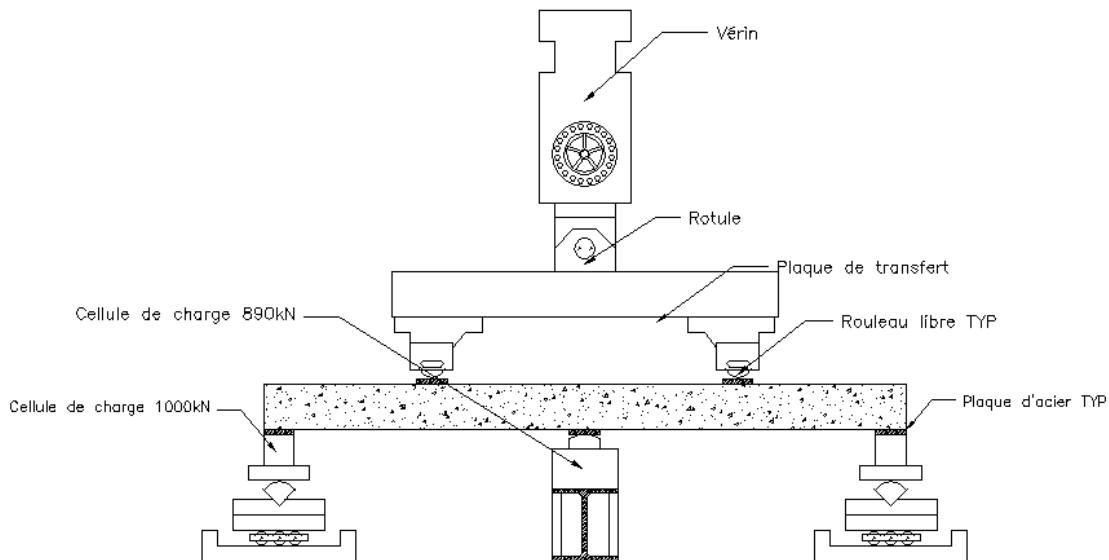


Figure 4.11 : Schéma du montage expérimental des essais de flexion hyperstatique



Figure 4.12 : Montage expérimental des essais de flexion hyperstatique

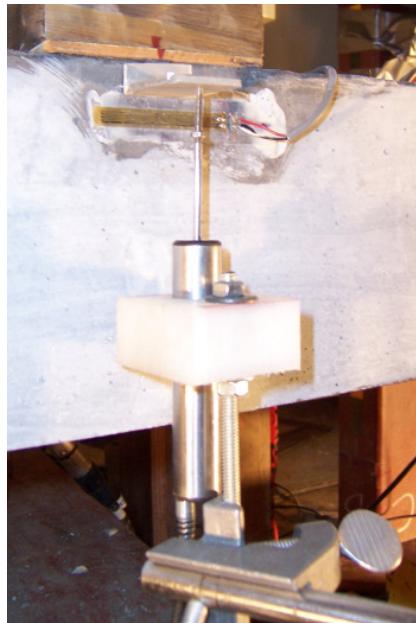


**Figure 4.13 : Système d'appui fixe**

#### 4.5.3 Instrumentation des poutres isostatiques

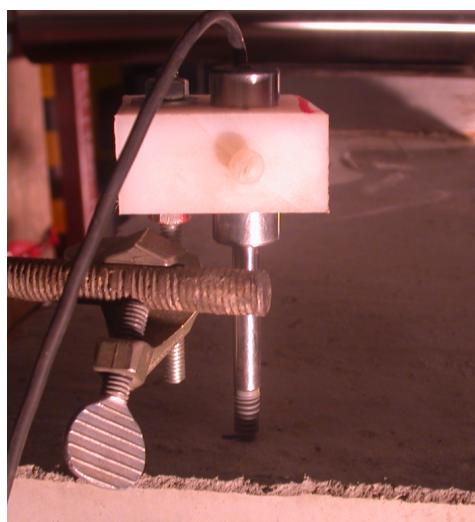
Nous voulions, pour les essais isostatiques, obtenir la flèche et la courbure au centre de la poutre, ainsi que les réactions d'appuis.

La flèche au centre était mesurée par deux LVDT ayant chacun une course totale de 30 mm. Nous avons utilisé des cornières d'aluminium que nous avons collé, à l'aide de colle « Loctite », au centre de la poutre, sur chacun des côtés. Ces cornières servaient d'appuis aux LVDT afin de mesurer la flèche. Nous avons choisi d'instrumenter les deux côtés de la poutre afin de capter l'effet de torsion qui peut se développer avec un spécimen qui n'est pas parfaitement droit. La Figure 4.14 montre un LVDT servant à évaluer la flèche.



**Figure 4.14 : LVDT captant la flèche au centre de la poutre et jauge de déformation en compression**

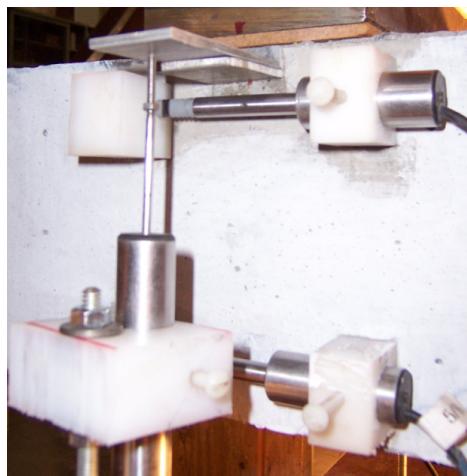
Afin de tenir compte de l'écrasement des appuis lors du calcul de la flèche, nous avons placé à chaque extrémité de la poutre un LVDT ayant une course totale de 10 mm. La Figure 4.15 montre un LVDT captant l'écrasement de l'appui.



**Figure 4.15 : LVDT captant l'écrasement d'un appui à l'extrémité d'une poutre**

La courbure des poutres était mesurée à l'aide d'un LVDT (fibre en traction) ayant une course totale de 10 mm et d'une jauge de déformation (fibre en compression). Le LVDT était supporté

par deux petits blocs de téflon collés à une hauteur de 125 mm à partir de la fibre supérieure et situés à une distance de 450 mm et 550 mm à partir de du centre des plaques d'appui. Le LVDT s'insérait à l'intérieur d'un de ces blocs et faisait butée sur l'autre bloc. On captait ainsi l'écrasement du béton sur une distance de 100 mm. Nous avons choisi d'utiliser un LVDT pour la fibre en traction puisque la fissuration risquait de fausser les lectures d'une jauge. La jauge de déformation était quant à elle collée à une hauteur de 25 mm à partir de la fibre supérieure de la poutre et était située au centre de la poutre, soit à 500 mm des appuis (Figure 4.14). De plus, par mesure de sécurité, nous avons utilisé un second LVDT afin de capter la déformation en compression. Le montage de ce LVDT était identique à celui du LVDT en traction et était situé à 25 mm de la fibre supérieure, soit la même hauteur que la jauge de déformation. La Figure 4.16 montre les LVDT servant à l'acquisition de la déformation en traction et compression.

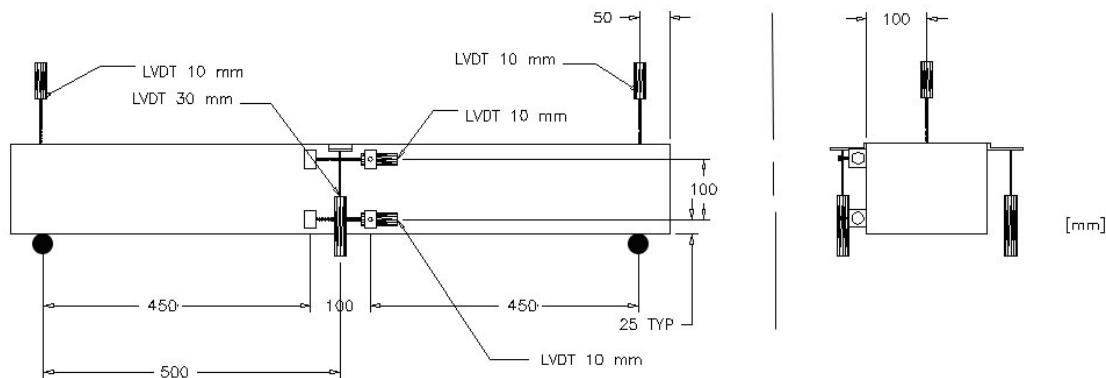


**Figure 4.16 : LVDT captant la flèche au centre et LVDT captant la déformation en traction et compression**

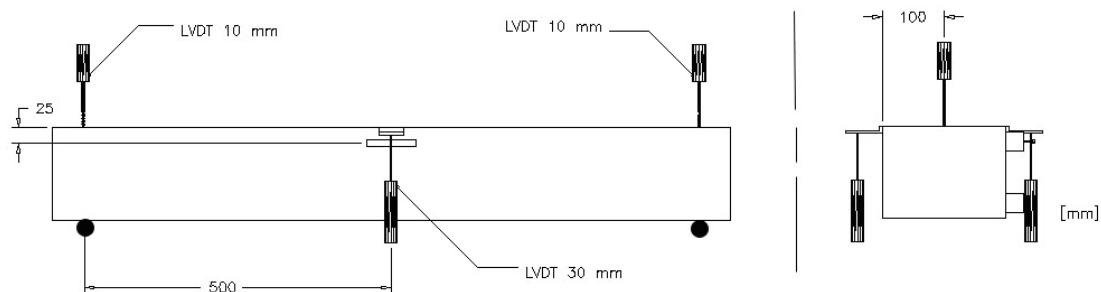
Finalement, afin de mesurer les réactions aux appuis, nous avons utilisé des cellules de charge ayant chacune une capacité de 1000 kN. La poutre était appuyée sur deux plaques d'acier faisant chacune 200 mm x 100 mm x 15 mm. Ces plaques étaient quant à elles directement appuyées sur les cellules de charge, permettant ainsi la lecture de la réaction. La Figure 4.17 montre une cellule de charge. La Figure 4.18 présente un schéma de l'instrumentation pour la face est. La face ouest est représentée par la Figure 4.19. Les cellules de charges sont positionnées selon la Figure 4.9.



**Figure 4.17 : Cellule de charge 1000 kN**



**Figure 4.18 : Position de l'instrumentation pour la face EST**



**Figure 4.19 : Position de l'instrumentation pour la face OUEST**

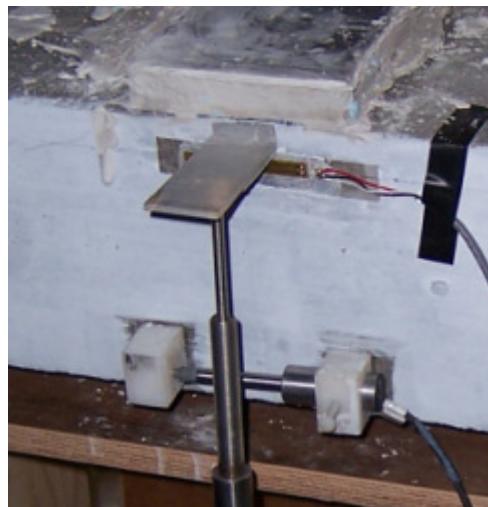
#### 4.5.4 Instrumentation des poutres hyperstatiques

Pour ces essais, nous désirions obtenir la flèche au centre de chacune des deux travées. Nous cherchions également à obtenir les réactions d'appuis.

Les flèches au centre des travées ont été obtenues en utilisant quatre LVDT (deux par travée) ayant une capacité de 50 mm. Des LVDT ont été placés de chaque côté de la poutre afin de mesurer le mouvement en torsion. Ces LVDT venaient s'appuyer sur des cornières d'aluminium collées aux côtés de la poutre à la fibre supérieure, afin d'éviter la zone de fissuration. La Figure 4.14 montre un LVDT captant la flèche au centre d'une travée.

Afin de tenir compte de l'écrasement des appuis, nous avons positionné trois LVDT de 10 mm de course aux appuis (Figure 4.15).

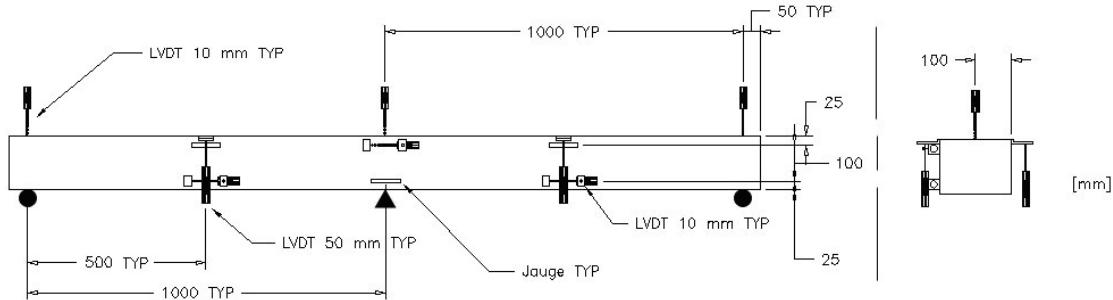
Les courbures ont été mesurées à l'aide de LVDT de 10 mm de course et de jauge de déformation. Tout comme le montage des poutres isostatiques, les LVDT évaluaient le déplacement de la fibre en traction alors que les jauge de déformation mesuraient plutôt la déformation de la fibre en compression. Ces instruments étaient placés au niveau des armatures, soit à 25 mm ou 125 mm du dessus de la poutre. L'espacement centre à centre des blocs de téflon supportant les LVDT était de 100 mm. La Figure 4.20 montre un LVDT et une jauge servant à l'acquisition de la courbure.



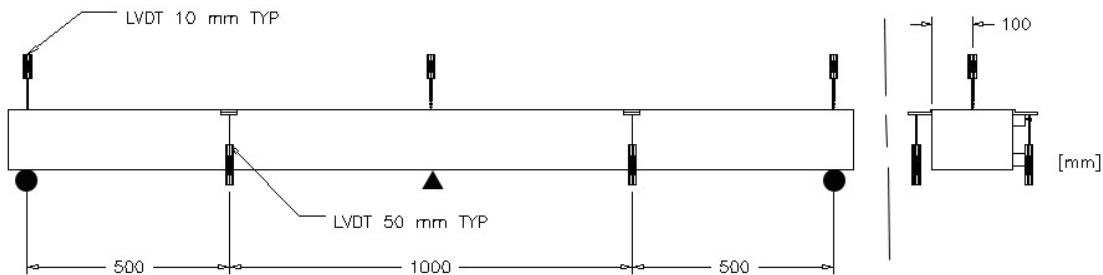
**Figure 4.20 : Jauge et LVDT captant la courbure et LVDT captant la flèche au centre d'une travée**

Finalement, les réactions étaient captées à l'aide de cellules de charge. Nous avons utilisé des cellules ayant une capacité de 1000 kN aux extrémités des poutres (Figure 4.17) et une cellule de

890 kN à l'appui central de la poutre (Figure 4.13). Une plaque d'acier entre la poutre et chaque cellule de charge assurait que toute la charge était bien répartie sur la surface des cellules. Les cellules de charges étaient positionnées selon la Figure 4.11. Les LVDT et jauge étaient positionnées selon les Figures 4.21 et 4.22.



**Figure 4.21 : Position de l'instrumentation pour la face EST**



**Figure 4.22 : Position de l'instrumentation pour la face OUEST**

#### 4.5.5 Protocole expérimental des essais de flexion isostatique

Le crochet servant à déplacer la poutre devait d'abord être coupé à l'aide d'une meuleuse d'angle. Par la suite, le spécimen était instrumenté et peinturé en blanc. La peinture blanche servait à faciliter l'identification des fissures. Une fois instrumentée, la poutre pouvait être installée sur les appuis, sous la presse. Il est important de mentionner que nous avons utilisé un coulis de nivellation (Ultracal) entre les plaques d'acier des appuis et la poutre pour assurer un contact parfait entre les éléments. Il permettait également à la poutre d'être parfaitement à niveau. Une fois la poutre en place, nous avons installé une petite plaque d'acier de 100 mm de longueur par 200 mm de largeur. Cette plaque venait s'installer sur la poutre là où la charge était appliquée. Elle permettait de bien répartir la force transmise par le vérin. Tout comme les plaques d'acier entre la poutre et les appuis, nous avons utilisé un coulis de nivellation entre la poutre et la plaque de transfert pour les raisons évoquées précédemment. Une fois ces étapes terminées, le

vérin de la presse pouvait être descendu jusqu'à ce que le contact avec la plaque de transfert soit établi. À ce moment, l'essai pouvait débuter.

L'essai était contrôlé en déplacement afin de mesurer le comportement à la rupture des poutres. La vitesse du déplacement était 0,2 mm/min, ce qui correspondait à une déformation de 180  $\mu\epsilon$ /min aux fibres les plus sollicitées de la poutre. Cette vitesse pouvait être augmentée manuellement au cours de l'essai à 0,5 mm/min (450  $\mu\epsilon$ /min).

Le protocole expérimental détaillé de cet essai est présenté à l'Annexe E.

#### **4.5.6 Protocole expérimental des essais de flexions hyperstatiques**

Les crochets servant à déplacer la poutre devaient d'abord être coupés à l'aide d'une meuleuse d'angle. Par la suite, le spécimen était instrumenté et peinturé en blanc. Une fois peinturée, la poutre pouvait être installée sur les appuis, sous la presse. Tout comme pour les poutres isostatiques, nous avons utilisé un coulis de nivellation (Ultracal) afin d'avoir un bon contact uniforme entre la poutre et les appuis. Une fois la poutre en place, nous avons installé deux petites plaques d'acier de 100 mm de longueur par 200 mm de largeur. Ces plaques venaient s'installer sur la poutre là où nous appliquions les charges. Nous avons également utilisé un coulis de nivellation entre la poutre et les plaques de transfert. Une fois ces étapes terminées, le vérin de la presse pouvait être descendu jusqu'à ce que le contact avec la plaque de transfert d'acier soit établi. À ce moment, l'essai pouvait débuter.

L'essai était contrôlé en déplacement à une vitesse de 0,2 mm/min, ce qui correspondait à une déformation de 155  $\mu\epsilon$ /min aux fibres les plus sollicitées de la poutre. Cette vitesse pouvait être augmentée manuellement au cours de l'essai à 0,5 mm/min (385  $\mu\epsilon$ /min).

Le protocole expérimental détaillé de cet essai est présenté à l'Annexe F.

## 4.6 ANALYSE DES RÉSULTATS

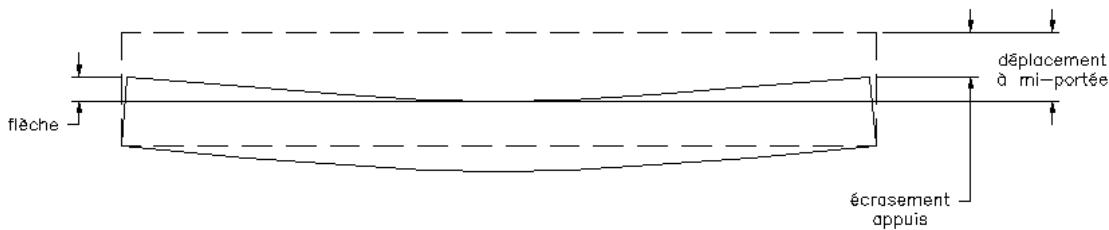
Une fois les essais de flexion terminés, nous pouvons tracer les courbes force-flèche des différentes conditions d'essais testées. Ces courbes permettront, plus tard, de vérifier la validité de nos modèles numériques utilisant les lois de comportement tirées des essais de traction directe.

### 4.6.1 Déroulement des essais

Les essais isostatiques se sont déroulés sans problème. Toutefois, pour les essais hyperstatiques, certaines poutres ne présentaient pas un bon contact initial avec l'appui du centre. Ceci faisait en que l'essai débutait en condition isostatique, jusqu'à ce que le contact avec l'appui central se fasse. De plus, la plupart des fissures ne se sont pas développées entre les LVDT servant à capter la courbure, ce qui a fait en sorte que les valeurs des courbures post-fissuration ne sont pas valides pour la majorité des poutres. Les observations effectuées pour chacun des essais sont présentées à l'annexe G.

### 4.6.2 Méthodologie

Afin d'obtenir des courbes force-flèche valides, nous devons traiter les données recueillies des essais. Ainsi, pour éliminer les effets de torsion pouvant fausser les flèches, nous avons utilisé deux LVDT pour lire le déplacement au centre. Ces LVDT étaient placés de chaque côté de la poutre, ce qui permettait d'éliminer le déplacement dû à la torsion en effectuant la moyenne des lectures. De plus, nous avons tenu compte de l'écrasement du béton à l'aide de LVDT placés à la surface des poutres, là où les appuis sont situés (sections 4.5.3 et 4.5.4). La flèche nette a donc été calculée en soustrayant du déplacement lu au centre, l'écrasement moyen du béton aux appuis. La Figure 4.23 montre comment la flèche totale est obtenue.



**Figure 4.23 : Calcul de la flèche au centre d'une poutre**

Le calcul de la flèche pour une poutre hyperstatique est fait selon le même principe. Deux LVDT captent le déplacement de la poutre au centre d'une travée. L'écrasement aux appuis d'extrémité ainsi qu'à l'appui central sont captés par des LVDT. La flèche est calculée en soustrayant du déplacement au centre d'une travée l'écrasement moyen des deux appuis les plus près.

Également, bien que la mise à zéro des LVDT ait été faite manuellement avant le début des essais, nous avons refait le zéro des lectures à l'aide du chiffrier Excel. Pour ce faire, nous avons tout simplement utilisé la lecture des LVDT lorsque la valeur de la force était nulle et l'avons soustraite à chacune des lectures. Ceci assurait que les lectures des deux LVDT partaient à zéro au même instant, alors que la force appliquée était nulle.

On peut aussi avoir une idée de la contrainte dans les fils d'armature grâce au déplacement enregistré par le LVDT servant à la caractérisation de la courbure. En effet, ce LVDT est situé au même niveau que le fil d'armature. En divisant le déplacement lu par le LVDT par la distance des blocs de téflon servant de support (100 mm), on peut obtenir la déformation moyenne à cet endroit. La contrainte de l'armature à cet endroit peut alors être obtenue par la loi de Hooke :

$$(4.1) \quad f_s = \varepsilon_{cm} \cdot E_s$$

où  $f_s$  est la contrainte dans l'armature,  $\varepsilon_{cm}$  est la déformation moyenne du béton lue par le LVDT de courbure et  $E_s$  est le module élastique de l'acier d'armature. Toutefois, cette équation est valide seulement lorsque l'armature est en condition élastique.

Finalement, la courbure de la poutre  $\Psi$  est l'inverse du rayon de courbure et permet de calculer une déformation longitudinale d'un point en fonction de sa position par rapport à l'axe neutre. La Figure 4.36 montre ce qu'est le rayon de courbure d'une poutre et l'équation 4.2 indique la relation entre la déformation et la courbure.

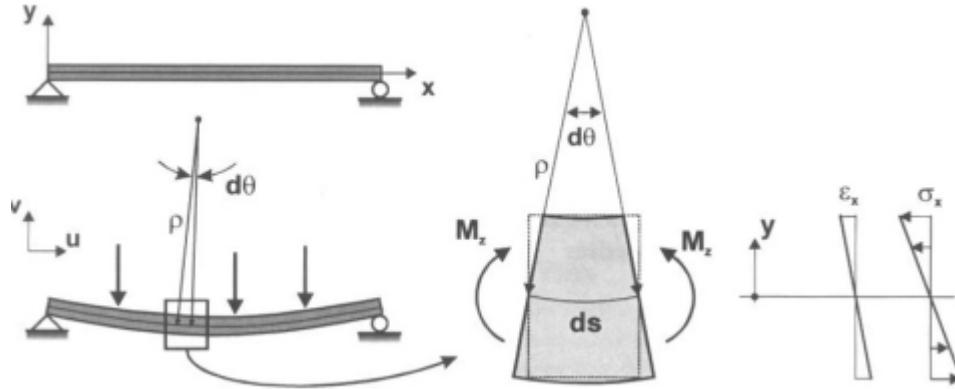


Figure 4.24 : Schéma théorique de la courbure d'une poutre (Tremblay, 2001)

$$(4.2) \quad \varepsilon_x = \left( \frac{ds}{\rho} \right) \frac{1}{ds} = \frac{-y}{\rho} = -y\Psi$$

où  $\varepsilon_x$  est la déformation selon l'orientation x,  $ds$  est la longueur de l'axe neutre de la poutre sur une partie étudiée infiniment petite de la poutre,  $\rho$  est le rayon de courbure de la poutre,  $y$  est la coordonnée prise par rapport à l'axe neutre de la poutre et  $\Psi$  est la courbure de la poutre.

Dans notre cas, afin de calculer la courbure d'une poutre, nous avons utilisé un LVDT afin d'obtenir la déformation de la fibre en traction et une jauge pour la déformation de la fibre en compression. La profondeur totale de chaque poutre est de 150 mm. Les LVDT sont à une profondeur de 125 mm et les jauge à 25 mm. On peut facilement calculer la valeur de la courbure en additionnant la valeur absolue des déformations lues par un LVDT et par une jauge et en divisant cette somme par la distance les séparant. L'équation 4.3 résume ce calcul :

$$(4.3) \quad \Psi = \frac{\varepsilon_{x1} + \varepsilon_{x2}}{\Delta L}$$

où  $\varepsilon_{x1}$  et  $\varepsilon_{x2}$  sont respectivement des déformations longitudinales pour un même endroit sur une poutre mais à des fibres différentes et  $\Delta L$  est la distance séparant les deux fibres.

### 4.6.3 Poutres isostatiques

Les valeurs importantes tirées des essais de flexion isostatiques sont présentées au Tableau 4.7. On retrouve dans ce tableau la charge  $P$ , la flèche au centre de la poutre  $\Delta$ , le moment au centre de la poutre  $M^+$  et la courbure au centre de la poutre  $\Psi$  pour la charge causant la fissuration (indice « fiss ») et la charge maximale (indice « max »), pour les poutres sans armature et de BFUP120 armé. Pour les poutres de BHP50 et de BRF50 avec armature, la charge maximale est inconnue. En effet, l'écrouissage de l'armature et la présence de fibres fait en sorte que la charge causant la plastification de l'armature n'est pas la charge maximale que peut reprendre les poutres. La charge de plastification des armatures est donc utilisée comme étant la charge maximale.

**Tableau 4.7 : Valeurs critiques tirées des essais de flexion isostatique**

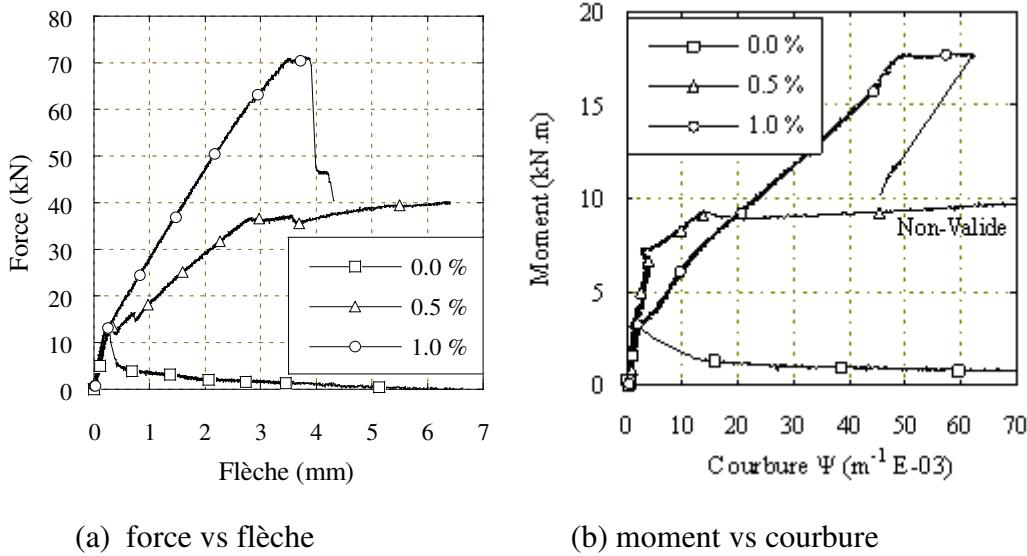
Poutre (-)	$\rho$ (%)	$P_{fiss}$ (kN)	$\Delta_{fiss}$ (mm)	$M^+_{fiss}$ (kN.m)	$\Psi_{fiss}^*$ (m <sup>-1</sup> E-03)	$P_{max}$ (kN)	$\Delta_{max}$ (mm)	$M^+_{max}$ (kN.m)	$\Psi_{max}^*$ (m <sup>-1</sup> E-03)
BHP50	0.0	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	12.0	0.3	3.1	1.0
	0.5	13.2	0.3	3.3	1.7	36.3	3.6	9.1	13.8
	1.0	13.3	0.2	3.3	3.3	70.2	3.5	17.7	49.4
BRF50	0.0	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	14.1	0.3	3.5	2.9
	0.5	13.4	0.4	3.4	3.4	47.1	3.7	11.8	45.1
	1.0	11.3	0.3	2.8	3	71.6	3.9	17.9	28.7
BFUP120	0.0	22.4	0.4	5.6	0.5	55.2	2.4	13.8	21.9
	0.5	25.0	0.4	6.3	0.9	93.8	3.7	23.5	23.0
	1.0	23.5	0.4	5.9	0.8	129.0	4.5	32.3	18.0

\*Les mesures de courbures sont adéquates uniquement avant la fissuration car les fissures principales se sont développées hors des zones de mesures

Dans le Tableau 4.7, les valeurs de fissuration du BHP50 et du BRF50 ne sont pas disponibles puisque le début précis de la fissuration pour ces deux types de béton n'a pu être identifié sur les courbes de résultats.

#### 4.6.3.1 Courbes de résultats du BHP50

La Figure 4.25 montre la charge en fonction de la flèche au centre ainsi que le moment en fonction de la courbure pour les trois poutres de BHP50 isostatiques.



**Figure 4.25 : Courbes de résultats des poutres isostatiques BHP50**

On voit à la Figure 4.25a, pour la poutre  $\rho = 0 \%$ , une baisse soudaine de la charge lorsque celle-ci atteint sa charge maximale. Ceci indique une rupture fragile. Pour une poutre entièrement non armée, la charge aurait dû atteindre quasi instantanément zéro. Toutefois, la présence d'une partie du crochet de levage de la poutre (Figure E.2) a fait en sorte d'arrêter la rupture fragile. C'est ce que l'on voit sur la courbe de la Figure 4.25a vers 5 kN, alors que la pente descendante change soudainement. Quant à la courbure, on voit, à la Figure 4.25b, que la courbure au moment de fissuration est très faible (environ  $1 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ ). Une fois la fissuration amorcée, la courbure devient rapidement importante. Ce phénomène est normal puisqu'il n'y a pas d'armature pour freiner l'ouverture de la fissure. Celle-ci s'ouvre alors rapidement et la flèche devient importante.

La poutre ayant un renforcement de 0,5 % adopte, une fois la fissuration amorcée, une pente quasi constante. La plastification de l'armature se produit en flexion, provoquant un plateau (Figure 4.25a) correspondant au plateau plastique de l'armature. Le graphique de la courbure (Figure 4.25b) donne une fissuration pour un moment beaucoup plus élevé qu'il ne devrait l'être. En effet, le moment est de 7 kNm ce qui correspond à une charge de fissuration de 29 kN. Ce phénomène est expliqué par l'apparition de la première fissure hors de la zone couverte par le LVDT servant à la caractérisation de la courbure. Ainsi, la courbure lue est celle d'un béton non fissuré. L'apparition d'une fissure à l'intérieur de la zone du LVDT coïncide, à la Figure 4.25b, au changement de pente.

Tout comme la poutre  $\rho = 0,5 \%$ , la pente de la courbe force-flèche de la poutre  $\rho = 1,0 \%$  adopte un comportement quasi-linéaire lorsque le spécimen fissure (Figure 4.25a). La rupture en cisaillement de la poutre est associée à la perte soudaine de charge, traduisant bien le caractère fragile d'une telle rupture. On remarque toutefois, avant cette perte de charge, la présence d'un plateau plastique à la Figure 4.25a et, à la Figure 4.25b, une augmentation de la courbure alors que le moment demeure constant. Ces signes démontrent donc qu'une plastification en flexion a été atteinte avant la rupture en cisaillement.

#### 4.6.3.2 Courbes de résultats du BRF50

La Figure 4.26 montre la charge en fonction de la flèche au centre ainsi que le moment en fonction de la courbure pour les trois poutres de BRF50 isostatiques.

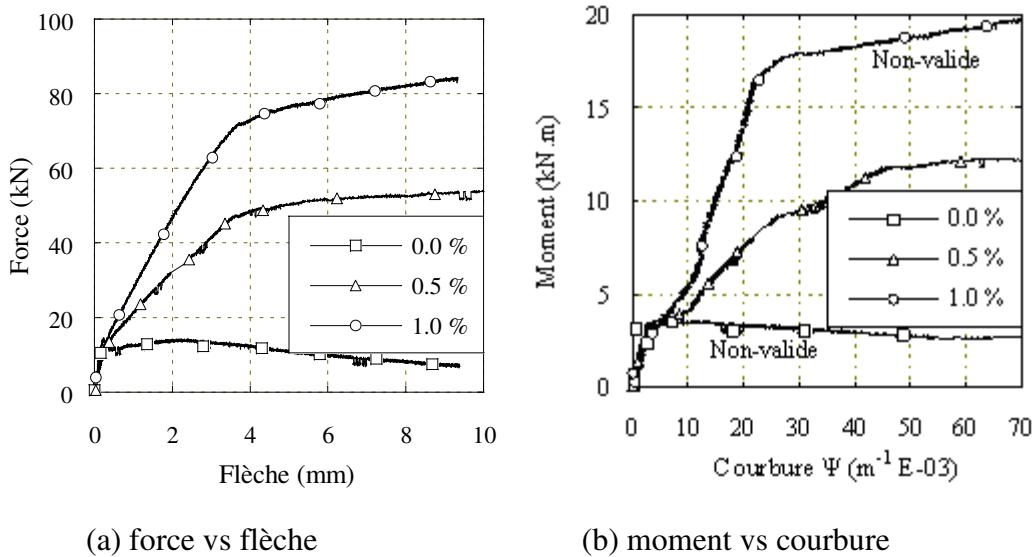


Figure 4.26 : Courbes de résultats des poutres isostatiques BRF50

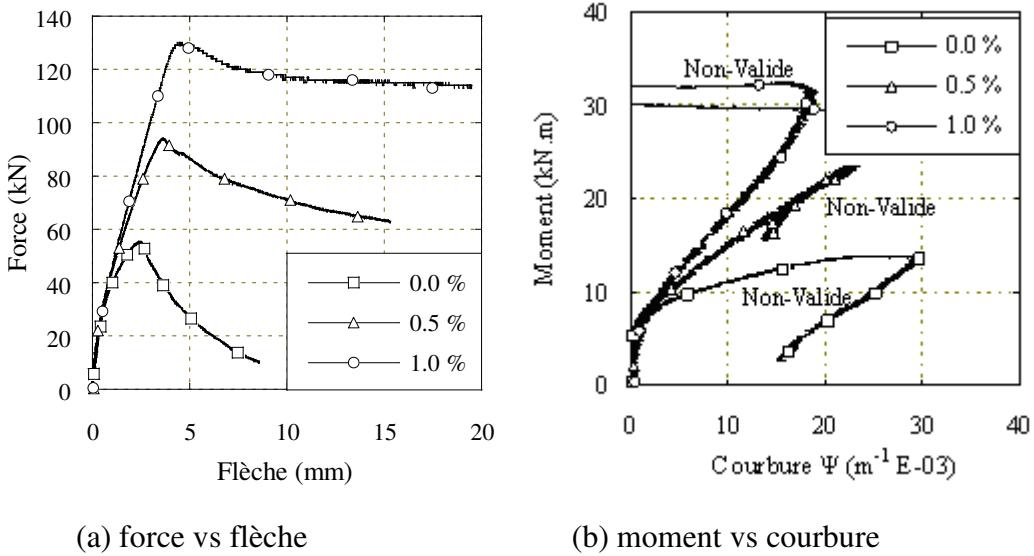
Contrairement à la poutre de BHP50 non armé, la poutre de BRF50 sans armature démontre une bonne ductilité. Lorsque la poutre fissure, on voit une baisse de la charge, suivie d'une reprise de celle-ci (Figure 4.26a). Lorsque la reprise est maximale, l'arrachement des fibres débute et la charge diminue tranquillement. Pour ce qui est du graphique de la courbure (Figure 4.26b), seule la partie avant la fissuration est valide (partie avant le plateau). En effet, la fissure s'est développée à l'extérieur de la zone couverte par le LVDT.

La poutre de BRF50  $\rho = 0,5 \%$  atteint la plastification de l'armature en flexion. Une fois la plastification atteinte, la charge continue d'augmenter légèrement, phénomène dû à l'action des fibres, du déplacement de l'axe neutre et, éventuellement, l'écrouissage de l'armature. Le graphique du moment-courbure est valide sur tout son domaine puisque la première fissure s'est développée à l'intérieur de la zone couverte par le LVDT. Également, cette fissure s'est avérée gouvernante à la rupture, c'est-à-dire qu'elle est la fissure qui a continuée de s'ouvrir.

La plastification de la poutre de BRF50  $\rho = 1 \%$  se produit en flexion. La charge de plastification est d'environ 71 kN (Tableau 4.7) ce qui est pratiquement identique à la charge de plastification de la poutre de BHP50 ayant le même taux de renforcement. En comparant les poutres de BHP50 et BRF50 ayant un taux de renforcement de 0,5 %, on s'aperçoit que les fibres avaient permis un gain d'environ 11 kN. Or, ce gain n'est pas présent pour les poutres de 1.0 %. Une hypothèse expliquant ce phénomène est que l'espacement entre l'armature du spécimen de 1,0 % était trop faible pour laisser passer les fibres. Le béton sous le lit d'armature était alors semblable à un BHP50, ce qui faisait en sorte que les fibres ne pouvaient pas participer à la reprise des efforts. Lee (2009) a également fait une observation semblable, alors que l'espacement entre ses barres d'armatures n'était pas suffisant pour permettre une bonne distribution des fibres sous le lit d'armature. Quant au graphique de la courbure (Figure 4.26b), il n'est pas valide puisque la jauge de déformation était mal collée. Les lectures prises étaient donc erronées.

#### 4.6.3.3 Courbes de résultats du BFUP120

La Figure 4.27 montre la charge en fonction de la flèche au centre ainsi que le moment en fonction de la courbure pour les trois poutres de BFUP120 isostatiques.



**Figure 4.27 :** Courbes de résultats des poutres isostatiques BFUP120

On voit, à la Figure 4.27a, que la rigidité de la poutre de BFUP120 non armée ( $\rho = 0 \%$ ), commence à baisser lorsque la charge appliquée avoisine les 22 kN. Ce point correspond au début de la multifissuration du béton. La localisation de la fissure se produit lorsque la charge est maximale. À cet instant, la multifissuration cesse et seule la fissure localisée s'ouvre. L'arrachement des fibres débute et la charge reprise par celles-ci diminue. Sur le graphique du moment-coubure de la poutre non armé (Figure 4.27b), on remarque qu'une fois que la charge maximale est atteinte, la courbure diminue. Ceci est dû au fait que la fissure gouvernante était située hors de la zone couverte par le LVDT caractérisant la courbure. Le graphique est tout de même valide afin de caractériser la courbure de la poutre avant que la charge maximale soit atteinte puisque la première fissure à s'être développée est située à l'intérieur de la zone instrumentée.

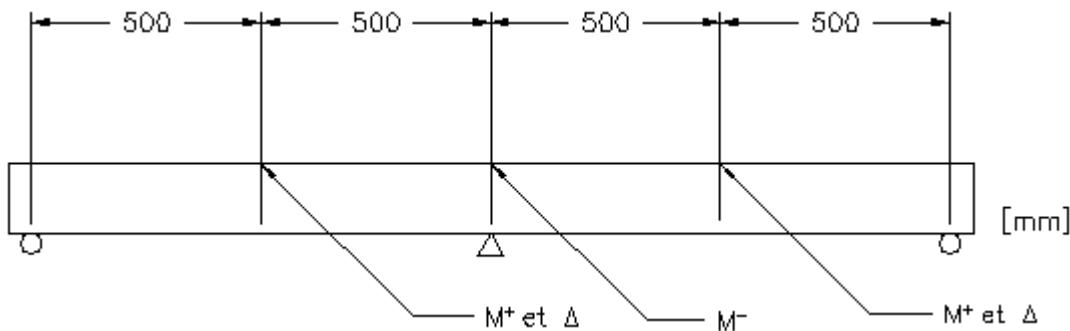
On observe, pour la poutre de BFUP120 ayant un renforcement de 0,5 %, que la multifissuration débute à environ 25 kN. Une fois la charge maximale atteinte, l'arrachement des fibres débute (phénomène audible) et la charge diminue graduellement. Le graphique de la courbure est quant à lui valable jusqu'à ce que la charge maximale soit atteinte. Après la charge maximale, la fissure localisée s'est développée hors de la zone couverte par le LVDT.

La multifissuration de la poutre de BFUP120  $\rho = 1\%$  débute à environ 24 kN. Lorsque la charge maximale est atteinte, on remarque une réduction de charge plus lente pour la poutre armée à 1,0 % si on la compare à la poutre armée à 0,5 %. Afin d'expliquer ce phénomène, nous avançons l'hypothèse qu'un plus grand nombre de barres d'armature a pu augmenter l'effet de bord, ce qui a orienté un plus grand pourcentage de fibres dans la direction longitudinale de la poutre. Puisque les fibres sont mieux orientées, elles reprennent mieux la charge ce qui la fait diminuer moins rapidement.

Le graphique moment courbure de la poutre ayant un renforcement de 1,0 % est valide jusqu'à environ  $15 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ . Après ce point, la courbe n'est plus valide puisqu'une fissure a endommagé la jauge.

#### 4.6.4 Poutres hyperstatiques

Les valeurs importantes tirées des essais de flexion hyperstatiques sont présentées au Tableau 4.8. On retrouve dans ce tableau les moments maximaux positifs théoriques  $M^+$  aux centres des deux travées de la poutre (travées nord et sud), le moment maximal négatif théorique (valeur absolue)  $M^-$  au centre de la poutre (appui central) et la flèche  $\Delta$  au centre des deux travées. On retrouve également dans ce tableau une colonne donnant l'endroit et le mode de rupture. Il est à noter que la localisation de la rupture a été faite de façon visuelle selon la fissure qui semblait être la plus critique (ouverture la plus importante). La figure 4.28 illustre la localisation exacte de la prise des données.

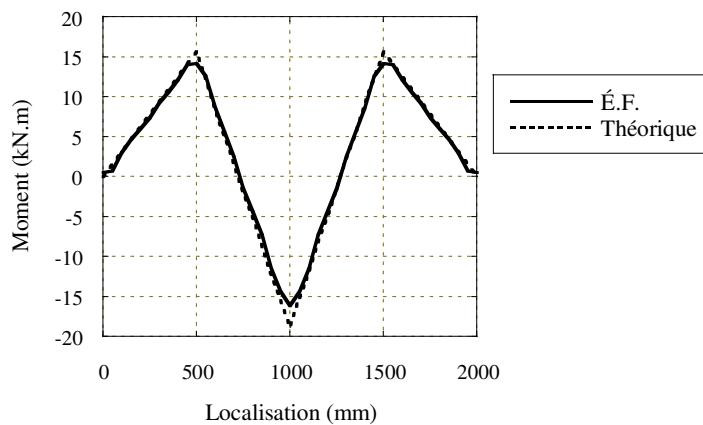


**Figure 4.28 : Localisation des valeurs importantes pour les poutres hyperstatiques**

**Tableau 4.8 : Valeurs critiques tirées des essais de flexion hyperstatique**

Poutre (-)	$\rho$ (%)	$M^+ Nord$ (kN.m)	$\Delta Nord$ (mm)	$M^+ Centre$ (kN.m)	$M^+ Sud$ (kN.m)	$\Delta Sud$ (mm)	Rupture (-)
BHP50	0	3.1	0.3	3.8	3.1	0.2	Flex Nord
	0.5	8.4	2.9	10.0	8.4	2.8	Cis Sud / Centre
	1	13.3	4.1	16.0	13.3	4.1	Cis Nord / Centre
BRF50	0	4.5	2.4	5.4	4.5	0.2	Flex Nord
	0.5	11.7	5.6	14.1	11.7	4.4	Flex N.D.
	1	20.0	6.3	24.0	20.0	5.5	Flex N.D.
BFUP120	0	14.0	3.0	16.8	14.0	1.8	Flex Sud
	0.5	24.4	3.6	29.3	24.4	3.6	Flex Sud
	1	33.8	3.7	40.5	33.8	4.6	Flex Sud

Dans le Tableau 4.8, la localisation de la rupture des poutres de BRF50 armé n'est pas disponible puisque la plastification en flexion des aciers d'armature a rapidement été suivie d'une rupture en cisaillement, empêchant les fissures gouvernantes de flexion de se développer. Toujours dans ce tableau, les valeurs des moments au centre sont plus élevées que les moments mi-travée de 20,5 %. Il s'agit là des valeurs théoriques en supposant que la poutre est appuyée de manière ponctuelle sur 3 appuis. La figure 4.29 compare le diagramme théorique des moments dans la poutre (en considérant des appuis ponctuels) au diagramme des moments obtenu d'un modèle élastique par éléments finis où la poutre est appuyée sur des plaques d'acier (voir figure 5.15 pour les dimensions).



**Figure 4.29 : Variation du moment dans une poutre hyperstatique pour une charge de 100 kN à mi-travée**

Sur ce diagramme, on voit que les moments aux appuis sont moins élevés que les moments théoriques. La différence entre le moment au centre de la poutre et à mi-travée passe de 20,5 % à 13,4 %. Donc, malgré la présence des plaques d'appuis, les moments dans la poutre demeurent plus importants en moment négatif (centre) qu'en moment positif (mi-travée). Le Tableau 4.9 présente les valeurs de moments maximums calculées à l'aide des réactions d'appuis obtenues lors des essais. Dans ce tableau, seuls les moments des poutres ayant subit une rupture en flexion sont présentés.

**Tableau 4.9 : Valeurs critiques tirées des essais de flexion hyperstatique**

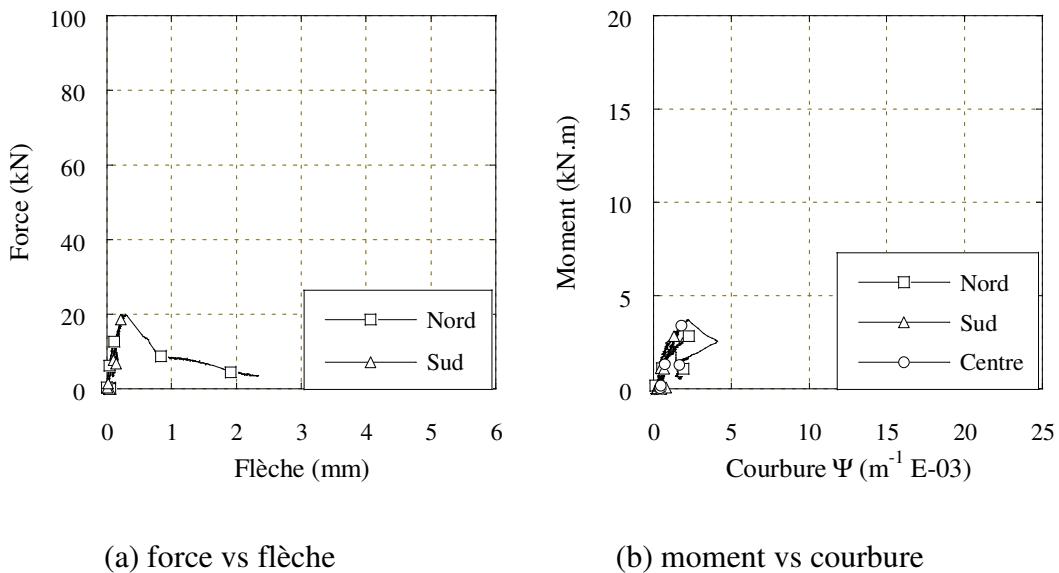
Poutre (-)	$\rho$ (%)	$M^+$ (kN.m)	$M^-$ (kN.m)
BHP50	0	3.1	3.6
BRF50	0	4.0	6.4
	0.5	12.6	13.1
	1	21.4	22.5
BFUP120	0	14.9	14.7
	0.5	24.7	29
	1	37.0	40.2

Le Tableau 4.9 confirme que les moments ultimes dans les poutres sont supérieurs en zone de flexion négative aux moments ultimes en zones de moments positifs. Seule la poutre non armé de BFUP120 présente un moment positif plus élevé. Il faut toutefois savoir qu'au début de l'essai, le contact avec l'appui central était déficient. Ceci faisait en sorte que le début de l'essai s'est déroulé en condition isostatique, jusqu'à ce que le contact avec l'appui central s'effectue.

Les sous-sections qui suivent présentent les courbes de résultats des essais de flexion hyperstatiques. Comme ce fut le cas pour les poutres isostatiques, ces graphiques présentent les résultats sous forme de courbes force-flèche et moment-courbure. Il est à noter que la force des graphiques force-flèche est la force appliquée à une travée et non pas la force totale appliquée par le vérin. Les courbures sont quant à elle mesurées au centre des deux travées (nord et sud), ainsi qu'à l'appui central. Les courbures sont présentées en valeurs absolues afin de les comparer sur un même graphique.

#### 4.6.4.1 Courbes de résultats du BHP50

Pour la poutre sans armature, la rupture est atteinte en flexion pour une charge de 20 kN. Une fois cette charge atteinte, la flèche de la travée nord devient relativement importante par rapport à la flèche de fissuration. La flèche de la travée sud, qui n'est d'ailleurs pas fissurée, diminue pour se diriger graduellement vers zéro au fur et à mesure que la charge diminue (Figure 4.30a). Pour ce qui est de la courbure, la travée nord atteint une courbure maximale de  $2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$  à l'instant où la rupture est atteinte (Figure 4.30b). La travée sud atteint une courbure de  $1,3 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$  lorsque la rupture est atteinte. Toutefois, cette courbure ne devient jamais plus importante puisque la fissure s'est développée à l'extérieur de la zone couverte par le LVDT. Le même phénomène s'est produit pour l'appui central. La fissure s'est développée hors de la zone couverte par le LVDT ce qui a fait en sorte que la courbure n'a jamais semblé se développer une fois la rupture atteinte. La courbure maximale atteinte pour cet endroit est de  $1,5 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ .



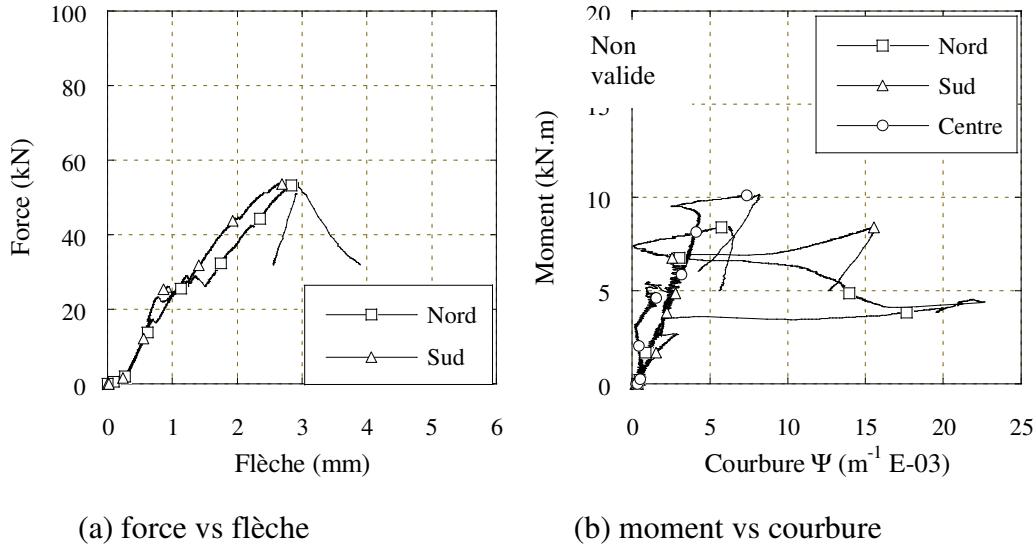
**Figure 4.30 : Poutre hyperstatique BHP50  $\rho = 0 \%$**

Les résultats de l'essai sur la poutre hyperstatique de BHP50 ayant un taux de renforcement de 0,5 % sont particuliers. En effet, au tout début de l'essai, alors que la charge à chaque travée est située entre 0 kN et 1,8 kN, la rigidité de la poutre semble extrêmement faible (Figure 4.31a). Une fois que la charge passe 1,8 kN, la poutre semble retrouver une rigidité plus grande, mais qui n'est tout de même pas celle à laquelle on pourrait s'attendre. Ainsi, la pente de la partie élastique

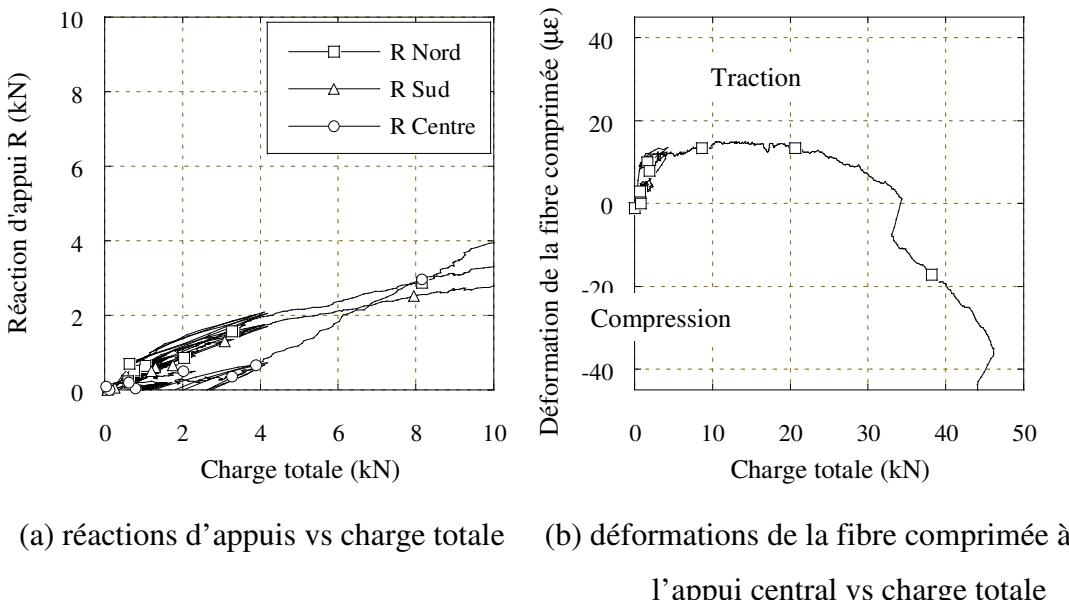
et linéaire de la Figure 4.31a est de 35,7 kN/mm. La pente de la partie élastique et linéaire de la Figure 4.30a est, quant à elle, de 120,5 kN/mm. En théorie, puisque la comparaison de ces deux poutres se fait en utilisant la partie élastique de la courbe, les pentes devraient être à peu près les mêmes. On peut alors poser deux hypothèses. La première est que la poutre, qui présentait un aspect légèrement gauche, s'est endommagée en torsion en début d'essai. La seconde est que les fissures de retrait étaient assez importantes pour abaisser la rigidité du spécimen. Cependant, ces hypothèses ne peuvent expliquer la très faible rigidité de la poutre en tout début d'essai, alors que la charge appliquée à chaque travée est située entre 0 kN et 1,8 KN. En observant les réactions aux appuis (Figure 4.32a) on voit qu'en début d'essai, la réaction au centre est nulle alors que la somme des réactions d'appuis aux extrémités est égale au chargement total. Ceci signifie qu'en début d'essai, la poutre ne fait pas contact avec l'appui central. De plus, la cellule de charge de l'appui central enregistre une charge lorsque la charge extérieure appliquée à l'ensemble de la poutre est de 3,5 kN (deux charges de 1,8 kN), ce qui vient confirmer que la faible rigidité initiale n'est pas réelle et est due au mauvais contact à l'appui central. Finalement, on remarque, à la Figure 4.32b, que la jauge du centre débute en traction, alors qu'elle devrait normalement débuter en compression, celle-ci étant localisée à la fibre comprimée. Puisque la jauge débute en tension, cela signifie que la poutre se trouve en condition isostatique jusqu'à ce que le contact avec l'appui central soit fait.

On peut remarquer, à la Figure 4.32a, que les travées ne fissurent pas pour la même charge. La travée nord fissure à 23 kN et la travée sud fissure à 16,6 kN. La fissuration de l'appui central se produit à 24 kN (observation visuelle lors de l'essai). De plus, la rupture en cisaillement est accompagnée d'une perte importante de la charge.

Le graphique de la courbure du centre n'est pas valide puisque aucune fissure ne passe par la zone couverte par le LVDT. Le graphique de la courbure nord n'est également pas valide. En effet, une fissure est venue rejoindre la jauge lorsque le moment a atteint 3,6 kN.m (charge de 23 kN/travée). Finalement, le graphique de la courbure sud n'est pas non plus valide puisque la fissuration s'est d'abord produite à l'extérieur de la zone couverte par le LVDT. Une seule fissure s'est développée à l'intérieur de cette zone et elle est apparue à 7 kN.m (charge de 45 kN/travée).



**Figure 4.31 : Poutre hyperstatique BHP50  $\rho = 0,5 \%$**

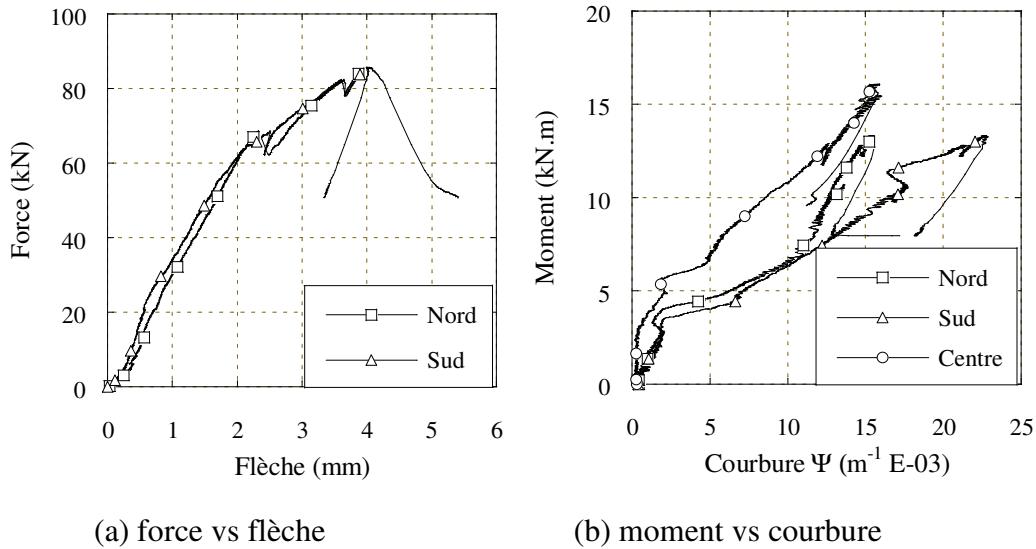


**Figure 4.32 : Analyse du comportement de la poutre hyperstatique BHP50  $\rho = 0,5 \%$**

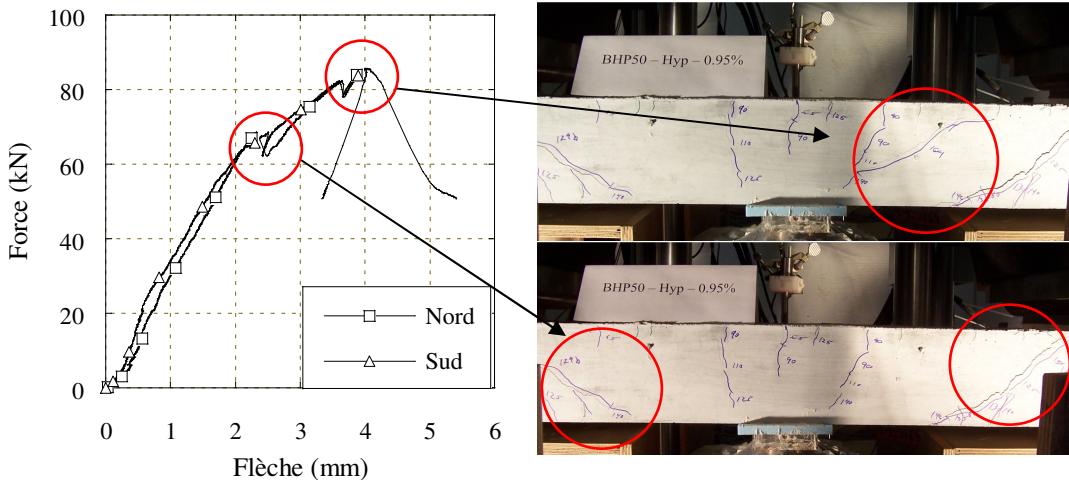
L'analyse des courbes de la Figure 4.33a révèle, pour la poutre de BHP50  $\rho = 1 \%$ , un comportement semblable à celui de la poutre de BHP50  $\rho = 0,5 \%$ . Ainsi, en tout début d'essai, on retrouve une très faible rigidité, signe d'un mauvais contact avec l'appui central. Lorsque la charge atteint 5,5 kN/travée, le contact parfait avec l'appui central semble s'effectuer et la pente de la courbe poutre retrouve une plus grande rigidité. Toutefois, cette pente est de 52,6 kN/mm, ce qui est loin de la pente de 120,5 kN/mm de la poutre non armée. On peut alors poser trois

hypothèses, soit l'endommagement en début d'essai causé par la torsion et la fissuration due au retrait. Dans les deux cas, la rigidité est abaissée.

On voit, à la Figure 4.33a, que la travée nord fissure à 27 kN et que la travée sud fissure à 26 kN. L'appui central fissure à environ 32,5 kN (observé lors de l'essai). Le changement de pente lorsque la charge atteint 64 kN est directement relié à l'apparition des fissures de cisaillement. La perte de charge à 80 kN est également reliée à l'apparition d'une fissure de cisaillement. Finalement, on peut voir, lorsque la flèche atteint 4 mm, une perte marquée de la charge. Cette perte est due à la rupture en cisaillement de la poutre. La Figure 4.33 associe les pertes de charge à l'apparition de fissures de cisaillement.



**Figure 4.33 : Poutre hyperstatique BHP50  $\rho = 1,0\%$**



**Figure 4.34 : Association de la fissuration au graphique force vs flèche de la poutre BHP50**

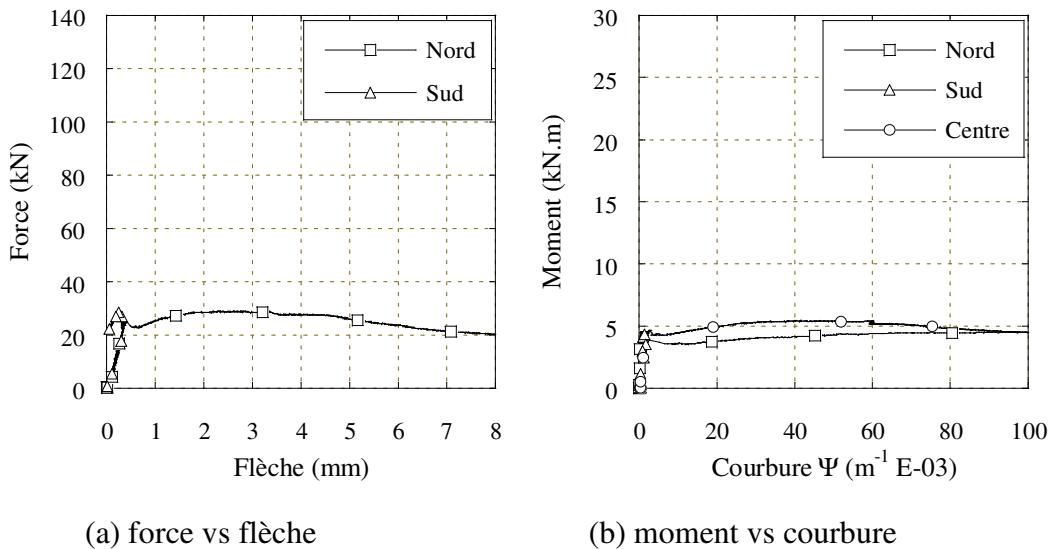
$$\rho = 1,0 \%$$

#### 4.6.4.2 Courbes de résultats du BRF50

La charge de fissuration de la poutre de BRF50 sans armature est de 25 kN (Figure 4.35). À cet instant, la flèche, pour les deux travées, est identique et a pour valeur 0,4 mm. Après fissuration, la charge à la travée nord diminue un peu avant d'être reprise par les fibres. L'action des fibres permet d'atteindre une force maximale de 29 kN, ce qui est plus élevé que la charge de fissuration. En comparaison, la reprise de charge à la poutre isostatique non armée n'a jamais dépassé la charge de fissuration. On peut donc affirmer que l'hyperstaticité permet aux fibres de mieux reprendre la charge soit par multifissuration ou par le confinement des fissures.

Pour ce qui est de la travée sud qui n'est pas fissurée, une fois la charge de fissuration atteinte, elle voit sa flèche diminuer et ce, même si la charge augmente. Ceci est dû à une grande augmentation de la flèche à la travée nord. Ainsi, cette grande déformation influence le déplacement de la travée sud de façon à diminuer sa flèche. Puisque le déplacement « négatif » (vers le haut) de la travée sud, causé par le déplacement de la travée nord, est plus important que le déplacement positif (vers le bas) causé par la charge, le déplacement de la travée sud est négatif, et ce même si la charge continue d'augmenter.

La courbure à la fissuration est de  $2,7 \times 10^{-3}$  m $^{-1}$  au centre et de  $1,7 \times 10^{-3}$  m $^{-1}$  à la travée nord. Les moments respectifs sont alors de 4,7 kN.m et de 3,9 kN.m.

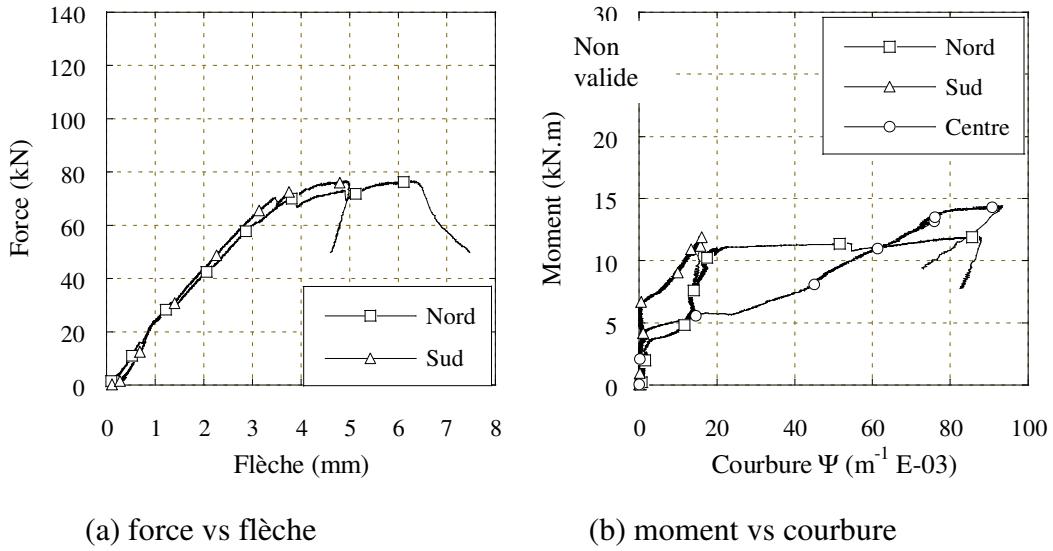


**Figure 4.35 :** Poutre hyperstatique BRF50  $\rho = 0 \%$

On remarque pour la poutre de BRF50  $\rho = 0,5\%$  (Figure 4.36a) qu'au tout début de la courbe la pente est très faible, un peu comme ce fut le cas pour les poutres hyperstatiques de BHP50 ayant des taux de renforcement de 0,5 % et de 1 %. En s'attardant aux lectures effectuées par les cellules de charges, on obtient des courbes similaires à celles de la Figure 4.32a, ce qui nous indique qu'il y a eu un mauvais contact entre l'appui central et la poutre. De plus, les pentes des courbes force-flèche avant la fissuration sont moins importantes que les pentes des mêmes courbes pour la poutre de BRF50 non armée (27,5 kN/mm contre 79,2 kN/mm). On peut donc supposer un endommagement de la poutre en torsion ou encore de la fissuration de retrait afin d'expliquer cette différence dans la rigidité.

La fissuration de la poutre survient à 23 kN pour la travée sud et à 24 kN pour la travée nord. Les flèches, à la fissuration, sont alors de 1 mm pour les deux travées. À 70 kN et à 72 kN, des fissures de cisaillement se sont développées, expliquant les petites pertes de charges vers 3,5 mm. La plastification de l'armature a été atteinte en flexion à 75 kN. La rupture en cisaillement survient à la travée nord pour la même charge.

Le graphique de la courbure de la travée sud n'est pas valide puisque la première fissure ne passe pas par la zone couverte par le LVDT. On a donc l'impression, en observant la Figure 4.36b, que le moment de fissuration pour cette travée est de 7 kN.m alors qu'il est vraiment de 4 kN.m. La courbure à la rupture de la travée nord est de  $19,4 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$  et le moment est de 11 kN.m. Au centre, la rupture survient pour une courbure de  $78,6 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$  et le moment est de 14 kN.m.

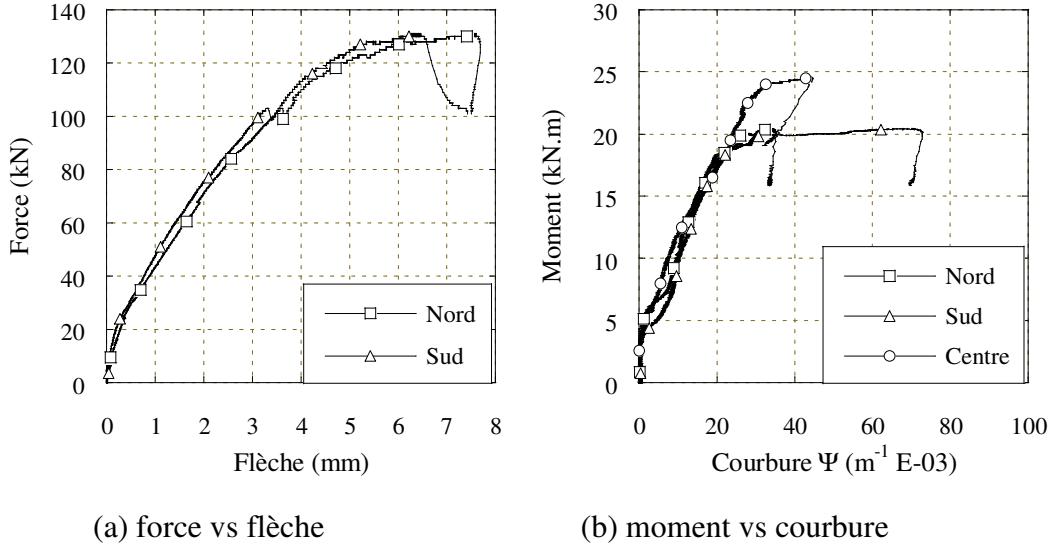


**Figure 4.36 : Poutre hyperstatique BRF50  $\rho = 0,5 \%$**

La fissuration de la poutre de BRF50  $\rho = 1 \%$  s'est produite pour une charge de 27 kN à la travée nord et une charge de 24 kN à la travée sud. À la Figure 4.37a, cette charge correspond au premier changement de pente. La flèche pour ces charges est d'environ 0,4 mm. Par la suite, la déformation des travées est relativement constante jusqu'à 103 kN où l'on assiste à une baisse soudaine de la charge. Cette perte est associée à l'apparition de fissures de cisaillement. D'ailleurs, une fois ces fissures présentes, la pente des courbes devient graduellement plus faible, ce qui signifie que les fissures de cisaillement diminuent la rigidité de la poutre. La plastification de l'armature en flexion est atteinte pour une charge de 128 kN. La rupture en cisaillement se produit un peu plus tard pour une charge de 130 kN. La flèche est alors de 7,7 mm pour la travée nord et de 6,5 mm pour la travée sud.

La courbe moment-courbure (Figure 4.36b) indique que le moment de fissuration pour les travées nord et sud sont respectivement de 3,9 kN.m et de 4,4 kN.m. Le moment de fissuration au centre

est, quant à lui, de 4,5 kN.m. À la plastification de l'armature en flexion, les courbures à la travée nord et sud sont de  $26,7 \times 10^{-3}$  m<sup>-1</sup> et  $32,4 \times 10^{-3}$  m<sup>-1</sup> et le moment est de 20 kN.m. Au centre, la courbure est de  $34 \times 10^{-3}$  m<sup>-1</sup> et le moment de 24 kN.m.



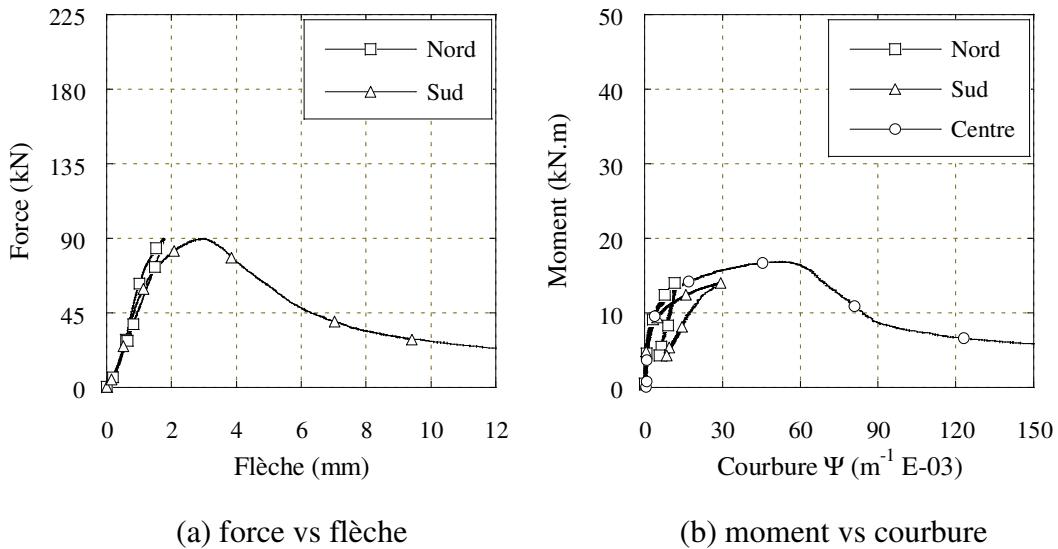
**Figure 4.37 : Poutre hyperstatique BRF50  $\rho = 1,0 \%$**

#### 4.6.4.3 Courbes de résultats du BFUP120

En observant globalement la courbe force-flèche de la poutre hypserstatique de BFUP120  $\rho = 0 \%$  (Figure 4.38a), on voit que la travée nord est plus rigide que la travée sud (pente plus raide). Ceci est dû au fait que la travée nord n'a pas subi autant d'endommagement pendant l'essai que la travée sud. De plus, lorsque la charge maximale en flexion est atteinte, la flèche de la travée nord diminue.

La pente de la courbe force-flèche de la travée sud devient moins abrupte (début de la microfissuration) lorsque la charge est d'environ 34 kN. La flèche pour cette travée est alors de 0,7 mm. À cet instant, la pente de la travée nord devient plus raide. Ceci est normal puisque la travée nord est toujours dans son domaine élastique. Ainsi, la déformation plus importante de la travée sud fait en sorte d'influencer à la baisse la flèche de la travée nord. La microfissuration de la travée nord débute aux alentours de 48 kN lorsque la flèche est de 0,8 mm. La charge maximale est atteinte en flexion à la travée sud lorsque la charge atteint 90 kN. La flèche est alors de 3,0 mm.

Le graphique de la courbure indique que la microfissuration a débuté à la travée sud lorsque le moment était d'environ 6 kN.m et que la courbure était de  $1,1 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ . Pour la travée sud, elle a débuté à 7,3 kN.m pour une courbure de  $1,7 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ . Au centre, la microfissuration a débuté à 5,1 kN.m avec une courbure de  $1,2 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ . À la charge maximale, les courbures des travées nord et sud étaient respectivement de  $11,9 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$  et de  $29,5 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ . Le moment était quant à lui de 14 kN.m. Au centre, la courbure était de 16,8 kN.m et la courbure de  $53,5 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ .

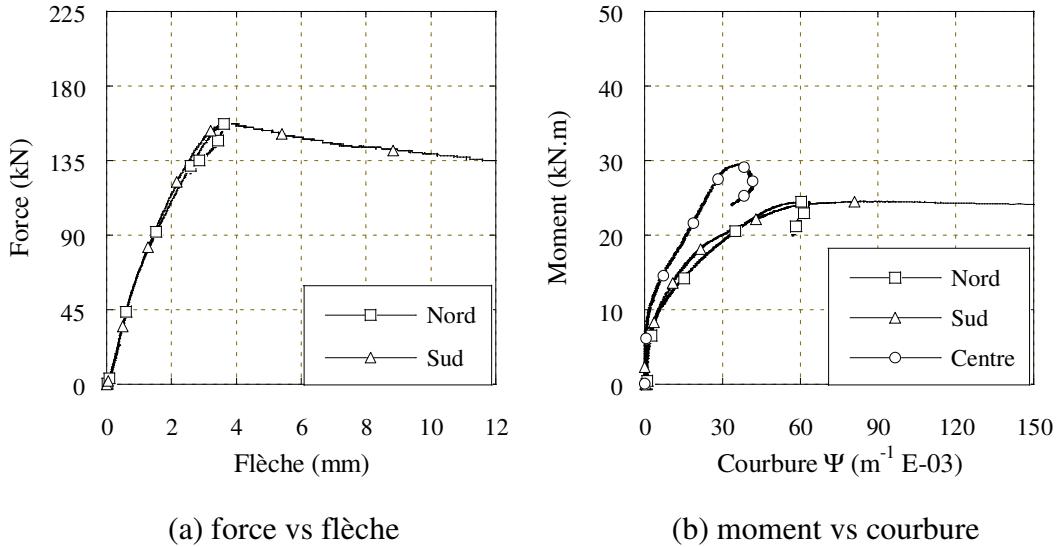


**Figure 4.38 : Poutre hyperstatique BFUP120  $\rho = 0 \%$**

La courbe force-flèche de la poutre de BFUP120  $\rho = 0,5 \%$  révèle que la microfissuration débute pour les deux travées lorsque la flèche est d'environ 0,6 mm (Figure 4.39a). La charge concomitante est alors de 40 kN. La charge maximale en flexion survient à 156 kN à la travée sud. La flèche est de 3,6 mm à la travée nord et de 3,8 mm à la travée sud. Par la suite, la charge descend de manière constante et quasi linéaire.

Les courbes du graphique moment-courbure (Figure 4.39b) représentant les travées nord et sud changent de pente lorsque le moment est d'environ 7 kN.m. À cet instant, la courbure est de  $2,4 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ . Ce changement est encore une fois associé au début de la microfissuration du BFUP120. Le moment de microfissuration au centre est d'environ 7,3 kN.m et la courbure est de  $0,6 \times 10^{-3}$

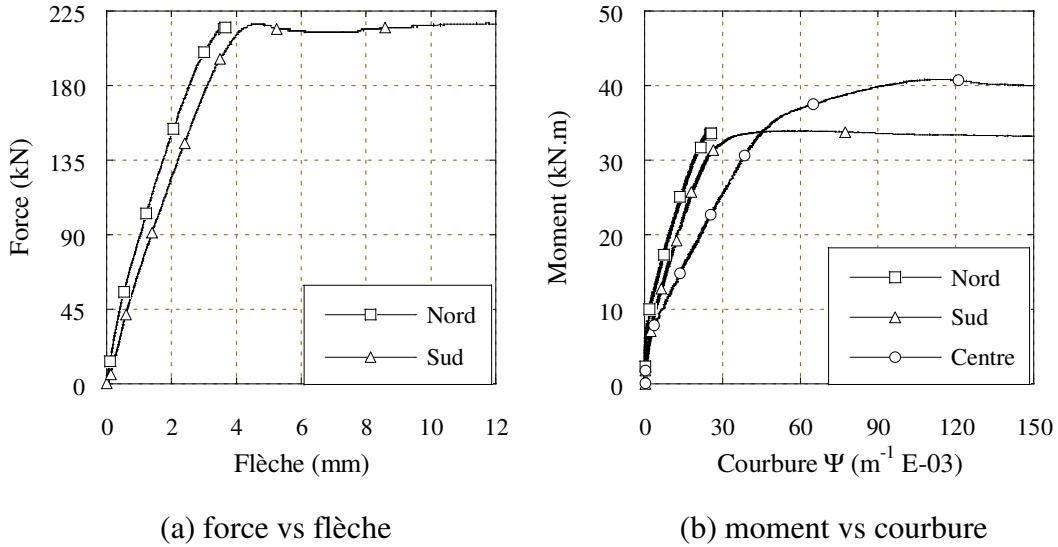
$\text{m}^{-1}$ . Le moment maximal développé au centre des portées est de 24,2 kN.m. Les courbures à la travée nord et à la travée sud sont alors respectivement de  $63 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$  et  $85 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ .



**Figure 4.39 : Poutre hyperstatique BFUP120  $\rho = 0,5\%$**

La microfissuration de la poutre de BFUP120 ayant un renforcement de 1 % débute lorsque la charge atteint environ 46 kN (Figure 4.40a). Les flèches des travées nord et sud correspondant à cette charge sont alors respectivement de 0,4 mm et 0,7 mm. La charge maximale en flexion se produit lorsque la charge à chacune des travées atteint 216 kN, ce qui correspond à une flèche de 3,7 mm à la travée nord et une flèche de 4,6 mm à la travée sud.

On voit, à la Figure 4.40b, que le moment de microfissuration pour la travée nord est d'environ 5,4 kN.m, ce qui correspond à une courbure de  $6 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ . Pour la travée sud et l'appui central, le moment et la courbure de microfissuration sont les mêmes. Le moment est d'environ 4,8 kN x m et la courbure est de  $4,5 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ . Le moment de maximal aux travées est de 33,8 kN.m. À l'appui central, ce moment est de 40,5 kN.m. La courbure nord est de  $24,9 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ , la courbure sud de  $53,5 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$  et la courbure au centre est de  $114 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$ .



**Figure 4.40 : Poutre hyperstatique BFUP120  $\rho = 1,0 \%$**

## 4.7 DISCUSSION

### 4.7.1 Déroulement des essais

Les tests de flexion isostatiques se sont très bien déroulés. Les courbes force-flèche pourront toutes être utilisées pour fin de comparaison lors de nos analyses par éléments finis. Par contre, la majorité des courbes moment-courbure ne sont d'aucune utilité. En effet, étant donné que la fissuration s'est développée hors de la zone instrumentée, les courbes moment-courbure ne sont valides que sur le domaine élastique et ne représentent pas le comportement après fissuration des poutres. Il faudrait, lors de futurs essais, caractériser la courbure sur une plus grande zone. L'utilisation de plusieurs LVDT à la fibre tendue permettrait d'augmenter les chances d'intercepter la première fissure qui se développe tout en conservant une faible distance de mesure. Ceci nous permettrait d'obtenir un graphique moment-courbure valide.

Les tests de flexion hyperstatiques ont connus quelques ratés. Les poutres de BHP50 ayant des taux de renforcement de 0,5 % et 1 %, la poutre de BRF50 ayant un renforcement de 0,5 % et la poutre de BFUP120 non armé donnent des résultats discutables. Le mauvais contact avec l'un des trois appuis en début d'essai a fait en sorte que les poutres ont débuté leur chargement en

condition isostatique. Il serait possible de régler ce problème en ajoutant davantage de raidisseurs sous les coffrages afin d'assurer leur parfaite horizontalité.

De plus, la majorité des poutres hyperstatiques présentaient une faible rigidité en début d'essai. Pour expliquer ce phénomène, nous avons émis l'hypothèse d'un endommagement en torsion et l'hypothèse d'un endommagement dû au retrait. Toutefois, la première hypothèse est plus probable puisque la majorité des poutres présentaient, avant le début des essais, un aspect gauche. Ce problème pourrait être réglé en utilisant davantage de raidisseurs sous les coffrages.

Également, les courbes moment-courbure des poutres hyperstatiques sont pour la plupart invalides une fois que le moment de fissuration est atteint. Tout comme ce fût le cas pour les poutres isostatiques, les fissures se sont développées hors des zones couvertes par les LVDT. Ce problème pourrait probablement être réglé en utilisant davantage de LVDT à la fibre tendue.

#### **4.7.2 Tendances observées**

On a observé, en comparant les poutres de BRF50 isostatiques aux poutres de BHP50 isostatiques, que l'ajout de fibres permet d'augmenter la charge maximale en flexion. De plus, une fois l'armature plastifiée, la charge continue d'augmenter, ce qui indique que les fibres atteignent leur capacité maximale après la plastification de l'armature.

Pour ce qui est des poutres de BFUP120 isostatiques, on remarque que la charge maximale atteinte, pour un renforcement identique, est supérieure à la charge atteinte par les autres poutres. Toutefois, lorsque la charge maximale est atteinte, le BFUP120, comparativement au BRF50, perd sa charge beaucoup plus rapidement (poutres non-armées). Pour les poutres de BFUP120 armées, on remarque qu'une fois la charge maximale atteinte, la charge diminue presque immédiatement. De plus, on ne retrouve pas de plateau plastique ou autre indice permettant de déceler la charge et la flèche pour laquelle l'armature plastifie.

Pour les poutres de BRF50 hyperstatiques, il est difficile de déceler les tendances. En effet, les poutres hyperstatiques de BHP50 armées ont toutes les deux subi une rupture en cisaillement, ce qui nous empêche d'établir les parallèles entre les deux types de béton. De plus, les poutres de

BRF50 armées ont subi une rupture en cisaillement peu de temps après la plastification des armatures en flexion, ce qui nous a empêché de voir si la fissure gouvernante se trouvait en moment positif ou négatif. La poutre de BRF50 sans armature nous a tout de même permis d'identifier que la fissure gouvernante se trouvait en moment positif. Ceci peut s'avérer surprenant étant donné que le moment négatif est plus élevé que le moment positif. Toutefois, la poutre de BRF50 a développé trois fissures en zone négative contre une seule en zone positive.

Pour ce qui est des poutres hyperstatiques de BFUP120, on a remarqué que les fissures gouvernantes de flexion se trouvaient toujours en moment positif. On a noté qu'il y avait environ deux fois plus de fissures en zone de moment négatif qu'en zone de moment positif (Figure G.10).

Il est possible que l'effet combiné du cisaillement et de la flexion ait contribué à la formation de plus de fissures en zone de moment négatif, cependant l'hypothèse retenue en regard des observations expérimentales est que l'effet de l'hyperstaticité sur le béton renforcé de fibres en soit responsable. De fait l'hyperstaticité améliore la performance mécanique en favorisant la multifissuration ou en confinant davantage les fissures. Ceci est confirmé par le fait que même si le moment maximal était situé en zone de flexion négative (zone d'hyperstaticité), les ruptures ont été observées principalement en zone de flexion positive. Ainsi, le plan de rupture principal a été déplacé de la zone de moment négatif à la zone de moment positif de moindre intensité. En conséquence, si le renforcement de la poutre est équivalent en zone de moments positif et négatif, il est possible d'atteindre une charge de rupture supérieure. Il est donc avantageux d'exploiter l'effet de l'hyperstaticité sur le béton renforcé de fibres.

## CHAPITRE 5

### MODÉLISATION PAR ÉLÉMENTS FINIS

#### 5.1 INTRODUCTION

La modélisation par éléments finis du béton dans le domaine non linéaire nécessite une bonne connaissance des lois de comportement. Ces lois indiquent aux logiciels comment se comporte le matériau en traction, compression et cisaillement. Pour la modélisation d'éléments structuraux où la flexion est prédominante, la loi de comportement en traction est extrêmement importante. En effet, elle permet de déterminer la participation du béton à la reprise des efforts de traction. Omettre la loi de comportement en traction ferait en sorte que les efforts de traction seraient entièrement assumés par l'armature au droit d'une fissure. Bien que cette façon de faire puisse conduire à une estimation acceptable de la charge ultime pour les membrures de béton non fibré, elle conduit également à une surestimation importante de la flèche étant donné que la contribution du béton est complètement négligée. La loi de comportement en traction est encore plus importante pour le béton fibré puisqu'elle permet d'inclure l'effet des fibres. Ainsi, on tient compte de la reprise de charge en traction par les fibres, en plus d'améliorer le calcul de la flèche. Ce chapitre a pour but de répondre à la question suivante : les conditions statiques et le pourcentage de renforcement influencent-ils les lois de comportement des bétons de fibres pour la modélisation numérique?

Pour ce faire, nous définirons, à partir des résultats de traction directe du chapitre 3, des lois de comportement en traction issues de spécimens armés et non armés. Ces lois seront utilisées ensuite dans la modélisation de poutres isostatiques et hyperstatiques de renforcements variés représentant les poutres testées au chapitre 4. En comparant les résultats obtenus des modèles par éléments finis aux résultats issus des essais en laboratoire, nous serons en mesure de définir si le raidissement en traction doit être pris en compte dans la modélisation numérique et si des modifications doivent être apportées aux lois en fonction des conditions statiques.

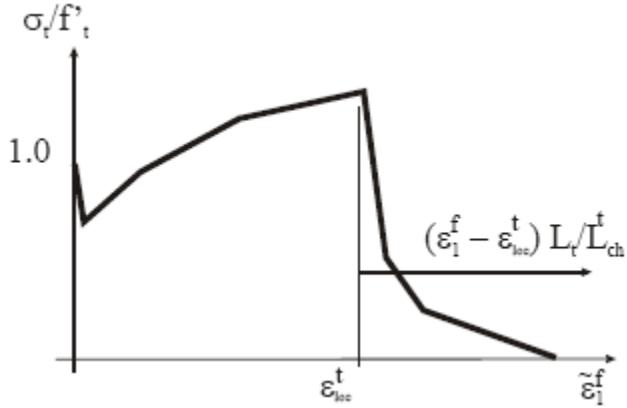
## **5.2 PRÉSENTATION DU LOGICIEL ATENA**

Pour nos analyses par éléments finis, nous avons choisi d'utiliser le logiciel ATENA (Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis). Ce logiciel se spécialise dans le calcul non linéaire d'éléments structuraux de béton armé (Cervenka, 2007).

### **5.2.1 Modèle constitutif du béton**

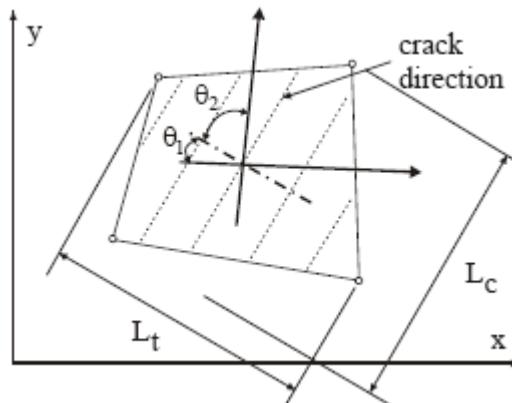
Afin de modéliser le béton, nous avons utilisé le modèle CC3DNonLinCementitious2User. Ce modèle constitutif en est un de fissuration-plastique qui combine deux modèles, soit un modèle en traction (fissuration) et un modèle en compression (plastique). Le modèle de fissuration est basé sur la formulation orthotropique classique de fissuration répartie (classical orthotropic smeared crack formulation) ainsi que sur le modèle de bande de fissuration (crack band model). Le modèle de plasticité écrouissant-adoucissant est basé sur les surfaces de rupture Menétrey-William ou Drucker-Prager (Cervenka, 2007).

Pour nos calculs d'éléments finis, la définition d'une loi de comportement en traction nous intéresse. La majorité des modèles constitutifs utilisent l'énergie de fissuration  $G_f$  afin de définir le comportement en traction du béton. Toutefois, le modèle constitutif CC3DNonLinCementitious2User nous permet d'entrer directement nos lois de comportement sous forme de courbes. La Figure 5.1 présente la manière dont une loi de comportement en traction est définie dans ATENA. Ceci nous permet d'obtenir un comportement beaucoup plus représentatif du béton lorsque celui-ci a été mesuré. De plus, ce modèle nous permet d'utiliser aussi bien des lois adoucissantes (BHP50 et BRF50) que des lois écrouissantes-adoucissantes (BFUP120).



**Figure 5.1 : Exemple d'une loi de comportement en traction définie par l'utilisateur pour le modèle constitutif CC3DNonLinCementitious2User (Cervenka, 2007)**

Sur cette figure, le paramètre  $\sigma_t/f'_t$  représente le rapport de la contrainte de traction pour une déformation donnée et de la valeur de la contrainte causant la fissuration. Au chapitre 3, ce paramètre est défini comme étant  $\beta$ . Le paramètre  $\varepsilon_{loc}^t$  est la déformation pour laquelle la localisation de la fissure est attendue. Pour un béton ayant une phase écrouissante, le paramètre  $\varepsilon_{loc}^t$  représente la déformation où la loi passe de la phase écrouissante à la phase adoucissante. Si le béton ne comporte pas de phase écrouissante, ce paramètre est nul.  $L_t$  est la dimension de la bande de fissuration et est définie selon la Figure 5.2.  $L_{ch}^t$  est la dimension pour laquelle le diagramme adoucissant est valide. Ce paramètre sera expliqué plus en détail à la section 5.5.



**Figure 5.2 : Définition du paramètre  $L_t$  (Cervenka, 2007)**

À la Figure 5.2, on retrouve le paramètre  $L_c$ . Ce dernier représente la dimension de la bande d'écrasement. Les paramètres  $L_t$  et  $L_c$  servent à éliminer l'effet de dimension de l'élément fini ainsi qu'à éliminer l'effet d'orientation (Cervenka, 2007).

Afin de faire le lien entre le modèle d'éléments finis et la loi de comportement en traction, ATENA utilise les équations suivantes.

Si  $\varepsilon_1^f < \varepsilon_{loc}^f$

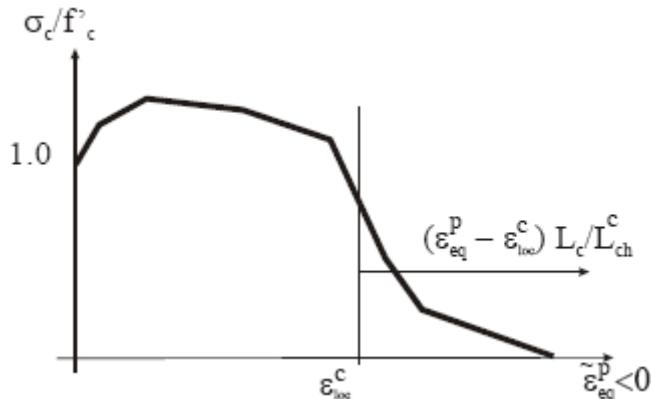
$$(5.1) \quad \tilde{\varepsilon}_1^f = \varepsilon_1^f$$

Sinon

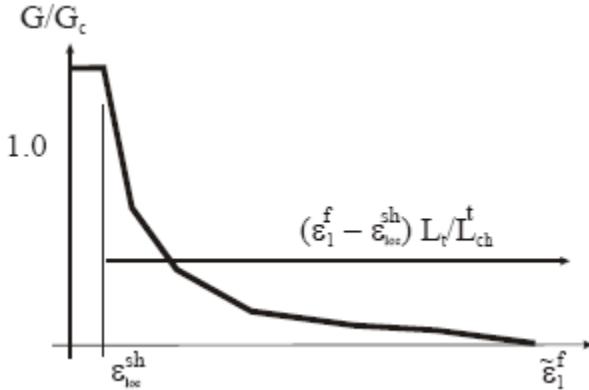
$$(5.2) \quad \tilde{\varepsilon}_1^f = \varepsilon_{loc}^f + (\varepsilon_1^f - \varepsilon_{loc}^f) \frac{L_t}{L_{ch}^t}$$

Dans ces équations,  $\varepsilon_1^f$  correspond à la déformation calculée au tenseur du point d'intégration de l'élément alors que  $\tilde{\varepsilon}_1^f$  correspond à la déformation utilisée pour déterminer la contrainte reprise par le béton dans la loi de comportement.

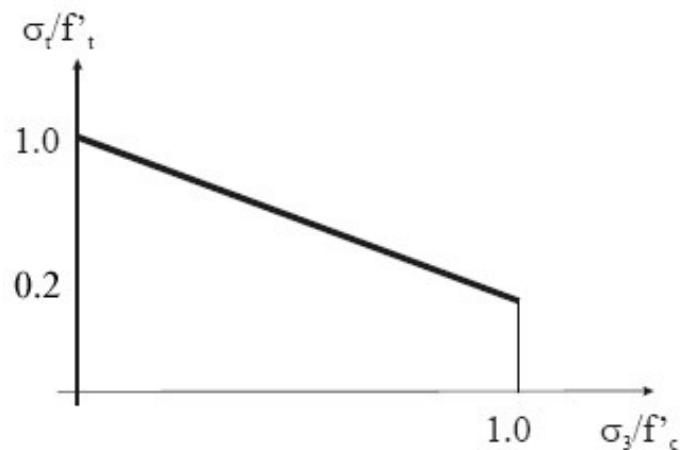
Le modèle CC3DNonLinCementitious2User nous permet également de définir des lois de comportement pour la compression (Figure 5.3), le cisaillement (Figure 5.4) ainsi que la perte de résistance en traction due à la contrainte de compression latérale (Figure 5.5).



**Figure 5.3 :** Exemple d'une loi de comportement en compression définie par l'utilisateur pour le modèle constitutif CC3DNonLinCementitious2User (Cervenka, 2007)



**Figure 5.4 : Exemple d'une loi de comportement en cisaillement définie par l'utilisateur pour le modèle constitutif CC3DNonLinCementitious2User (Cervenka, 2007)**



**Figure 5.5 : Exemple d'une loi de perte de résistance en traction due à une contrainte latérale de compression définie par l'utilisateur pour le modèle constitutif CC3DNonLinCementitious2User (Cervenka, 2007)**

Les lois de comportement en compression et en cisaillement utilisent des équations similaires aux équations 5.1 et 5.2 afin de faire le lien entre le modèle numérique et la courbe de la loi de comportement utilisée. Toutefois, la loi proposée par défaut par le logiciel ATENA ne représente pas bien le béton de fibre. C'est pourquoi dans tous les modèles numériques de ce chapitre, la loi de cisaillement utilise une valeur constante de  $G/G_c = 1,0$  pour toute valeur de déformation (voir section 5.5.4).

### 5.3 ÉTABLISSEMENT DES LOIS DE COMPORTEMENT

Afin d'obtenir une localisation efficace de la fissuration dans les modèles numériques, il est essentiel de fragiliser les lois de comportement. Ce procédé consiste à faire chuter rapidement la résistance du béton lorsque la contrainte de fissuration est atteinte et avant que les fibres ne reprennent la charge. Les étapes détaillées menant au passage d'une loi expérimentale de traction vers une loi de comportement de traction pouvant être utilisé dans un logiciel d'éléments finis sont présentées à l'annexe H.

#### 5.3.1 Lois de comportement calibrées

Les lois de comportement sans raidissement en traction, modifiées pour favoriser la localisation de la fissuration, sont présentées dans les tableaux 5.1 à 5.3. Pour la loi de BFUP120, la double ligne // du tableau sépare la partie écrouissante de la courbe exprimée en déformation de la partie ouverture de fissure exprimée en mm.

**Tableau 5.1 : Loi de comportement calibrée du BHP50 sans raidissement**

$\sigma(w)/f_t$ (-)	w (mm)
1.000	0.000
0.156	0.042
0.065	0.126
0.000	0.379

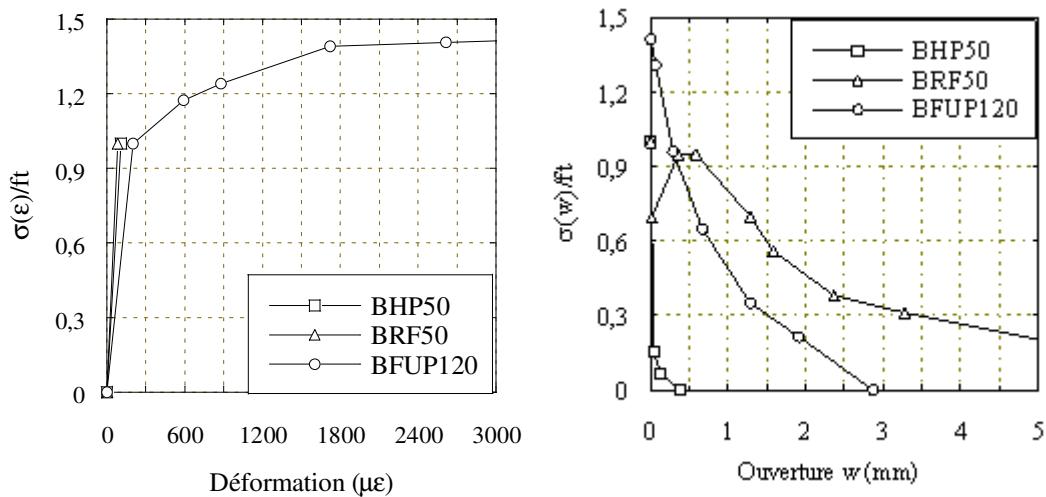
**Tableau 5.2 : Loi de comportement calibrée du BRF50 sans raidissement**

$\sigma(w)/f_t$ (-)	w (mm)
1.000	0.000
0.696	0.015
0.950	0.364
0.950	0.586
0.700	1.286
0.560	1.581
0.380	2.361
0.310	3.276
0.000	8.245

**Tableau 5.3 : Loi de comportement calibrée du BFUP120 sans raidissement**

$\sigma(w)/f_t$ (-)	$\varepsilon // \Delta w$ ( $\mu\varepsilon$ ) // (mm)
1	0
1.173	386
1.241	674
1.39	1520
1.406	2412
1.415	2800
1.309	0.066
0.962	0.296
0.648	0.666
0.352	1.286
0.214	1.906
0	2.866

La Figure 5.6 présente les lois de comportement sous forme de graphiques.

**Figure 5.6 : Lois de comportement calibrées sans raidissement en traction**

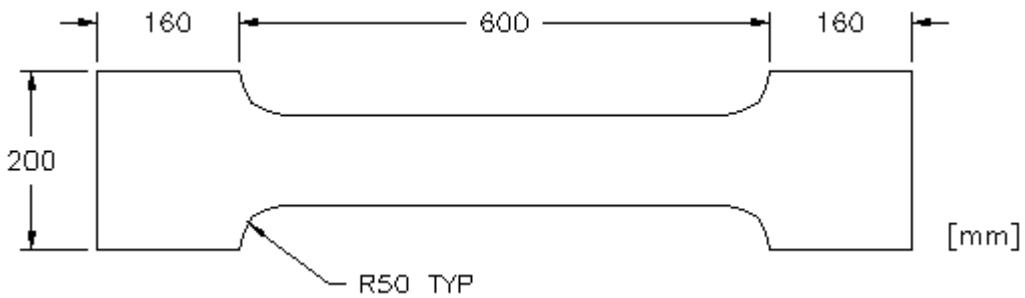
À la Figure 5.6, la rigidité du BFUP120 semble plus faible que la rigidité du BHP50 et du BRF50. Ceci est dû à l'ordonnée qui représente la contrainte normalisée. En réalité, la résistance à la traction du BFUP120 est beaucoup plus élevée que celle du BHP50 et du BRF50. Ainsi, dans un graphique similaire où l'ordonnée donne la contrainte de traction réelle plutôt que la contrainte normalisée, la rigidité du BFUP120 est plus élevée que la rigidité du BHP50 et du BRF50.

## 5.4 VALIDATION DES LOIS DE COMPORTEMENT

Afin de vérifier la capacité des nouvelles lois à reproduire adéquatement le comportement en traction du béton, nous avons reproduit, par éléments finis, nos essais de traction directe.

### 5.4.1 Forme et dimensions du modèle

Notre modèle numérique utilise les mêmes dimensions que nos spécimens en forme d'os. La Figure 5.7 présente les dimensions, en mm, du modèle ATENA.



**Figure 5.7 : Forme et dimensions du modèle de traction directe ATENA**

L'épaisseur du modèle varie selon le béton testé. Afin de reproduire le plus fidèlement possible le comportement observé en laboratoire, nous avons utilisé l'épaisseur mesurée et non l'épaisseur théorique. Le Tableau 5.4 donne l'épaisseur utilisée en fonction du béton testé.

**Tableau 5.4 : Épaisseur du modèle de traction directe ATENA**

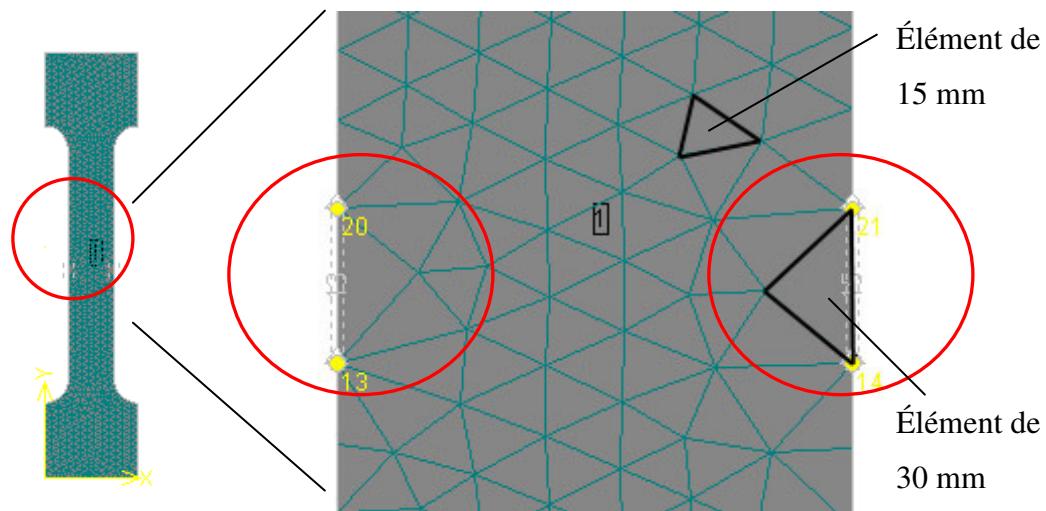
Béton (-)	Épaisseur (mm)
BHP50	52.1
BRF50	51.4
BFUP120	52.9

### 5.4.2 Élément fini et maillage

Nous avons opté pour l'utilisation d'éléments 2D à six nœuds et à un point d'intégration. Bien qu'il aurait été préférable d'utiliser des éléments quadratiques à neuf nœuds et quatre points d'intégration, le mailleur du logiciel ATENA ne permettait pas d'obtenir un maillage uniforme.

Le maillage proposé pour ce type d'élément favorisait l'ouverture simultanée de deux fissures, ce qui faussait les résultats.

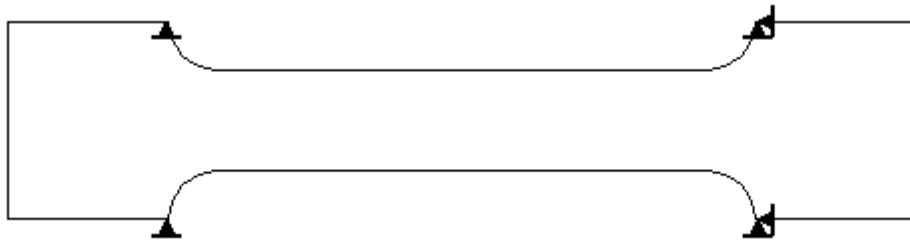
La dimension des éléments triangulaires est de 15 mm. Toutefois, deux éléments du modèle sont plus gros afin de favoriser la fissuration (Figure 5.16). Ceci s'est avéré nécessaire puisque la redondance du maillage faisait en sorte que la contrainte de traction était la même partout dans le modèle. ATENA ne réussissait pas à reproduire adéquatement la fissuration. Dans la réalité, le béton est hétérogène et le spécimen n'est pas parfait dans sa forme. Ceci fait en sorte qu'une faiblesse est créée et favorise la fissuration. Dans le modèle numérique, les éléments plus gros créent une zone de faiblesse. La dimension de ces deux éléments est de 30 mm. Il est important de mentionner que les modèles numériques ont été vérifiés avec différentes tailles du maillage afin d'assurer que les résultats obtenus n'étaient pas influencés par la taille du maillage final choisi.



**Figure 5.8 :** Maillage du modèle de traction directe ATENA

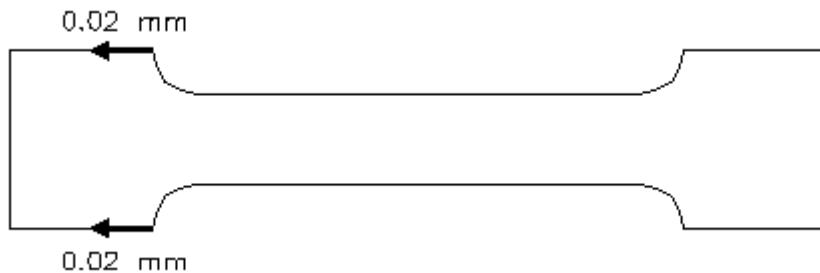
### 5.4.3 Conditions frontières et chargement

Les conditions frontières sont affichées à la Figure 5.9. Il s'agit de déplacements verrouillés.



**Figure 5.9 : Conditions frontières du modèle de traction directe ATENA**

Le chargement est appliqué par déplacement imposé. De cette façon, on s'assure de bien caractériser le comportement du spécimen dans la zone non linéaire. La valeur du déplacement imposé est de 0,02 mm à chaque incrément. Dans les zones critiques (initiation de la fissuration), ce déplacement est diminué à 0,002 mm afin d'obtenir une meilleure précision. La Figure 5.10 indique comment le chargement est appliqué au modèle ATENA.



**Figure 5.10 : Chargement appliqué au modèle de traction directe ATENA**

#### 5.4.4 Définition des matériaux

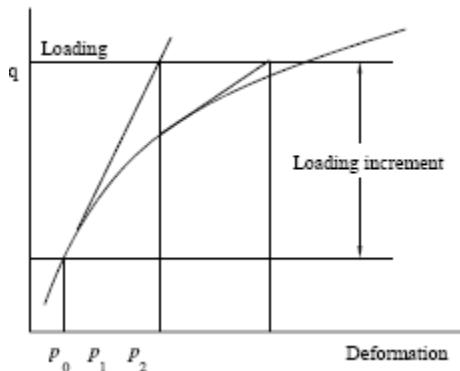
Un seul matériau est utilisé par calcul, soit le béton à l'étude. Les lois de comportement en traction sont celles présentées aux Tableaux 5.1, 5.2 et 5.3. La valeur  $L_{ch}^t$  utilisée dans les calculs est 10 mm. Les propriétés mécaniques des bétons sont présentées au Tableau 5.5.

**Tableau 5.5 : Propriétés mécaniques des bétons utilisés dans les modèles de traction directe ATENA**

Béton	$E_c$ (-)	$\nu$ (-)	$f_c$ (MPa)	$f_t$ (MPa)
BHP50	29 698	0.238	54.8	3.24
BRF50	29 498	0.169	50.3	2.50
BFUP120	38 366	0.217	109.0	7.80

#### 5.4.5 Méthode de résolution

Afin de résoudre nos calculs par éléments finis, nous avons utilisé la méthode de résolution Newton-Raphson. Cet algorithme de calcul permet de résoudre les problèmes d'éléments finis dans le domaine non linéaire. Nos modèles utilisant un déplacement contrôlé, cette méthode de résolution utilise des itérations afin de trouver la charge qui satisfait l'équilibre dans les tolérances spécifiées. La Figure 5.11 illustre le fonctionnement de cet algorithme.



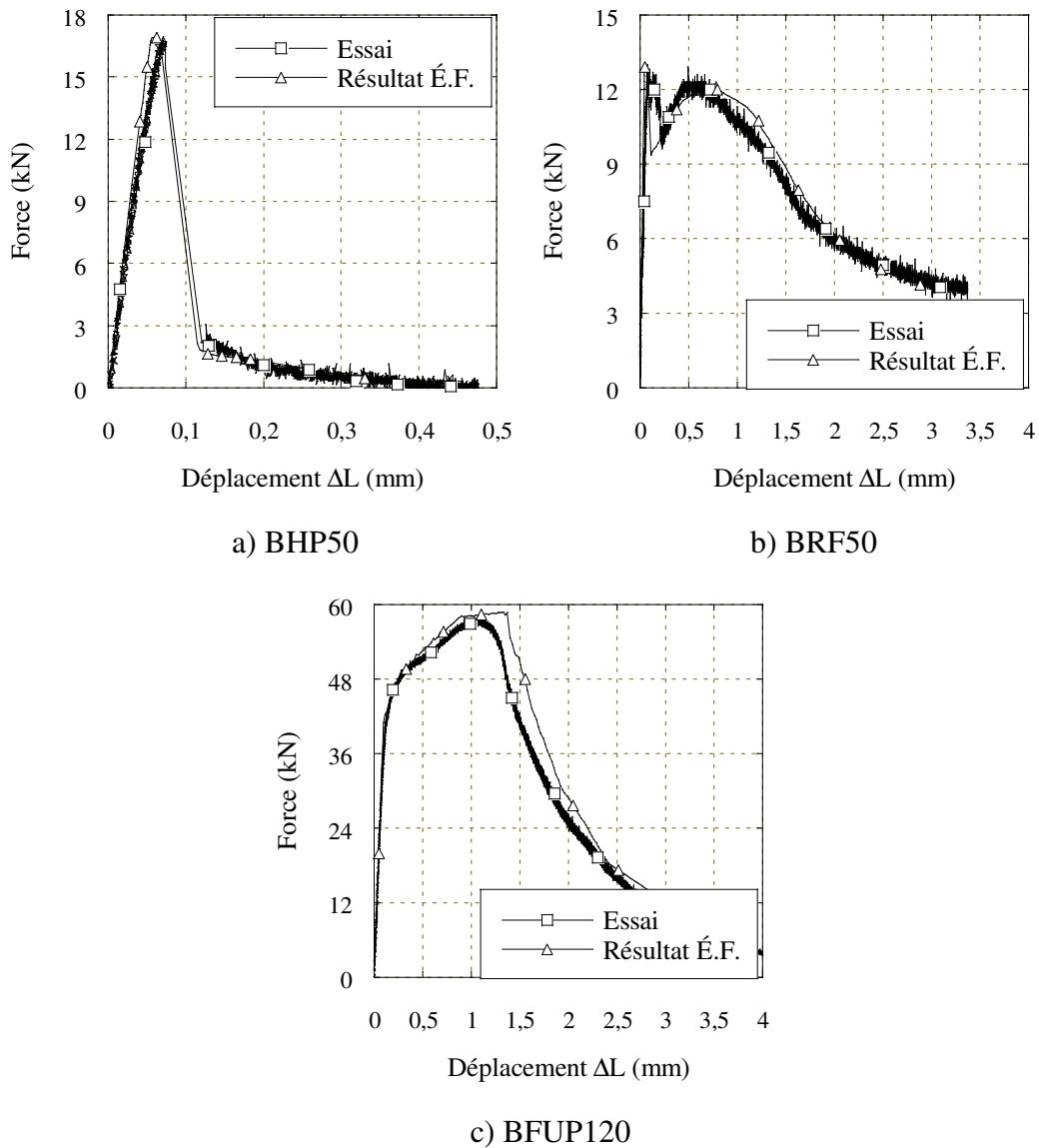
**Figure 5.11 : Méthode de résolution Newton-Raphson (Cervenka, 2007)**

Les critères de convergence utilisés sont ceux définis par défaut dans le logiciel. Dans le cas où ces tolérances ne seraient pas respectées dans un calcul, nous avons défini un maximum de 200 itérations. Les tolérances erreurs de déplacement, d'erreurs résiduelles et d'erreurs résiduelles absolues sont de 0,01. La tolérance d'erreur d'énergie est de 0,0001.

#### 5.4.6 Validation des calibrations

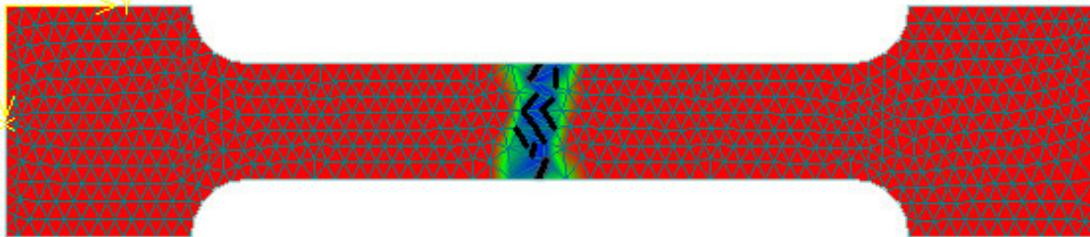
Afin de valider les modifications apportées aux lois de comportement en traction, nous avons testé ces nouvelles lois dans notre modèle ATENA et comparé les résultats à ceux obtenus en laboratoire. Une loi valide devrait nous permettre de retrouver un comportement semblable de ce qui a été observé lors de nos essais sur spécimens réels. La Figure 5.12 compare les résultats des essais en laboratoire aux résultats des calculs par éléments finis pour les trois types de béton.

Les courbes obtenues des calculs par éléments finis suivent de très près le comportement observé en laboratoire. Lorsque la contrainte de fissuration est atteinte, la localisation de la fissuration se fait presque immédiatement pour les trois types de béton. De plus, les modifications apportées aux lois ne changent pas de manière notable le comportement global des bétons. L'utilisation de ces lois devrait donc permettre de modéliser le comportement en traction de ces bétons de manière représentative de la réalité tout en permettant d'obtenir la localisation de la fissuration.



**Figure 5.12 : Validation des lois de comportement calibrées**

La déformée obtenue est affichée à la Figure 5.13. Un filtre de 2 mm a été appliqué sur les fissures du modèle.



**Figure 5.13 : Déformée du modèle de traction directe du BRF50**

## 5.5 MODELES NUMERIQUES DES POUTRES DE FLEXION

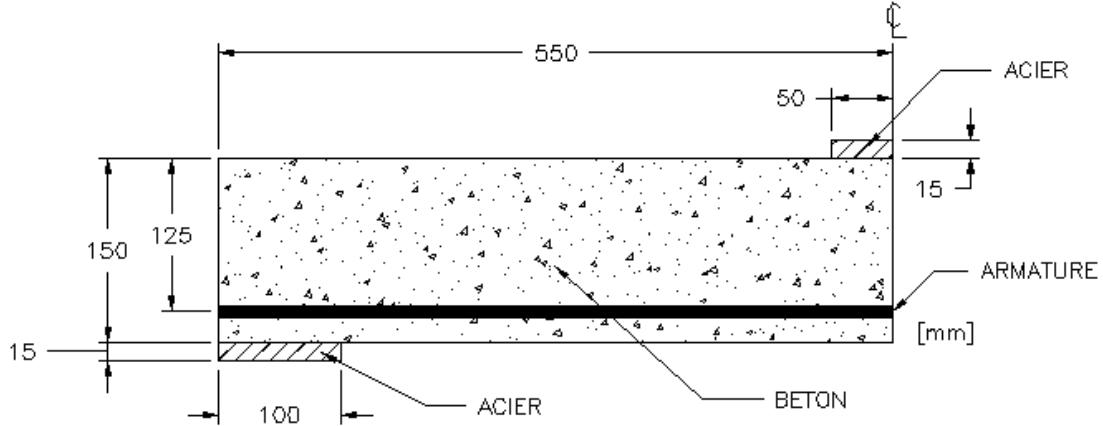
Maintenant que les lois de comportement ont été bien définies, nous devons définir nos modèles de poutres. Cette section présente les différents paramètres servant à la modélisation par éléments finis des poutres de flexion étudiées au chapitre 4.

### 5.5.1 Formes et dimensions des modèles

Lors de nos essais de flexion, nous avons étudié la relation force-flèche de poutres isostatiques et hyperstatiques. Dans les deux cas, les conditions d'appuis et de chargement, ainsi que les géométries des poutres, font en sorte qu'elles sont symétriques en leur centre. Nous pouvons utiliser cette propriété afin de simplifier nos modèles à des demi-poutres afin de diminuer le temps de calcul

#### 5.5.1.1 Poutre isostatique

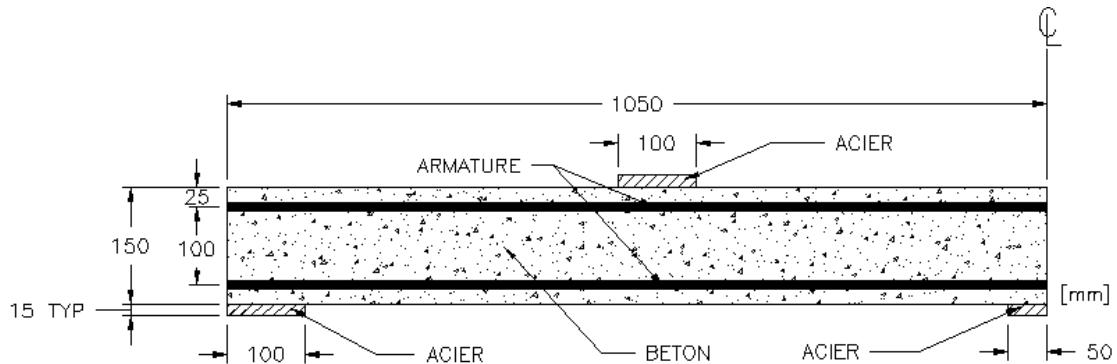
Le modèle numérique utilise les mêmes dimensions que celles présentées à la section 4.3. Nous avons également inclus les plaques d'appuis en acier qui ont été utilisées en laboratoire. Ces plaques visent à mieux représenter le comportement en laboratoire, mais aussi à éviter la concentration de contrainte associée au chargement effectué sur un nœud. La Figure 5.14 présente la géométrie ainsi que les dimensions du modèle numérique. La largeur du modèle est définie à 200 mm.



**Figure 5.14 : Forme et dimensions du modèle de poutre isostatique ATENA**

### 5.5.1.2 Poutre hyperstatique

Le modèle numérique de la poutre hyperstatique utilise les dimensions présentées à la section 4.3. Tout comme pour la poutre isostatique, nous avons inclus, dans notre modèle d'éléments finis, les plaques d'acier utilisées en laboratoire. La Figure 5.15 présente la géométrie ainsi que les dimensions des différents éléments formant notre modèle numérique de poutre hyperstatique.

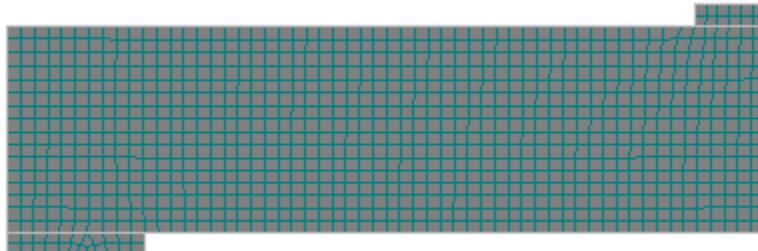


**Figure 5.15 : Forme et dimensions du modèle de poutre hyperstatique ATENA**

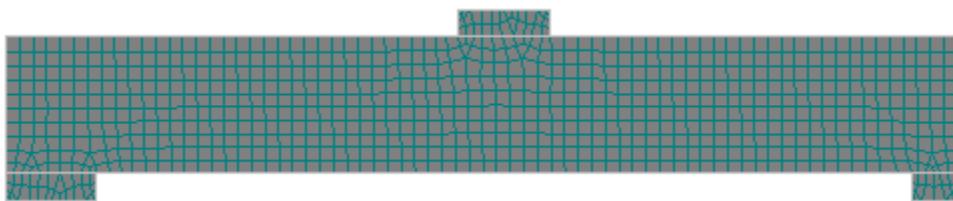
### 5.5.2 Élément fini utilisé et maillage

Nous avons utilisé des éléments de type quadrangulaires planes à neuf nœuds et ayant quatre points d'intégration. Ce type d'éléments est isoparamétrique et utilise une intégration de type Gauss (Cervenka, 2007). Il est reconnu comme étant très performant puisqu'il permet de bien représenter les champs de déformation et de contraintes (Mestat, 1997).

Pour les poutres isostatiques, la dimension des éléments est de 10 mm. Les poutres hyperstatiques emploient des éléments ayant une dimension de 15 mm. Nous avons choisi d'utiliser des éléments ayant des dimensions légèrement plus importantes pour les poutres hyperstatiques par souci du temps de calcul. Les Figures 5.16 et 5.17 montrent le maillage des modèles numériques.



**Figure 5.16 : Maillage du modèle de poutre isostatique ATENA**

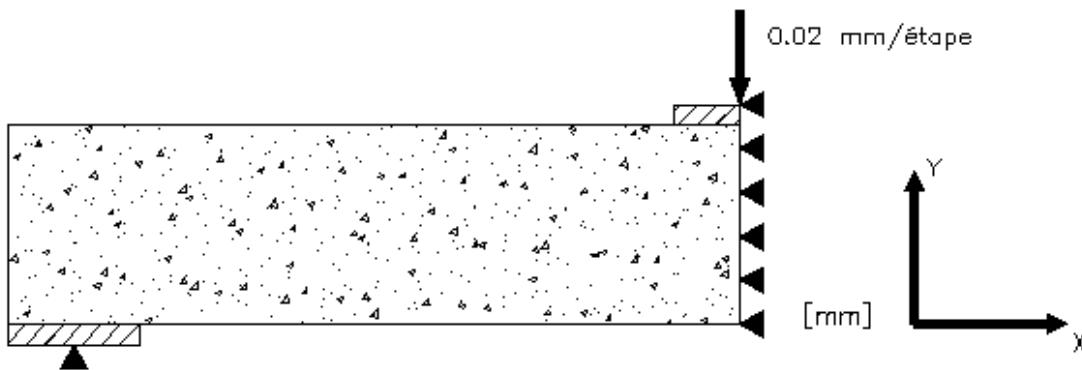


**Figure 5.17 : Maillage du modèle de poutre hyperstatique ATENA**

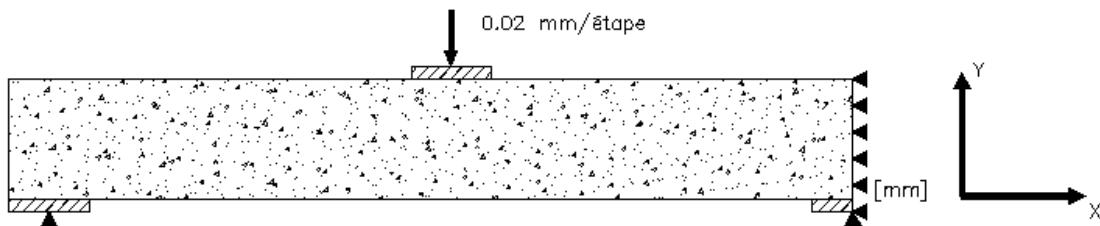
### 5.5.3 Conditions frontières et chargement

Les conditions frontières des modèles isostatiques et hyperstatiques sont présentées aux Figures 5.18 et 5.19. Pour la poutre isostatique, nous avons bloqué le déplacement en Y sous la plaque d'appui, à son centre. Le déplacement en X est verrouillé tout au long de l'axe de symétrie. Quant à la poutre hyperstatique, nous avons verrouillé le déplacement en Y au centre de l'appui de gauche ainsi qu'à l'extrémité droite de l'appui droit. Nous avons également bloqué le déplacement en X tout au long de l'axe de symétrie de la poutre.

Le chargement est appliqué par déplacement imposé. Cette façon de procéder assure qu'il sera possible d'obtenir le comportement non linéaire des poutres. Le déplacement est incrémenté de 0,02 mm à chaque étape de calcul. Les Figures 5.18 et 5.19 illustrent le chargement pour chacune des poutres.



**Figure 5.18 : Conditions frontières et chargement du modèle de poutre isostatique  
ATENA**



**Figure 5.19 : Conditions frontières et chargement du modèle de poutre hyperstatique  
ATENA**

#### 5.5.4 Définition des matériaux

Les propriétés mécaniques des bétons utilisés sont les mêmes que celles présentées à la section 4.4.2. Les Tableaux 5.6 et 5.7 présentent les valeurs utilisées pour les poutres isostatiques et hyperstatiques.

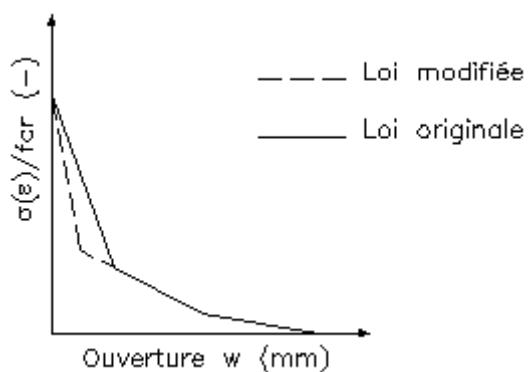
**Tableau 5.6 : Propriétés mécaniques des bétons pour les poutres isostatiques**

Béton (-)	Jours (jours)	$E_c$ (MPa)	$\nu$ (-)	$f'_c$ (MPa)	$f'_t$ (MPa)
BHP50	111	29 500	0.236	51	3.2
BRF50 non armé	141	31 700	0.234	47.2	2.5
BRF50 armé	152	29 500	0.169	50.3	2.5
BFUP120	142	33 600	0.238	123.8	5.3

**Tableau 5.7 : Propriétés mécaniques des bétons pour les poutres hyperstatiques**

Béton (-)	Jours (jours)	$E_c$ (MPa)	$\nu$ (-)	$f'_c$ (MPa)	$f'_t$ (MPa)
BHP50	144	31 800	0.236	46.6	3.2
BRF50 non armé	169	29 200	0.234	46.4	2.5
BRF50 armé	181	23 700	0.169	41.1	2.5
BFUP120	181	32 600	0.238	125.7	5.3

Les lois de comportement utilisant le raidissement en traction sont celles présentées à l'annexe H. Les lois de comportement sans raidissement en traction utilisées sont celles présentées à la section 5.3.1. Toutefois, la loi utilisée pour décrire le comportement en traction du BHP50 sans tenir compte du raidissement en traction a été modifiée. Ceci s'est avéré nécessaire puisque la loi telle que présentée au Tableau 5.1 ne permettait pas d'obtenir un comportement adéquat dans la modélisation des poutres par éléments finis. Étant donné que le taux d'acquisition des données ne permettait pas de bien caractériser la courbe de comportement du BHP50 immédiatement après la fissuration, nous avons supposé que la chute se faisait plus rapidement. Il est également possible de vérifier que la chute se fait plus rapidement en utilisant l'énergie de fissuration  $G_f$ . En théorie,  $G_f$  a une valeur de  $811 \times 10^{-7}$  MN/m. L'énergie de fissuration découlant de l'essai de traction directe est de  $135 \times 10^{-6}$  MN/m, alors que l'énergie de la loi modifiée est  $875 \times 10^{-7}$  MN/m. La figure 5.20 illustre comment la modification a été faite.



**Figure 5.20 : Modification apportée à la loi de comportement sans raidissement en traction pour le BHP50**

Le Tableau 5.8 donne les valeurs numériques des points composant la loi de comportement telle qu'utilisée.

**Tableau 5.8 : Loi de comportement sans raidissement en traction du BHP50**

$\sigma(w)/f_t$ (-)	w (mm)
1.000	0.000
0.196	0.005
0.065	0.126
0.000	0.379

Aussi, étant donné que nous n'avons pas caractérisé le comportement en cisaillement et que nos essais se concentrent à reproduire le comportement en flexion, nous avons modifié la loi de comportement en cisaillement proposée par ATENA afin d'éliminer toutes pertes de reprise des efforts associées à ce type de fissure. Pour ce faire, nous avons éliminé tous les points composant la courbe caractéristique du comportement en cisaillement (Figure 5.4). Seul le premier point est demeuré. Le Tableau 5.9 donne la valeur numérique de ce point.

**Tableau 5.9 : Loi de comportement en cisaillement utilisée**

$\epsilon$ ( $\mu\epsilon$ )	$G/G_c$ (-)
0	1

où  $G/G_c$  est le rapport du module de cisaillement en service par rapport au module de cisaillement initial.

En procédant de cette façon, le logiciel ATENA assume que le rapport des modules de cisaillement est constant peu importe la valeur de la déformation. On évite ainsi toute perte de rigidité en cisaillement et on évite d'influencer les résultats en utilisant une loi prédéfinie qui ne correspond pas aux types de béton étudiés.

Pour ce qui est des plaques d'appuis, elles sont modélisées en utilisant un matériau de type « plane stress elastic isotropic ». Le module de l'acier est de 200 000 MPa. Aucune valeur de plastification n'est spécifiée, les plaques demeurent toujours élastiques.

### **5.5.5 Modélisation de l'armature**

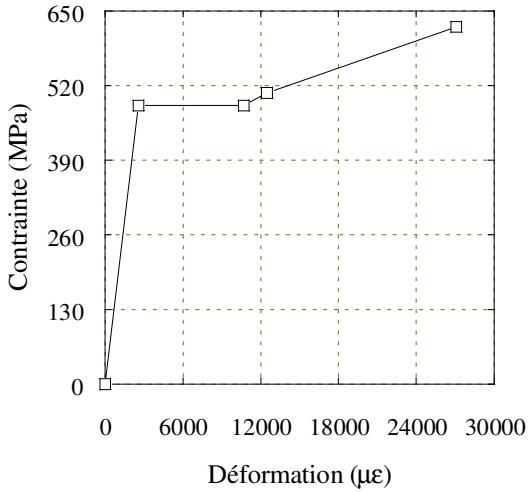
Le logiciel ATENA nous permet de modéliser de façon discrète l'armature présente dans nos poutres. Pour ce faire, il faut spécifier la position du rang d'armature, le diamètre nominal des barres (9,5 mm) et le nombre de barres présentes dans le rang (2 ou 4). Le logiciel tient compte de la loi de comportement en traction de l'armature et offre la possibilité d'inclure une loi d'adhérence entre l'armature et le béton permettant de recréer le glissement de l'armature. Si on ne tient pas compte de cette dernière loi, le logiciel considère une connexion parfaite entre l'armature et le béton. Tous nos modèles de poutres utilisent la loi d'adhérence provenant du CEB-FIP 1990 (voir section 5.5.5.3).

#### **5.5.5.1 Positionnement de l'armature**

Le positionnement de l'armature dans les modèles numériques est le même que celui utilisé dans la fabrication des poutres en laboratoire. Les Figures 5.14 et 5.15 donnent la position de l'armature pour les poutres armées isostatiques et hyperstatiques.

#### **5.5.5.2 Loi de comportement de l'armature en traction**

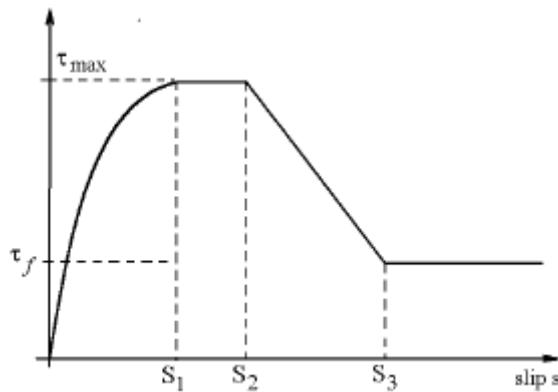
Étant donné que nous nous intéressons au comportement non linéaire des poutres sur un domaine assez important, l'armature entre dans sa phase écrouissante. Ceci influence de manière non négligeable les résultats. Afin de retrouver ce phénomène dans nos calculs numériques, nous avons utilisé une loi dite « multi-linéaire ». Cette loi est basée sur les essais de traction directe effectués sur les barres d'armature utilisées en laboratoire. La Figure 5.21 illustre le comportement en traction de l'armature.



**Figure 5.21 : Loi de comportement en traction de l'armature pour les modèles de poutres ATENA**

#### 5.5.5.3 Loi d'adhérence de l'armature au béton

Afin de reproduire le glissement de l'armature dans le béton, le logiciel ATENA offre la possibilité de définir une loi de comportement pour l'adhérence de l'armature avec le béton basé sur le modèle du CEB-FIP 1990 (Figure 5.22).



**Figure 5.22 : Loi d'adhérence de l'armature selon le modèle du CEB-FIP 1990 (Cervenka, 2007)**

Les valeurs présentes à la Figure 5.22 sont définies par le Tableau 5.10 :

**Tableau 5.10 : Paramètres de la loi d'adhérence selon le CEB-FIP 1990 (Cervenka, 2007)**

Paramètre	Béton non confiné		Béton confiné	
	Conditions d'adhérence		Conditions d'adhérence	
	Bonnes	Autres	Bonnes	Autres
$S_1$	0.6 mm	0.6 mm	1.0 mm	
$S_2$	0.6 mm	0.6 mm	3.0 mm	
$S_3$	1.0 mm	2.5 mm	Espace entre étriers	
$\alpha$		0.4		0.4
$\tau_{\max}$	$2.0\sqrt{f'_c}$	$1.0\sqrt{f'_c}$	$2.5\sqrt{f'_c}$	$1.25\sqrt{f'_c}$
$\tau_f$		$0.15 \tau_{\max}$		$0.40 \tau_{\max}$

Les modèles de poutres étudiés utilisent, comme paramètres, la résistance en compression de chaque type de béton, le confinement du béton (non confiné pour nos modèles) et l'adhérence de l'armature au béton (bonne).

### 5.5.6 Retrait

Afin d'augmenter la précision de nos calculs par éléments finis, nous avons inclus, dans nos modèles, le calcul du retrait. Toutefois, étant donné qu'aucune caractérisation du retrait n'a été faite sur les poutres en laboratoire, nous avons utilisé les équations proposées par le code ACI 1992 (équation 5.3 et 5.4) pour adapter en fonction du rapport volume/surface et en fonction de l'humidité relative, les valeurs de retrait des spécimens en forme d'os aux poutres de flexion.

$$(5.3) \quad \gamma_h = 1.2 \cdot e^{\left(-0.00472 \frac{V}{S}\right)}$$

$$(5.4) \quad \gamma_{RH} = 1.4 - 0.01RH$$

où  $V$  est le volume de béton ( $\text{mm}^3$ ),  $S$  est la surface exposée de béton ( $\text{mm}^2$ ),  $\gamma_h$  est le coefficient du ratio volume/surface,  $RH$  est le pourcentage d'humidité relative et  $\gamma_{RH}$  est le coefficient d'humidité relative.

L'humidité relative, lors de la cure des spécimens en forme d'os était de 55 %. Nous avons établi le rapport d'humidité relative à 80 % pour les poutres de flexion en nous basant sur les données du site web d'Environnement Canada pour la région de Montréal en juin et juillet 2008.

Les valeurs de retrait obtenues de cette équation sont présentées au Tableau 5.11. Ce sont également les valeurs utilisées dans nos modèles d'éléments finis. Dans ATENA, la déformation de retrait est calculée dans toutes les directions.

**Tableau 5.11 : Valeurs de retrait libre corrigées pour les poutres**

Béton (-)	Retrait spécimen os ( $\mu\epsilon$ )	Retrait Poutre ( $\mu\epsilon$ )
BHP50	650	405
BRF50	600	377
BFUP120	800	498

### 5.5.7 Matériaux d'interface entre la plaque de chargement et la poutre

Il est important de définir un matériau d'interface entre la plaque d'acier servant au chargement du spécimen et le spécimen. Omettre cette étape ferait en sorte que la plaque et le spécimen auraient une interface parfaite, ce qui amènerait la plaque à participer à la reprise des efforts de compression, à la manière d'une poutre mixte. Nos poutres de BHP50 sont particulièrement sensibles à ce phénomène étant donné que le béton fissuré en traction ne reprend pratiquement plus de charge et que nos armatures ont une section d'acier faible. Ceci, conjugué aux faibles dimensions des poutres, fait en sorte que la résistance ultime (plastification des armatures) est très sensible au bras de levier entre la résultante de la force de compression et de traction.

Afin que l'acier de la plaque ne participe pas à la reprise des efforts, nous devons utiliser une valeur de rigidité tangentielle nulle afin de permettre un glissement de la plaque sur la poutre. Toutefois, une valeur nulle entraînerait une instabilité numérique due à la grande différence entre la valeur de rigidité tangentielle nulle ( $0 \text{ MN/m}^3$ ) et la rigidité normale ( $200 \times 10^6 \text{ MN/m}^3$ , module élastique de l'acier). Il est donc recommandé d'utiliser une valeur de rigidité tangentielle environ 1000 fois plus faible que la valeur de rigidité normale afin d'avoir une valeur

suffisamment faible par rapport à la valeur de rigidité normale pour que la rigidité tangentielle ait un effet négligeable. Nous utilisons donc une valeur de rigidité tangentielle de  $200 \times 10^3$  MN/m<sup>3</sup>.

### 5.5.8 Méthode de résolution

Nous avons employé la méthode de résolution « Arc Length explicit orthogonal ». Cette méthode a l'avantage d'être plus robuste que la méthode de Newton-Raphson. La méthode d'ajustement est variable progressive (adjustment method : variable progressive) et le ratio charge/déplacement est défini comme constant (load/displacement ratio : constant). Le nombre d'itérations maximal est limité à 100.

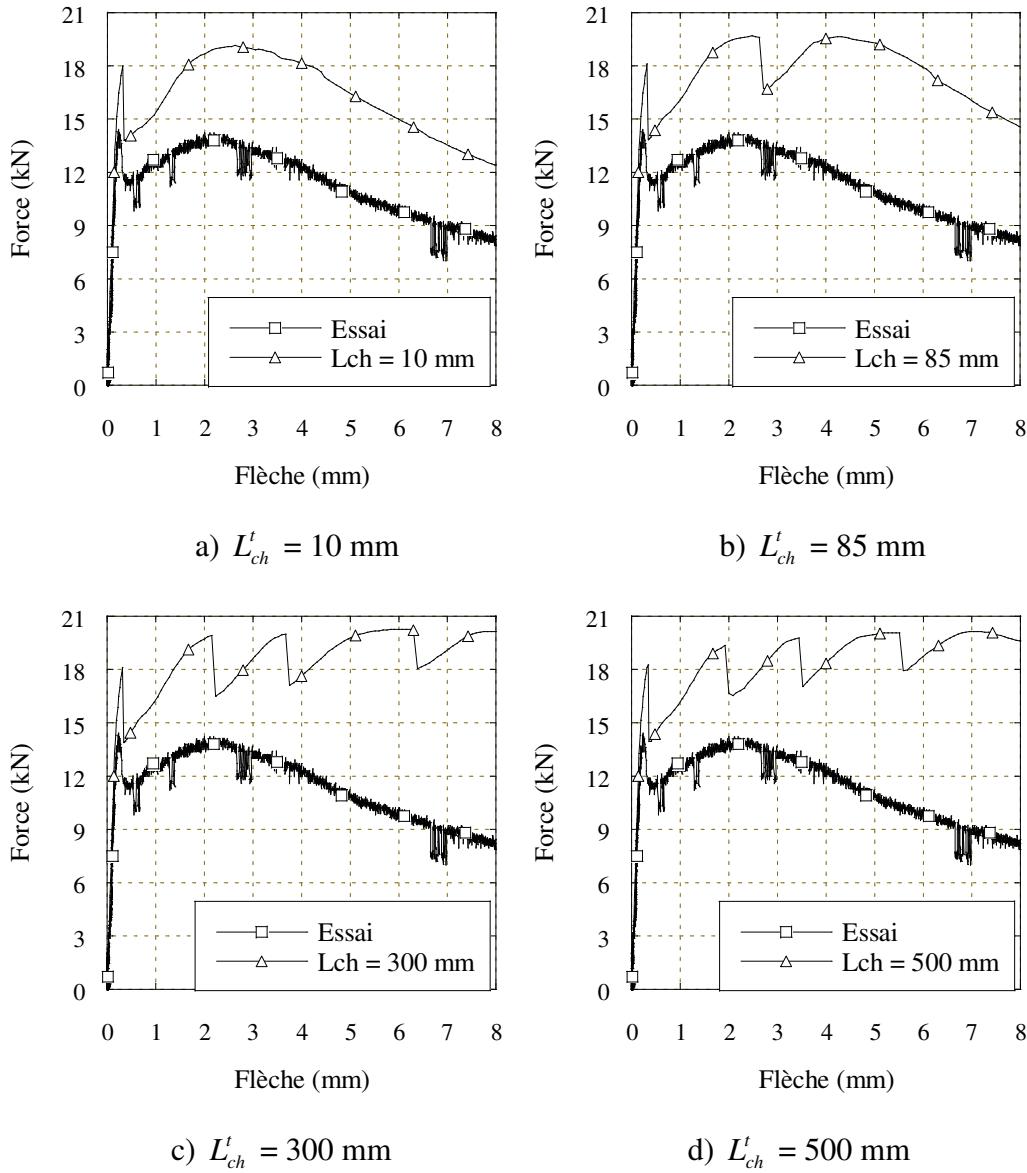
## 5.6 INFLUENCE DE LA LONGUEUR CARACTÉRISTIQUE

Lorsque l'utilisateur définit une loi de comportement en traction dans le logiciel ATENA, il doit entrer une longueur caractéristique ( $L'_{ch}$ ). Ce paramètre sert à définir la plage sur laquelle la déformation est valide (Cervenka, 2007). Dans le cas d'une ouverture de fissure, ce paramètre permet de transformer l'ouverture  $w$  en déformation  $\varepsilon$  à l'aide de l'équation 5.5. Toutefois, la valeur à utiliser dans ce dernier cas est laissée entièrement à la discrétion de l'utilisateur. L'ouverture de fissure étant un phénomène local, il est possible d'utiliser théoriquement n'importe quelle valeur. En effet, dans un spécimen non armé, une ouverture de fissure crée un déplacement  $\Delta L$  qui est le même peu importe la longueur de la plage de lecture. Ceci fait en sorte que la déformation associée ( $\Delta L/L$ ) est inversement proportionnelle à la longueur de la plage de lecture  $L$ .

$$(5.5) \quad \varepsilon = \frac{w}{L'_{ch}}$$

Afin de déterminer la valeur  $L'_{ch}$  idéale à utiliser dans le cas d'ouvertures de fissures, nous avons comparé les résultats de calculs pour une poutre isostatique non armée de BRF50. Le modèle de la poutre est celui présenté à la section 5.5. La dimension des éléments finis est de 10 mm. La loi de comportement employée est la loi calibrée présentée au Tableau 5.2. Finalement, afin de faire

la transition entre la loi de comportement du Tableau 5.2 et le logiciel ATENA, nous avons utilisé l'équation 5.5 et des valeurs  $L_{ch}^t$  de 10 mm, 85 mm, 300 mm et 500 mm. La Figure 5.23 compare les résultats issus des calculs par éléments finis utilisant différentes valeurs de  $L_{ch}^t$  dans la définition de la loi de comportement.



**Figure 5.23 : Comparaison des résultats pour l'utilisation de différentes longueurs caractéristiques**

En observant les résultats présentés à la Figure 5.23, on voit que la longueur caractéristique de 10 mm, qui est la même valeur que la dimension de nos éléments finis, présente le comportement se rapprochant le plus de ce qui a été observé en laboratoire. Les valeurs  $L_{ch}^t$  s'éloignant de la dimension des éléments s'accompagne de plusieurs pertes de charge, suivies de reprises. Dans le modèle ATENA, chacune des pertes s'est traduite par la localisation d'une fissure dans une nouvelle colonne d'éléments finis. Il est à noter que chaque nouvelle colonne était à proximité d'une autre colonne où la fissuration était déjà localisée. En plus des pertes de charges, on remarque que la courbe ATENA semble surestimer la capacité de la poutre et ce, peu importe la valeur de la longueur caractéristique. Ce phénomène est dû à l'orientation des fibres dans la poutre et sera abordé plus en détails à la section 5.7.

Suite à ces calculs, il a été déterminé qu'il était préférable d'utiliser une valeur de  $L_{ch}^t$  ayant un ordre de grandeur comparable à la dimension du plus petit élément fini du macroélément utilisant le matériau. Ceci signifie que la valeur de  $L_{ch}^t$  doit être différente pour un second matériau incorporé au modèle et dont les dimensions des éléments finis différeraient.

## 5.7 ANALYSES NUMÉRIQUES DES POUTRES DE FLEXION

Afin de vérifier si les conditions statiques influencent les lois de comportement dans les analyses par éléments finis, nous avons comparé les résultats des calculs numériques utilisant les lois avec et sans raidissement en traction aux résultats issus des essais en laboratoire. Ceci avait pour objectif de voir si le raidissement en traction améliorait la précision des résultats.

Nous avons utilisé, pour le BRF50 et le BFUP120, des coefficients d'orientations de fibres. Ces coefficients se sont avérés nécessaires puisqu'il est rapidement devenu apparent que l'orientation préférentielle des fibres des spécimens de traction directe (spécimens en forme d'os) était supérieure à l'orientation des fibres des poutres. Ces coefficients viennent s'appliquer à toutes les valeurs de  $\sigma(\varepsilon)/f_t$ , à l'exception du premier point correspondant à la résistance à la matrice, qui ne devrait théoriquement pas être influencé par l'orientation des fibres ( $\varepsilon = 0 \mu\varepsilon$ ,  $\sigma(\varepsilon)/f_t = 1$ ). Ces coefficients ont été déterminés par procédé d'essais et erreurs. Il est à noter que les coefficients

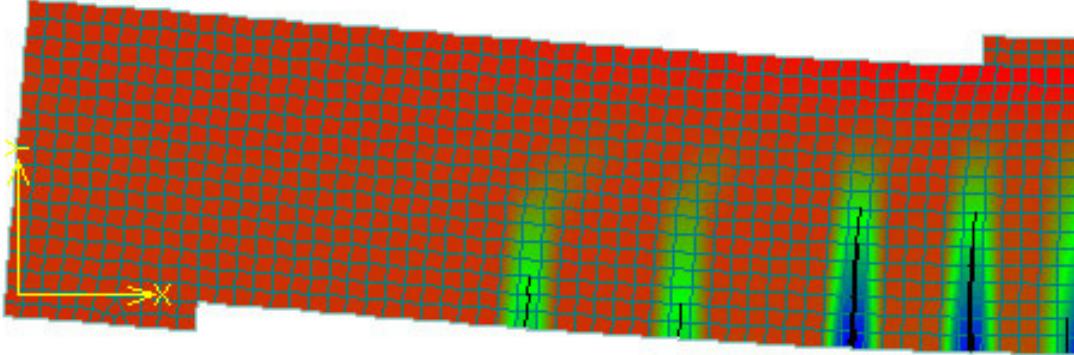
utilisés ici ne sont pas des coefficients d'orientation absolue mais sont plutôt des coefficients donnant un taux d'orientation des fibres dans les poutres par rapport à l'orientation des fibres dans les spécimens de traction directe. Par exemple, un taux de 60 % pour le BRF50 signifie que les fibres dans la poutre reprennent en traction 60 % des efforts que les fibres reprenaient dans les spécimens de traction directe. Toutefois, puisqu'on ne connaît pas le coefficient d'orientation des fibres dans les spécimens de traction directe, on ne peut pas considérer que le coefficient d'orientation absolu dans la poutre est 60 %. Il faut aussi noter que le coefficient d'orientation est appliqué à l'ensemble de la poutre et ne tient pas compte des effets d'orientation locaux.

La comparaison des résultats expérimentaux et numériques s'est effectuée en utilisant les courbes force-flèche. Pour les poutres isostatiques, la charge est appliquée en plein centre de la poutre et la flèche est calculée au centre. Pour les poutres hyperstatiques, les charges sont appliquées au centre de chaque travée et les flèches sont mesurées au centre de ces travées.

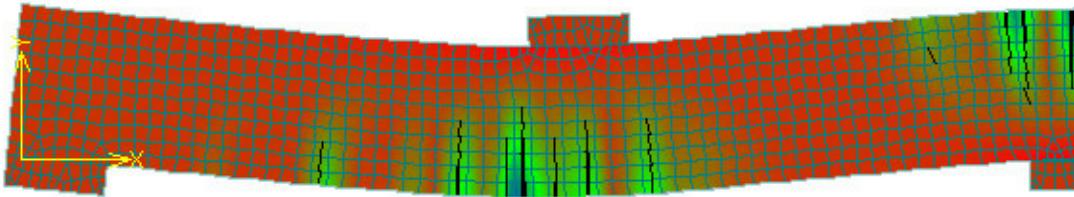
Le calcul de la flèche des modèles numériques s'est effectué de la même façon que le calcul pour les poutres en laboratoire. L'écrasement aux appuis a été soustrait au déplacement mesuré au centre de la poutre. Nous avons, pour les poutres hyperstatiques, effectué des corrections sur les courbes expérimentales afin d'éliminer la baisse de rigidité provoquée par la torsion. Les détails de cette procédure sont présentés à l'Annexe I.

### **5.7.1 Déformée**

Les déformées obtenues, pour les poutres isostatiques et hyperstatiques numériques, s'apparentent respectivement aux Figures 5.24 et 5.25. Un filtre visuel de 0,1 mm a été appliqué aux fissures.



**Figure 5.24 :** Déformée du modèle numérique de la poutre isostatique de BRF50 sans raidissement en traction  $\rho = 0,5 \%$



**Figure 5.25 :** Déformée du modèle numérique de la poutre hyperstatique de BRF50 sans raidissement en traction  $\rho = 0,5 \%$

### 5.7.2 BHP50

Nous avons utilisé, pour la loi de comportement sans raidissement en traction (Tableau 5.14) une valeur  $L_{ch}^t$  de 10 mm. Pour ce qui est de la loi avec raidissement en traction (Tableau 5.2), nous avons procédé de deux façons différentes. Étant donné que cette loi est donnée en déformations pures, nous avons défini la valeur  $\varepsilon_{loc}$  à  $2500 \mu\epsilon$ , de façon à ce qu'ATENA traite la loi comme une déformation pure avant la localisation de la fissuration (avant  $\varepsilon_{loc}$ ). La deuxième méthode que nous avons utilisée pour traiter la loi est de définir  $\varepsilon_{loc}$  à  $0 \mu\epsilon$  (localisation de la fissuration) et de définir la valeur  $L_{ch}^t$  à 85 mm pour les poutres isostatiques et à 75 mm pour les poutres hyperstatiques. Ces longueurs représentent la distance moyenne mesurée entre les fissures des poutres armées testées en laboratoire (Annexe G). Nous avons choisi d'utiliser la distance entre chaque fissure car ces distances correspondent à la plus petite dimension pour laquelle la déformation de raidissement en traction est valide. En effet, une valeur plus faible à la distance

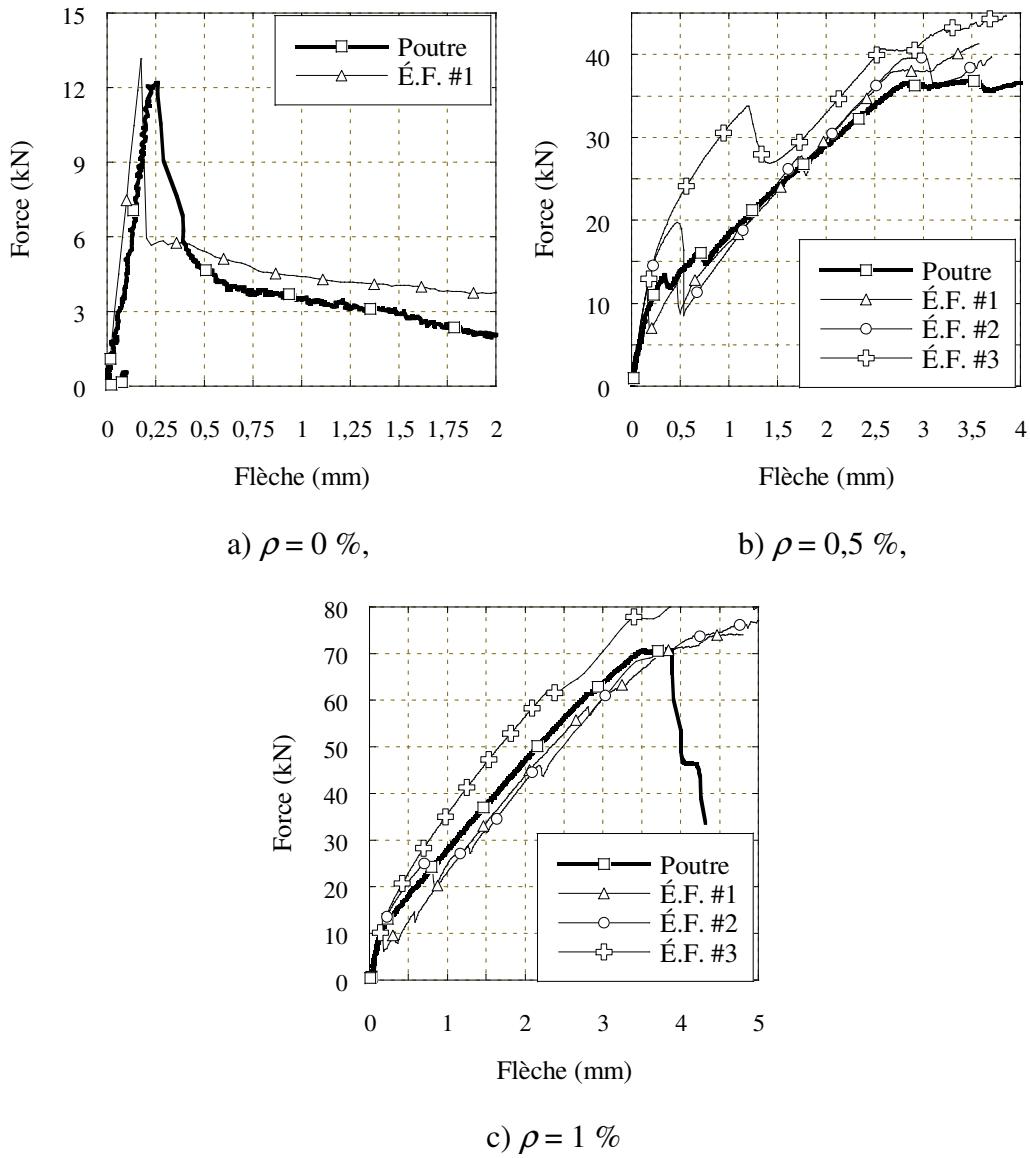
entre chaque fissure voudrait dire que la déformation néglige la participation du béton entre deux fissures. On se trouverait alors à donner à la fissure un rôle trop important dans la déformation. Le Tableau 5.12 résume les paramètres définissant les lois de comportement pour chaque modèle. Dans ce tableau, la colonne « É.F. # » sert à faire le lien entre la loi et le graphique (Figures 5.26 et 5.27). Par exemple, É.F. #1 correspond, sur les figures, à É.F. #1.

**Tableau 5.12 : Paramètres des lois de comportement de BHP50**

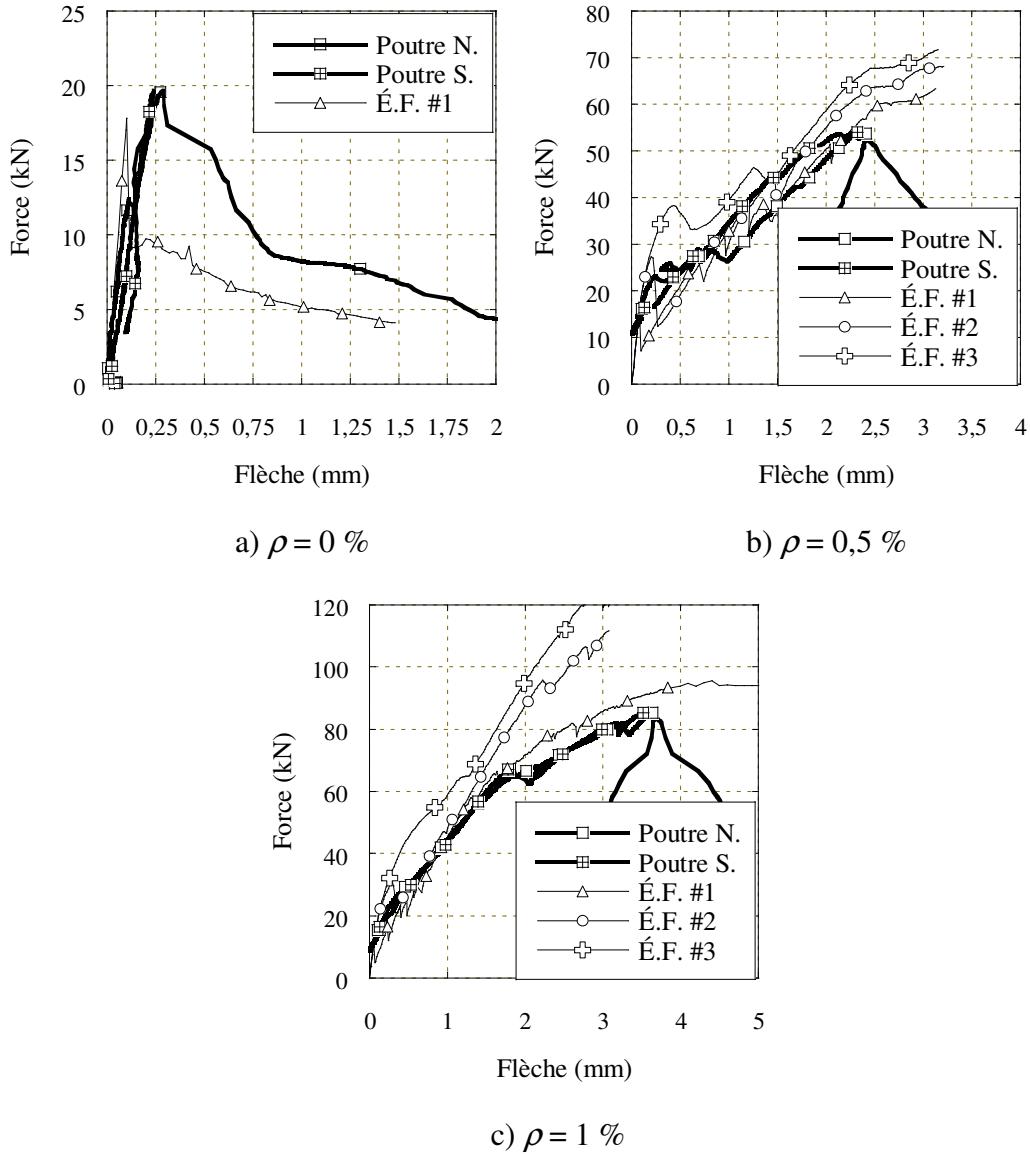
Cond. Struct.	$\rho$	Raidissement en traction	$\varepsilon_{loc}$	$L_{ch}^t$	É.F. #
(-)	(%)	(-)	( $\mu\epsilon$ )	(mm)	(-)
isostatique	0	sans	0	10	1
		sans	0	10	1
	0.5	avec	2500	10	2
		avec	0	85	3
	1	sans	0	10	1
		avec	2500	10	2
		avec	0	85	3
hyperstatique	0	sans	0	10	1
		sans	0	10	1
	0.5	avec	2500	10	2
		avec	0	75	3
	1	sans	0	10	1
		avec	2500	10	2
		avec	0	75	3

#### 5.7.2.1 Comparaison des résultats des modélisations par éléments finis

La Figure 5.26 compare les résultats des analyses par éléments finis aux résultats obtenus en laboratoire (trait gras) pour les poutres isostatiques. La Figure 5.27 compare les résultats pour les poutres hyperstatiques.



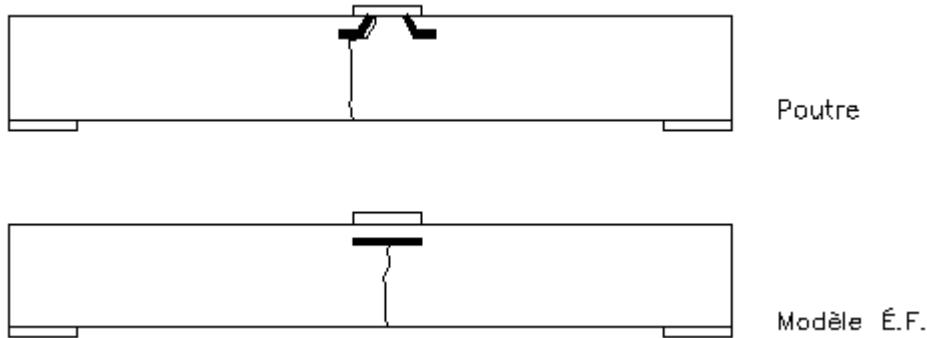
**Figure 5.26 : Comparaison des résultats des calculs par éléments finis aux résultats obtenus en laboratoire pour les poutres isostatiques de BHP50**



**Figure 5.27 : Comparaison des résultats des calculs par éléments finis aux résultats obtenus en laboratoire pour les poutres hyperstatiques de BHP50**

De manière générale, les Figures 5.26 et 5.27 démontrent que la loi de comportement sans raidissement en traction (É.F. #1, Tableau 5.8) donne d'excellents résultats. Pour les poutres isostatiques (Figure 5.34), la courbe É.F. #1 suit bien les tendances observées en laboratoire. Pour la poutre non armée, on remarque que la perte de charge suivant la fissuration est plus fragile dans le modèle par éléments finis. Également, la reprise de la charge est plus élevée pour ce modèle. Il faut comprendre que la fissuration, dans le modèle numérique, est survenue en plein milieu de la poutre, alors qu'en réalité la fissure est survenue là où la plaque d'application de la

charge se termine, soit à environ 50 mm du centre de la poutre. Aussi, dans la poutre réelle, le crochet servant au levage de la poutre est venu intercepter la fissure. Dans notre modèle numérique, nous avons recréé ce phénomène en incluant, dans le modèle, une petite armature à  $d = 25$  mm. Toutefois, dans la réalité, comme la fissure ne se trouve pas en plein centre de la poutre, la fissure suit le crochet jusqu'à ce que celui-ci remonte à la surface (Figure 5.28). Dans le modèle numérique, la fissure est en plein centre. Elle n'a donc pas l'occasion de suivre la barre d'armature jusqu'à ce qu'elle remonte à la surface. Ceci conduit à une résistance supérieure et explique la différence observée à la Figure 5.26a.



**Figure 5.28 : Comparaison de la fissuration pour la poutre BHP50 isostatique non armée**

Pour ce qui est des poutres isostatiques avec armature, le modèle représente le comportement en service et la charge de plastification. Seule la rupture en cisaillement de la poutre ayant un renforcement de 1 % n'est pas retrouvée dans le modèle par éléments finis. Toutefois, ceci est normal, étant donné qu'aucune loi de comportement n'a été utilisée pour ce mode de rupture.

Le comportement des poutres hyperstatiques est aussi très bien évalué par la loi sans raidissement en traction. Le comportement en service est bien représenté pour les poutres armées. Encore une fois, seules les ruptures en cisaillement sont absentes des modèles. Pour la poutre hyperstatique sans armature, on remarque encore une fois que la perte de charge liée à la fissuration est plus brusque dans le modèle par éléments finis. On peut expliquer ceci par l'idéalisation du modèle numérique, par rapport à la poutre expérimentale. La fissure en moment négatif, pour le modèle par éléments finis, se produit en plein centre de la poutre. En laboratoire, cette fissure se développe à environ 60 mm du centre de la poutre. Puisque la fissure expérimentale survient là où la plaque d'appui se termine, on se trouve à augmenter la courbure de la poutre à cet endroit.

Également, en laboratoire, seule une travée s'est fissurée. Or, étant donné que le modèle numérique modélise une demi-poutre, on considère une symétrie dans le comportement. Bien qu'un modèle complet de la poutre aurait été préférable, il aurait été très difficile à réaliser. La charge appliquée en laboratoire était la même pour les deux travées. Ainsi, lorsqu'une travée fissurait, la charge diminuait pour les deux travées, empêchant d'atteindre la charge de fissuration pour la seconde travée. Or, il est impossible, dans le logiciel ATENA, d'appliquer une charge de cette façon. Pour réussir une telle modélisation, il faudrait connaître à l'avance la charge à appliquer à la travée, ce qui n'est pas le cas. Bref, malgré cette contrainte, le comportement obtenu par le modèle numérique permet tout de même d'observer un comportement similaire.

La loi de comportement #2 avec raidissement en traction (Tableau H.1) et utilisée comme une déformation pure du béton, donne aussi des résultats acceptables pour les poutres isostatiques (Figures 5.26b et 5.26c). Toutefois, les résultats découlant de cette loi, pour les poutres hyperstatiques (Figures 5.27b et 5.27c), sont moins précis que les résultats utilisant la loi sans raidissement en traction. On remarque entre autres que la charge de plastification de l'armature est plus élevée et que, pour la Figure 5.27c, la loi ne permet pas d'obtenir la perte de rigidité associée au développement de fissures de cisaillement. Il est important de noter que, bien que la loi sans raidissement en traction ait permis de développer des fissures de cisaillement, aucune rupture n'a pu être obtenue dû à l'élimination de la loi de comportement en cisaillement.

La loi de comportement #3 avec raidissement en traction (Tableau H.1) utilisant une longueur caractéristique équivalente à la distance moyenne entre les fissures donne des résultats sous-estimant la flèche et surestimant la charge et ce, pour tous les modèles isostatiques et hyperstatiques de poutres armées.

### 5.7.3 BRF50

À nouveau, pour la loi #1 sans raidissement en traction (Tableau 5.2) une valeur  $L_{ch}^t$  de 10 mm. Pour ce qui est de la loi avec raidissement en traction (Tableau H.2), nous avons procédé de deux façons différentes. Nous avons d'abord défini la valeur  $\varepsilon_{loc}$  à 2286  $\mu\epsilon$  (loi #2) de façon à ce qu'ATENA traite la loi comme une déformation pure et, lorsqu'une seule fissure s'ouvre,

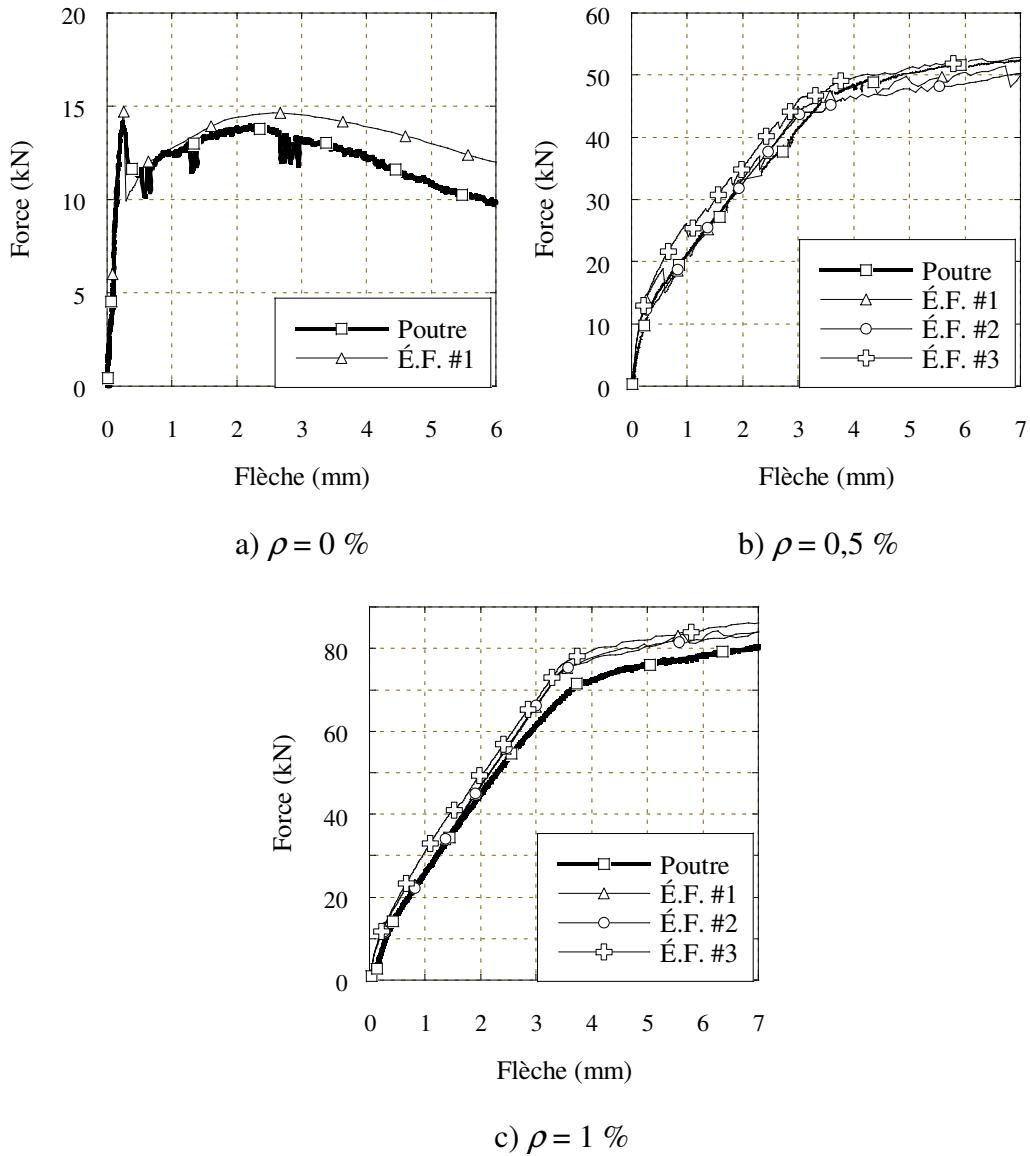
ATENA traite la loi comme une ouverture de fissure. La deuxième méthode que nous avons utilisée pour traiter la loi est de définir  $\epsilon_{loc}$  à 0  $\mu\epsilon$  (loi #3, localisation de la fissuration) et de définir la valeur  $L_{ch}^t$  à 65 mm pour les poutres isostatiques et à 60 mm pour les poutres hyperstatiques. Ces longueurs représentent la distance moyenne mesurée entre les fissures des poutres armées (Annexe G). Finalement, nous avons appliqué des coefficients d'orientation des fibres à chaque loi afin de tenir compte de la disparité d'orientation des fibres entre les spécimens de traction directe, qui ont servi à l'élaboration des lois, et les poutres de flexion. Le Tableau 5.13 résume les paramètres définissant les lois de comportement pour chaque modèle.

**Tableau 5.13 : Paramètres des lois de comportement de BRF50**

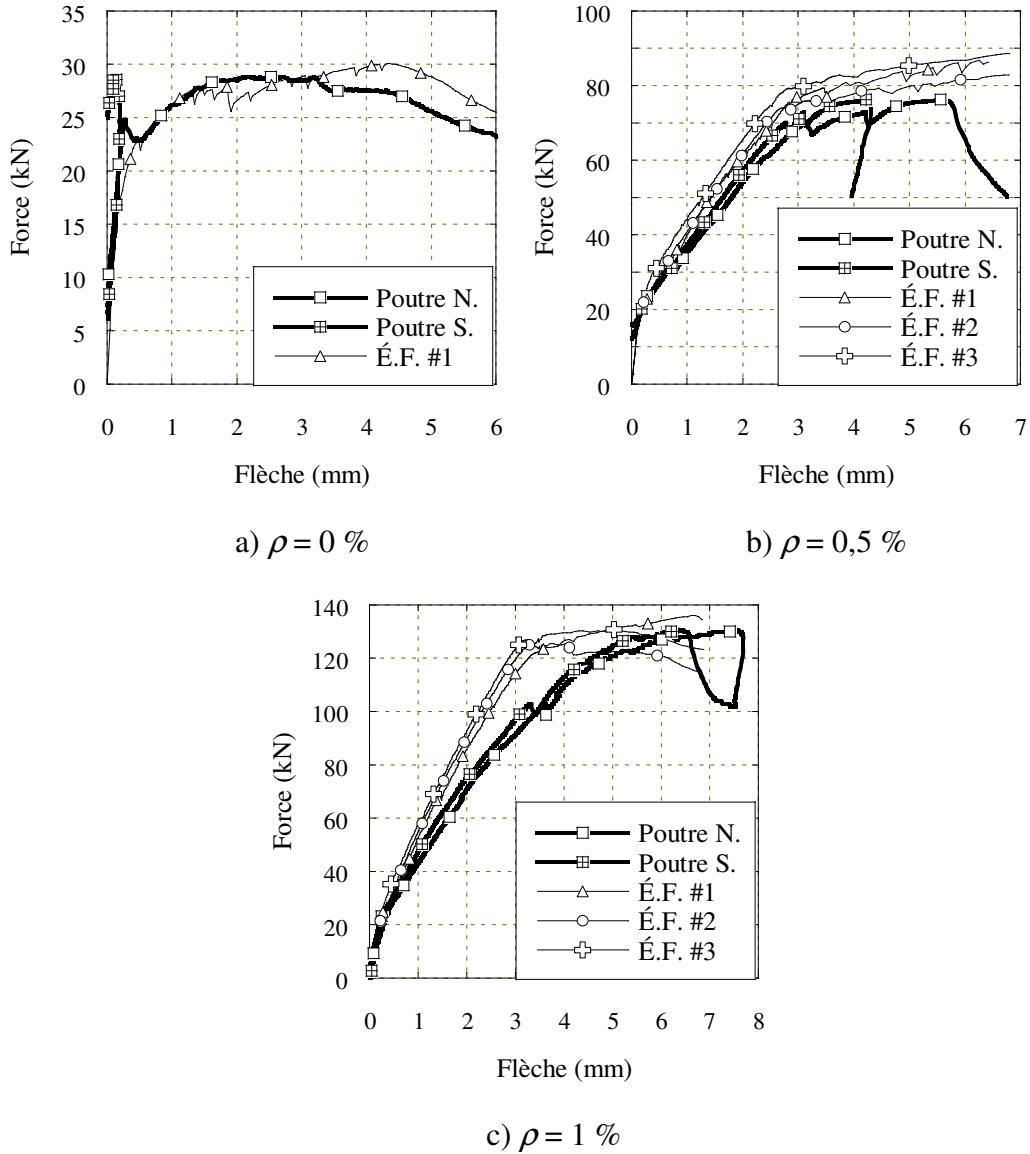
Cond. Struct. (-)	$\rho$ (%)	R.traction (-)	$C_{or}$ (%)	$\epsilon_{loc}$ ( $\mu\epsilon$ )	$L_{ch}^t$ (mm)	Modèle no. (-)
isostatique	0	sans	60	0	10	1
		sans	60	0	10	1
	0.5	avec	60	2286	10	2
		avec	60	0	70	3
		sans	60	0	10	1
	1	avec	60	2286	10	2
		avec	60	0	60	3
hyperstatique	0	sans	78	0	10	1
		sans	78	0	10	1
	0.5	avec	78	2286	10	2
		avec	78	0	65	3
		sans	78	0	10	1
	1	avec	78	2286	10	2
		avec	78	0	55	3

#### 5.7.3.1 Comparaison des résultats des modélisations par éléments finis

La Figure 5.29 compare les résultats des analyses par éléments finis aux résultats obtenus en laboratoire (trait gras) pour les poutres isostatiques. La Figure 5.30 compare les résultats pour les poutres hyperstatiques.



**Figure 5.29 : Comparaison des résultats des calculs par éléments finis aux résultats obtenus en laboratoire pour les poutres isostatiques de BRF50**



**Figure 5.30 : Comparaison des résultats des calculs par éléments finis aux résultats obtenus en laboratoire pour les poutres hyperstatiques de BRF50**

Les résultats présentés aux Figures 5.29 et 5.30 montrent que la loi #1 sans raidissement en traction (Tableau 5.2) réussit à bien représenter le comportement des poutres observées en laboratoire. À la Figure 5.29a, on voit que la loi permet d'obtenir une très grande précision des résultats jusqu'à l'atteinte de la charge maximale, pour une flèche d'environ 2.4 mm. Une fois cette charge atteinte, la loi perd graduellement sa précision, sans toutefois perdre l'allure globale du comportement. L'écart maximal de charge, toujours pour cette poutre, est de 20 %. Pour les

poutres isostatiques armées, la loi sans raidissement en traction permet aussi de très bien modéliser le comportement expérimental.

Tout comme ce fut le cas pour la poutre sans armature isostatique, la loi sans raidissement en traction permet de modéliser presque parfaitement le comportement observé en laboratoire de la poutre hyperstatique jusqu'à l'atteinte de la charge maximale, lorsque la flèche atteint environ 3 mm. Par la suite, le modèle par éléments finis surestime légèrement la charge. L'erreur maximale est d'environ 12 %. Pour ce qui est des poutres hyperstatiques avec armature, on réussit encore une fois à bien représenter le comportement expérimental. Seules les ruptures en cisaillement ne sont pas obtenues, ce qui est normal puisque la loi de comportement en cisaillement utilisée ne permet pas de modéliser ce type de comportement (voir section 5.5.4)

Pour ce qui est des lois #2 et #3 utilisant le raidissement en traction (Tableau H.2), les résultats obtenus sont très semblables aux résultats obtenus en utilisant la loi sans raidissement. Pour chaque modèle de poutres armées, la loi #1 (Tableau 5.2) utilisant une valeur de  $\varepsilon_{loc}$  de 2286  $\mu\epsilon$  donne un comportement ayant une rigidité en service identique à celle obtenue par la loi sans raidissement en traction. La charge obtenue, une fois l'armature plastifiée, est cependant légèrement plus faible. Les modèles utilisant la loi avec raidissement en traction et une valeur  $L_{ch}^t$  équivalente à la distance moyenne entre chaque fissure donnent un comportement légèrement plus rigide que la loi sans raidissement. Ainsi, la flèche calculée est un peu plus faible et la charge trouvée est plus élevée. Il est à noter que la différence de charge pour une même flèche entre les deux lois avec raidissement en traction et la loi sans raidissement ne dépasse pas 5 %. La seule différence notable entre l'utilisation d'une loi avec et sans raidissement est visible à la Figure 5.30c. À partir de la flèche de 5 mm, on observe une baisse de la charge pour les courbes É.F. #2 et É.F. #3. La courbe É.F. #1 ne subit pas de baisse de charge. La courbe expérimentale ne subit pas de perte de charge avant d'atteindre la rupture de cisaillement. On peut donc conclure que la courbe sans raidissement en traction est plus fidèle au comportement réel de la poutre.

### 5.7.4 BFUP120

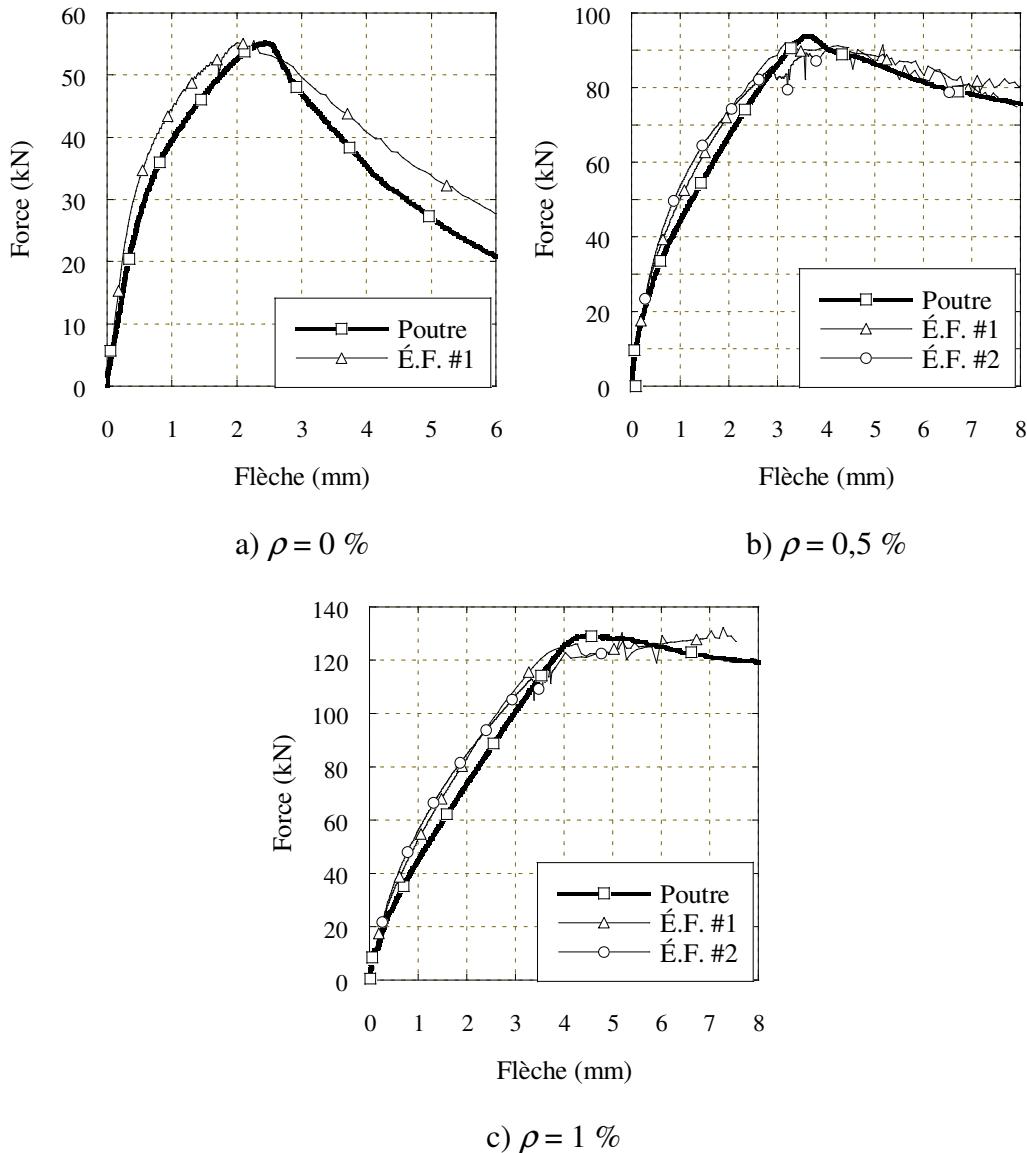
Nous avons utilisé, pour la loi #1 sans raidissement en traction (Tableau 5.3), une valeur  $L_{ch}^t$  de 10 mm. Pour ce qui est de la loi avec raidissement en traction (Tableau H.3), nous avons utilisé une valeur  $\varepsilon_{loc}$  afin de délimiter l'écrouissage du béton et la localisation de la fissuration. Finalement, nous avons appliqué des coefficients d'orientation des fibres à chaque loi afin de tenir compte de la disparité d'orientation des fibres entre les spécimens de traction directe, qui ont servi à l'élaboration des lois, et les poutres de flexion. Le Tableau 5.14 résume les paramètres définissant les lois de comportement pour chaque modèle.

**Tableau 5.14 : Paramètres des lois de comportement de BFUP120**

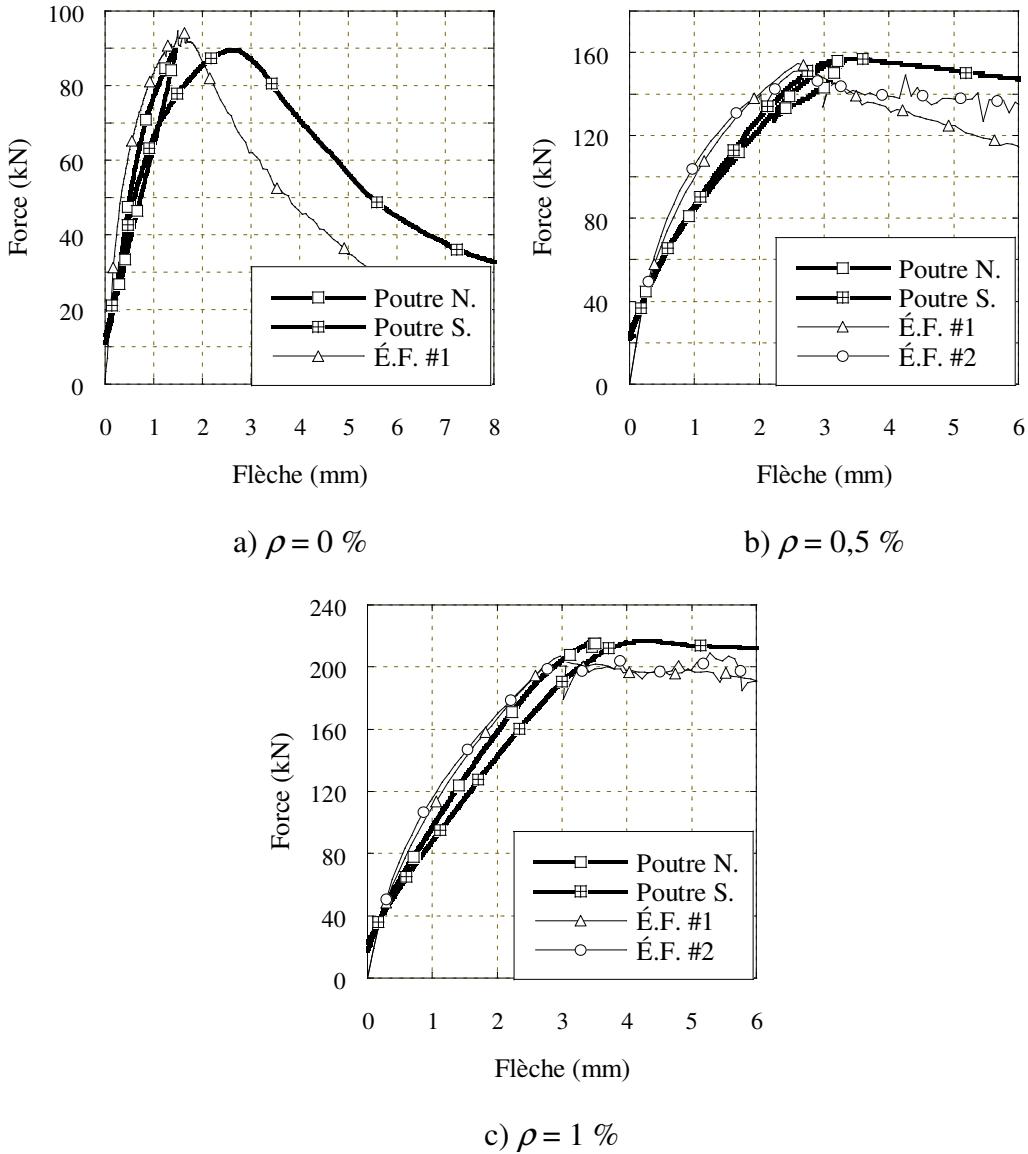
Cond. Struct. (-)	$\rho$ (%)	R.traction (-)	$C_{or}$ (%)	$\varepsilon_{loc}$ ( $\mu\varepsilon$ )	$L_{ch}^t$ (mm)	Modèle no. (-)
isostatique	0	sans	91	2800	10	1
	0.5	sans	100	2800	10	1
		avec	117	1618	10	2
	1	sans	100	2800	10	1
		avec	117	1618	10	2
	0	sans	100	2800	10	1
hyperstatique	0.5	sans	110	2800	10	1
		avec	128	1618	10	2
	1	sans	110	2800	10	1
		avec	128	1618	10	2

#### 5.7.4.1 Comparaison des résultats des modélisations par éléments finis

Les Figures 5.31 et 5.32 comparent respectivement les résultats des analyses par éléments finis aux résultats expérimentaux des poutres isostatiques et hyperstatiques.



**Figure 5.31 : Comparaison des résultats des calculs par éléments finis aux résultats obtenus en laboratoire pour les poutres isostatiques de BFUP120**



**Figure 5.32 : Comparaison des résultats des calculs par éléments finis aux résultats obtenus en laboratoire pour les poutres hyperstatiques de BFUP120**

Les Figures 5.31a et 5.32a montrent que la loi #1 sans raidissement en traction (Tableau 5.3) permet de bien représenter le comportement expérimental observé en laboratoire. À la Figure 5.31a, bien que la courbe numérique ne soit pas parfaitement identique à la courbe expérimentale, il faut savoir que la loi de comportement en traction de BFUP120 varie beaucoup d'un spécimen à l'autre. Ainsi, des trois essais de traction directe effectués sur des spécimens en forme d'os, nous avons obtenu trois courbes ayant une allure différente (Figures 3.21 et D.3). De plus, l'écart entre la courbe expérimentale et numérique demeure en deçà de 10 %, ce qui est fort acceptable

pour du béton. À la Figure 5.32a, la courbe numérique, avant d'atteindre la charge maximale, suit le comportement de la travée qui ne s'est pas endommagée. Une fois la charge maximale atteinte, la courbe suit plutôt le comportement observé pour la travée endommagée. Il est possible qu'une modélisation complète de la poutre aurait mieux représenté ce qui a été observé en laboratoire. Toutefois, les options offertes par le logiciel d'éléments finis ne permettaient pas d'appliquer la charge de manière à bien représenter le montage expérimental. Ce problème est abordé plus en détails à la section 5.8.3.

Les Figures 5.31b, 5.31c, 5.32b et 5.32c montrent qu'il n'y a pratiquement aucune différence entre les résultats obtenus en utilisant une loi avec (loi #2) et sans (loi #1) raidissement en traction. Les deux lois réussissent très bien à modéliser le comportement expérimental. La similarité des résultats vient du fait que les deux lois sont pratiquement identiques, à l'exception de la présence d'un plateau vers  $\sigma(\varepsilon)/f_t = 0,55$  pour la loi #2 avec raidissement en traction (Figure 3.29). Cependant, il n'est pas possible de vérifier l'effet de ce plateau puisque, dans nos modèles numériques, l'armature atteint toujours sa charge maximale en écrouissage avant que le béton ne perde suffisamment de capacité en traction pour atteindre le plateau dans sa loi de comportement. En d'autres mots, une fois la charge maximale en écrouissage de l'armature atteinte, le modèle ne peut plus être représentatif de la réalité, puisque l'acier d'armature n'est plus représentatif du comportement expérimental. Nous privilégions toutefois l'utilisation de la loi de comportement sans raidissement en traction #1 puisque celle-ci nous donne une courbe relativement stable, comparativement à la loi avec raidissement en traction #2 où la courbe peut parfois varier de manière importante sur un court domaine.

## 5.8 DISCUSSION

### 5.8.1 Modélisation

Pour arriver à effectuer une bonne modélisation, nous avons vu qu'il était très important de calibrer la loi de comportement. Cette étape consiste à fragiliser la loi de comportement une fois la localisation de la fissuration amorcée. Bien qu'il paraisse paradoxal de modifier une loi expérimentale dans le but d'augmenter la fidélité d'un modèle numérique, il s'agit d'un compromis essentiel. En effet, une loi non calibrée risque d'entraîner une microfissuration diffuse qui rend le modèle d'éléments finis plus rigide qu'il ne devrait l'être.

Nous avons également vu que le choix de la longueur caractéristique  $L_{ch}^t$  a un impact non négligeable sur la qualité des résultats. Ainsi, nous avons démontré qu'il était nécessaire d'utiliser une valeur ayant le même ordre de grandeur que la plus petite dimension du maillage utilisé. Une valeur trop grande par rapport aux dimensions du maillage entraîne l'ouverture irréaliste de plusieurs fissures pour un même endroit, faussant ainsi les résultats.

## 5.8.2 Tendances observées

### 5.8.2.1 Utilisation du raidissement en traction dans les lois de comportement

Les résultats obtenus des modèles par éléments finis démontrent qu'il n'est pas nécessaire d'utiliser le raidissement en traction dans les lois de comportement (lois #2 et #3) pour les trois types de béton utilisés. Les courbes provenant des modèles sans raidissement en traction réussissent à bien représenter le comportement expérimental des poutres isostatiques et hyperstatiques.

Il a été démontré que l'utilisation d'une loi de BHP50 et de BRF50 avec raidissement en traction donnait de meilleurs résultats lorsque la déformation pure était utilisée à l'aide d'une valeur  $\varepsilon_{loc}$  marquant le début de l'ouverture d'une seule fissure. Les résultats obtenus sont alors similaires à ceux calculés à l'aide d'une loi sans raidissement en traction. Toutefois, dans certains cas, notamment pour les poutres hyperstatiques, les résultats ne sont pas aussi bons que ceux obtenus avec une loi sans raidissement. L'utilisation d'une valeur  $L_{ch}^t$  équivalente à la distance moyenne entre les fissures entraîne généralement, quant à elle, une diminution de la flèche et une augmentation de la capacité de la poutre. Le Tableau 5.15 présente les avantages et les désavantages reliés à l'utilisation des trois lois dans la modélisation numériques des poutres.

**Tableau 5.15 : Avantages et désavantages des lois de comportement utilisées**

Loi	Avantages	Désavantages
#1	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Essai de traction directe sur spécimen non armé</li> <li>- Donne les meilleurs résultats dans les modèles par éléments finis</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Essai de traction directe fragile pour le BHP50</li> </ul>
#2	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ne nécessite pas la connaissance de l'espacement moyen des fissures</li> <li>- Donne des résultats acceptables dans les modèles par éléments finis</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nécessite un essai de traction avec armature</li> <li>- Interprétation de la loi de comportement pas évidente</li> </ul>
#3	<ul style="list-style-type: none"> <li>-Aucun</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Nécessite un essai de traction avec armature</li> <li>- Interprétation de la loi de comportement pas évidente</li> <li>- Donne les résultats les moins représentatifs des comportements expérimentaux</li> <li>- Nécessite la connaissance de l'espacement moyen des fissures</li> </ul>

Il est donc clair, suite à l'analyses des pour et contres de chacune des lois, que la loi sans raidissement en traction (loi #1) est celle qui doit être privilégiée dans la modélisation par éléments finis. Sa facilité d'obtention, ainsi que la qualité des résultats la démarque clairement des deux autres lois. C'est pourquoi l'analyse des résultats, dans les sections qui suivent, considèrent seulement la loi #1.

#### 5.8.2.2 Coefficient d'orientation et gains de l'hyperstaticité

Le Tableau 5.16 résume les coefficients d'orientation utilisé dans les modèles numériques.

**Tableau 5.16 : Coefficients d'orientation utilisés dans les modèles numériques**

Béton (-)	$\rho$ (%)	Cor	
		Isostatique (%)	Hyperstatique (%)
BHP50	0	-	-
	0.5	-	-
	1	-	-
BRF50	0	60	78
	0.5	60	78
	1	60	78
BFUP120	0	91	100
	0.5	100	110
	1	100	110

Les modèles des poutres de BRF50 nécessitaient un coefficient d'orientation des fibres beaucoup plus faible que les poutres de BFUP120 (60 % et 78 % contre 91 % et 100 %). On se rappellera que les dimensions de la section de béton, pour les essais de traction directe, étaient petites par rapport à la longueur des fibres pour le BRF50. Ceci a créé un effet de bord qui a eu pour effet de favoriser grandement l'orientation des fibres dans le sens de la contrainte de traction (Soroushian, 1990). Ainsi, la loi de comportement obtenue de ces essais représentait le comportement du béton pour une orientation des fibres presque parfaite dans la direction de la contrainte de traction. Les dimensions de la section de béton pour les poutres étaient beaucoup plus importantes par rapport à la longueur des fibres. L'effet de bord s'est alors trouvé à être moins important et les fibres sont orientées moins favorablement.

Pour ce qui est du BFUP120, les fibres avaient une longueur beaucoup plus faible. L'effet de bord, dans les spécimens de traction directe, jouait un rôle moins important dans l'orientation préférentielle des fibres. Donc, lorsque nous sommes passés d'un spécimen de traction directe vers les poutres, la différence d'orientation des fibres entre les deux types de spécimens était moins importante, d'où le coefficient d'orientation des fibres plus élevé pour ce béton.

Également, pour le passage d'une poutre non armée vers une poutre armée, le coefficient d'orientation demeure le même pour le BRF50, alors qu'il augmente systématiquement de 10 %, pour un passage similaire dans une poutre de BFUP120. Dans ses travaux sur l'orientation des fibres dans le BRF50 et le BFUP120, Lee (2009) a observé ce phénomène. Il a noté que l'orientation des fibres, pour les poutres coulées horizontalement avec et sans armature, accusait un écart de 55 % pour le BFUP120 et de 15 % pour le BRF50. Il concluait donc que les fibres du BFUP120 étaient beaucoup plus susceptibles de s'orienter de manière préférentielle en présence d'armature. Il est à noter que les coefficients d'orientation présentés par Lee sont locaux et ne s'appliquent qu'au béton près de l'armature et, qu'en s'éloignant de l'armature, l'influence des armatures devenait négligeable. Dans nos modèles, le coefficient d'orientation s'applique à tout le modèle de poutre, ce qui explique que les différences entre les poutres armées est plus faible. L'augmentation systématique de 10 % entre les poutres non armé et armé de BFUP120 permet de

conclure que les fibres sont davantage orientées dans le sens longitudinal des poutres, pour les poutres armé.

Finalement, il y a une augmentation du coefficient d'orientation de 18 %, pour le BRF50, lors du passage d'une poutre isostatique à une poutre hyperstatique. Pour le BFUP120, cette augmentation est de 10 %. Afin d'expliquer cette augmentation, il y a deux hypothèses. La première est que l'hyperstaticité entraîne un meilleur confinement et permet d'obtenir une multifissuration plus étendue en zone de moment négatif. Cette multifissuration, qui n'est pas très bien reproduite par le logiciel d'éléments finis, permet d'obtenir une meilleure capacité à la reprise des efforts. La seconde hypothèse est que la plus grande longueur des poutres hyperstatiques a permis de mieux orienter les fibres lors de la gâchée. Ainsi, la grande longueur aurait facilité les mouvements transversaux permettant l'orientation préférentielle des fibres. Nous croyons cependant que la première hypothèse est la plus probable, étant donné qu'il est possible de comparer visuellement la fissuration du modèle expérimental et du modèle numérique. De plus, si on prend la poutre hyperstatique de BFUP120, il serait surprenant d'obtenir un coefficient d'orientation des fibres identique à celui obtenu pour les spécimens de traction directe. En effet, l'effet de bord, malgré la faible longueur des fibres, demeure plus élevé pour le spécimen de traction directe, ce qui rend la seconde hypothèse moins probable. L'hyperstaticité semble donc conduire à une amélioration de la contribution du béton de fibres, de l'ordre de 10 à 20 %, dépendamment du type de béton.

Pratiquement, ceci signifie qu'une structure utilisant du béton de fibres aurait tout avantage à utiliser l'hyperstaticité afin de tirer profit au maximum des fibres. Puisque les fibres seraient utilisées à leur plein potentiel, l'acier d'armature pourrait être réduit, ou encore les dimensions des poutres pourraient être diminuées.

### **5.8.3 Limites de la modélisation par éléments finis**

Les options du logiciel ont limité certains modèles. Ainsi, la poutre de BHP50 isostatique non armée s'était fissurée à environ 50 mm du centre et la fissure avait intercepté une partie du crochet servant au levage de la poutre. Dans le modèle par éléments finis, il nous a été impossible de reproduire ce mode de rupture, puisque l'idéalisation du modèle faisait en sorte de localiser la

fissure en plein centre de la poutre. La fissure n'avait alors plus l'occasion de suivre la barre d'armature jusqu'à son extrémité pour ensuite rejoindre la fibre supérieure de la poutre.

Une autre limitation du logiciel provient des options d'application du chargement. L'utilisateur a le choix d'appliquer une force ou d'imposer un déplacement. Pour les essais expérimentaux, la charge était imposée par déplacement contrôlé en utilisant une plaque de transfert rotulée. Cette rotule permettait de maintenir une charge identique à chacune des travées. Pour les poutres hyperstatiques sans armature, lorsqu'une des deux travées fissurait, la poutre perdait de sa capacité à la travée fissurée (diminution de charge). La rotule du système, qui permettait de garder la charge identique à chaque travée, faisait alors en sorte que la charge diminuait aussi du côté non fissuré. La travée non fissurée demeurait alors intacte jusqu'à la fin de l'essai. Or, dans le logiciel d'éléments finis, pour reproduire ce type de chargement, une option où la charge imposée aurait été égale à la charge de réaction d'un déplacement imposé ailleurs dans le système aurait été nécessaire. Ceci aurait alors permis de modifier légèrement les dimensions d'une des travées de manière à la rendre plus résistante et d'imposer, toujours à cette travée, la charge comme étant équivalente à la réaction du déplacement imposé à la travée plus faible. De cette façon, il aurait été possible de modéliser la pleine poutre et de retrouver des résultats de plus haute fidélité, notamment pour les poutres hyperstatiques sans armature. Étant donné que le modèle reproduisait une demi-poutre, la symétrie faisait en sorte que le modèle considérait que la poutre se fissurait au même moment à chacune des travées, ce qui, bien sûr, ne représentait pas la réalité.

Il est cependant important de mentionner que, malgré ces limites, les modèles ATENA ont permis de reproduire les résultats expérimentaux de conditions d'essais très variées (3 matériaux différents, 3 pourcentages d'armature et deux conditions statiques) avec une précision de  $\pm 10\%$ . En tenant compte de la variabilité inhérente des propriétés des bétons, ces résultats sont tout à fait adéquats.

## CHAPITRE 6

### CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

#### 6.1 RAPPEL DES OBJECTIFS

Le premier objectif de ce travail était de caractériser le comportement en traction, avec et sans armature, du BHP50, BRF50 et BFUP120. Le second objectif consistait à évaluer l'impact des conditions statiques sur le comportement de poutres utilisant les bétons étudiés dans le premier objectif. Le dernier objectif était d'évaluer la capacité d'un logiciel de calculs par éléments finis à reproduire les résultats expérimentaux des essais de flexion et d'en déduire l'influence des conditions structurales sur les lois de comportement.

#### 6.2 COMPORTEMENT EN TRACTION DES BETONS DE FIBRES

##### 6.2.1 Conclusions

L'essai de traction développé a permis d'obtenir les courbes contrainte/déformation caractéristiques pour le BHP50, BRF50 et BFUP120. Ces courbes ont permis de déterminer que le BHP50 sans armature avait un comportement très fragile en traction. L'ajout de fibres d'acier (BRF50) permet une reprise de l'effort de traction et donne au béton un comportement ductile. Quant au BFUP120, une phase d'écrouissage du matériau a été observée une fois la contrainte de fissuration atteinte. Par la suite, une hausse de la capacité du béton de 40 % par rapport à la

charge de fissuration a été mesurée. Une fois la charge maximale atteinte, il y a localisation de la fissuration et la déformation devient une ouverture de fissure. La capacité des fibres du BRF50 à reprendre une partie de l'effort en traction, au droit d'une fissure peut permettre de réduire l'acier d'armature ou encore les dimensions d'éléments structuraux. Pour ce qui est du BFUP120, ces réductions d'acier ou de dimensions peuvent être encore plus importantes, puisque les fibres permettent de transmettre une contrainte, au droit d'une fissure, qui est jusqu'à 40 % plus élevé que la contrainte causant la fissuration.

Il a été difficile de comparer les courbes avec et sans raidissement en traction entre elles. Pour un spécimen non armé, le déplacement capté était entièrement attribuable à l'ouverture d'une seule fissure. Pour le BHP50 armé, le déplacement capté par les LVDT comprenait plutôt l'ouverture des fissures ainsi que la déformation du béton entre celles-ci. Il s'agit alors de deux types de déplacement différents et difficilement comparables. Le même phénomène s'est produit pour le BRF50. Seules les courbes de BFUP120 avec et sans raidissement en traction peuvent être directement comparées. En effet, dans les deux cas, une phase d'écrouissage du matériau, où le déplacement capté était attribuable à une déformation moyenne et uniforme de la section linéaire du béton, a été observé. Une fois cette phase terminée, l'ouverture d'une seule fissure, dans les deux cas, a été observée. Le déplacement mesuré était alors attribuable à cette fissure. En comparant les deux types de courbes, la présence d'un plateau, lorsque la charge avoisine 60 % de la charge causant la fissuration, a été remarquée. Ceci signifie que, pour de grandes déformations, la combinaison du BFUP120 et de l'acier d'armature, permet de maintenir une grande résistance même au joint des fissures.

Finalement, l'équation proposée par Fields et al. (2004) est celle qui permet de modéliser le plus fidèlement le comportement du raidissement en traction dans le BHP50. Pour ce qui est des équations modélisant le raidissement en traction dans les bétons de fibres, aucune équation n'est arrivée à bien représenter le comportement expérimental. L'équation modifiée du CEB-FIP 1990 est tout de même celle qui s'est le plus rapprochée du comportement observé en laboratoire.

### **6.2.2 Recommendations**

Afin d'obtenir de meilleurs résultats d'essais de traction directe, il serait préférable d'utiliser des coffrages d'acier. Ces coffrages permettraient d'obtenir des spécimens parfaitement droits. En procédant ainsi, on diminuerait les chances d'endommager les spécimens lors de leur installation.

Également, l'utilisation d'une chambre environnementale où l'humidité relative et la température seraient parfaitement contrôlées permettrait d'obtenir des courbes de retrait beaucoup plus précises.

Finalement, il serait intéressant de caractériser l'orientation des fibres des spécimens. On pourrait alors connaître, de manière précise, le domaine d'application des lois obtenues. Il serait alors beaucoup plus facile d'utiliser ces lois pour dimensionner des éléments structuraux où l'orientation des fibres différerait.

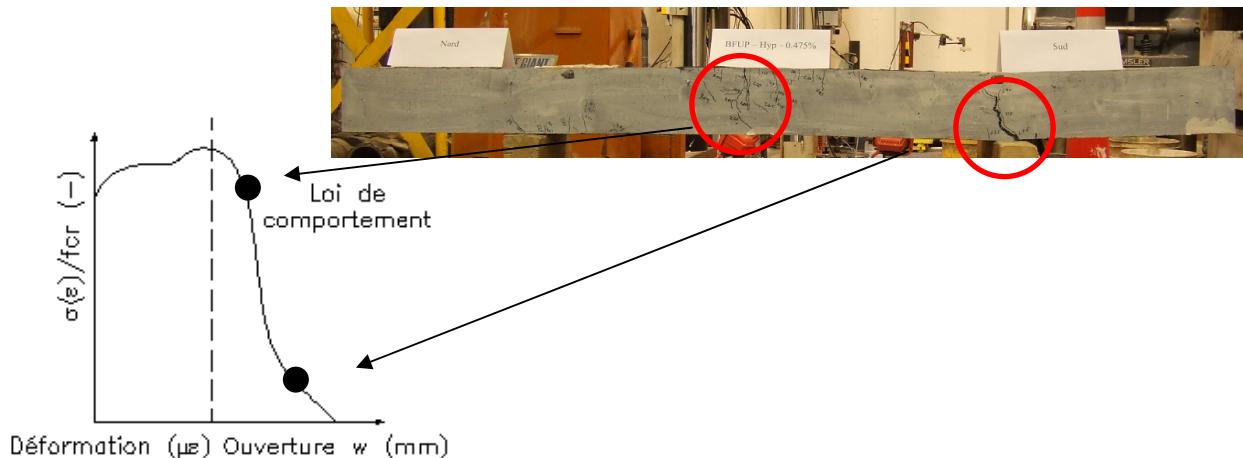
## **6.3 IMPACT DES CONDITIONS STATIQUES SUR LE COMPORTEMENT EN FLEXION DES POUTRES EN BETON DE FIBRES**

### **6.3.1 Conclusions**

L'ajout de fibres au béton des poutres permet d'atteindre une charge maximale plus importante pour un même renforcement. À titre de comparaison, lorsque le BHP50 atteint sa charge maximale (plastification des armatures), la charge est maintenue constante grâce au plateau plastique des aciers. Le BRF50 et le BFUP120, quant à eux, permettent plutôt, une fois l'acier d'armature plastifiée, de reprendre des charges bien supérieures et ce, sur un domaine de flèche important. Le BFUP120 est le béton qui a permis d'atteindre, pour un même taux de renforcement, les charges les plus élevées. Ces observations sont compatibles avec les conclusions tirées des essais de traction directe.

Il est difficile de tirer des conclusions précises sur l'effet de l'hyperstaticité car les poutres de BHP50 et BRF50 avec armature ont subi une rupture en cisaillement. Toutefois, on a noté que l'hyperstaticité permettait de développer un nombre élevé de fissures en moment négatif pour la

poutre de BRF50 sans armature et les poutres de BFUP120. Ce nombre accru de fissures faisait en sorte de déplacer le mécanisme de rupture en zone de moment positif. En effet, le moment appliqué était plus élevé en zone de moment négatif. Donc, normalement, c'est cette zone qui aurait dû gouverner le comportement de la structure. Toutefois, il a été observé que, pour les poutres de béton de fibres, la zone qui gouvernait le comportement global était plutôt située en zone de moment positif. La multi-fissuration en zone de moment négatif a permis aux fibres de travailler de manière beaucoup plus efficace à la reprise des efforts. Ceci a permis d'augmenter le moment résistant dans cette zone, déplaçant le mécanisme de rupture en zone de moment positif (Figure 6.1). Il est donc beaucoup plus avantageux d'utiliser le béton de fibres en conditions hyperstatiques afin de profiter au maximum des propriétés de ce matériau.



**Figure 6.1 : Déplacement du mécanisme de rupture d'une poutre hyperstatique de béton fibré**

### 6.3.2 Recommendations

Étant donné que six poutres ont subi une rupture en cisaillement, il serait avantageux de les renforcer à l'aide d'étriers ou encore d'augmenter la longueur des travées testées.

De plus, les poutres hyperstatiques étaient légèrement gauchies, ce qui a engendré des efforts de torsion lors de leur chargement. Ceci a eu pour effet d'endommager les poutres presque immédiatement après le début de leur chargement ce qui a abaissé leur rigidité. Afin de palier à

ce problème, il faudrait augmenter le nombre de raidisseurs sous les coffrages et utiliser du bois de type ingénierie.

## **6.4 MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS**

### **6.4.1 Conclusions**

Afin d'assurer un comportement réaliste des structures modélisées par éléments finis, il est essentiel de calibrer les lois de comportement expérimentales. Pour ce faire, il faut fragiliser la loi de comportement là où la localisation de la fissuration débute. Une loi non calibrée empêche la localisation de la fissuration dans le modèle. Ceci crée alors un modèle numérique beaucoup trop rigide et résistant par rapport au comportement réel attendu de l'élément structural.

Le paramètre de la longueur caractéristique doit être du même ordre de grandeur que la dimension du maillage. Une valeur trop grande peut entraîner l'ouverture de plusieurs fissures à un même endroit et fausser les résultats.

Les modèles par éléments finis ont démontré qu'il était préférable d'utiliser une loi de comportement en béton qui ne considère pas le raidissement en traction. Ce type de loi a permis d'obtenir d'excellents résultats pour tous les modèles. De plus, les modèles sans raidissement en traction possèdent l'avantage d'être plus simple à obtenir que les modèles avec raidissement. En effet, les spécimens de traction directe ne nécessitent pas d'armature, ce qui facilite leur fabrication. De plus, puisqu'ils sont non armés, il n'est pas nécessaire de faire de test de caractérisation de l'armature, ce qui diminue le nombre de manipulations. Finalement, les lois de comportement du BHP50 et du BRF50 sans raidissement en traction ont l'avantage d'être plus faciles à utiliser que les lois avec raidissement. Pour ces deux bétons, la loi de comportement sans raidissement est une ouverture de fissure, l'utilisation se fait donc sans confusion dans le logiciel d'éléments finis, puisqu'il n'y a qu'une façon d'interpréter la loi. Pour les lois de comportement avec raidissement de ces deux types de bétons, l'utilisation est plus problématique étant donné que la phase de fissuration peut être interprétée comme une déformation ou une ouverture de fissure. L'utilisation de lois tenant compte du raidissement en traction, pour le BHP50, entraîne une surestimation de la capacité de la poutre et une sous-estimation de la flèche. Pour le BRF50,

l'utilisation d'une loi tenant compte du raidissement en traction n'a pas donné de surestimation de la charge aussi importante.

Les résultats des modèles par éléments finis obtenus à l'aide de lois avec raidissement ne semblaient pas aussi bons que ceux obtenus à l'aide de lois sans raidissement (BHP50 et BRF50). Les lois définies comme étant une ouverture de fissure et utilisant l'espacement moyen des fissures conduit à une sous-estimation de la flèche et à une surestimation de la capacité des poutres. Les lois avec raidissement en traction définies comme une déformation dans la phase de fissuration donnaient de meilleurs résultats, mais n'étaient pas aussi précises que les lois sans raidissement en traction. Pour le BFUP120, aucune différence majeure n'a été observée dans les résultats associés à l'utilisation d'une loi avec et sans raidissement en traction. Ceci découle du fait que les deux types de lois sont pratiquement similaires. Toutefois, les calculs se sont avérés être plus stables en utilisant la loi de comportement sans raidissement en traction.

Également, l'orientation des fibres dans les poutres, par rapport à l'orientation des fibres dans les spécimens ayant servis à l'établissement des lois de comportement, joue un rôle très important dans la justesse des résultats. Il est reconnu, dans la littérature, qu'il existe un lien entre la longueur des fibres et la sensibilité aux effets de bord des coffrages (Soroushian, 1990 ; Dupont et al., 2005). Dans les spécimens étudiés, ce phénomène est devenu apparent alors que le coefficient d'orientation des fibres des poutres de BRF50 isostatiques, par rapports aux spécimens de traction, a diminué de 40 %. Pour le BFUP120, cette baisse était plutôt de 10 %. Puisque la section de béton des spécimens de traction était plus petite que la section de béton des poutres et que les fibres dans le BRF50 étaient plus longues que les fibres du BFUP120, les coefficients d'orientation des fibres ont subit une variation compatible avec les observations de la littérature. La différence du coefficient d'orientation des fibres entre le spécimen de caractérisation de la loi de comportement et la poutre devient alors plus marquée. Également, la présence d'armature influence l'orientation des fibres. Lee (2009) a observé que le l'orientation des fibres dans le BFUP120 est beaucoup plus sensible à la présence d'armature que le BRF50. Dans les poutres de BFUP120, le coefficient d'orientation des fibres augmente systématiquement de 10 % lorsqu'il y a présence d'armature, ce qui est compatible avec les observations de Lee. Étant donné que les variations des coefficients d'orientation dues aux phénomènes présentés ci-

dessus ne sont pas négligeables, il est capital de bien caractériser l'orientation des fibres pour augmenter la précision des modèles par éléments finis.

Afin de bien reproduire dans les modèles numériques le gain causé par la multifissuration en moment négatif dans les poutres hyperstatiques de BRF, il a fallu pondérer à la hausse la contribution du BRF50 et du BFUP120. Pour le BRF50 et le BFUP120, la pondération était respectivement de 18 % et 10 %. Ces hausses de contribution sont considérables et permettent de chiffrer le gain apporté par les systèmes hyperstatiques sur les systèmes isostatiques. Afin de tirer avantage au maximum des propriétés des fibres, il vaut donc mieux utiliser les BRF dans des systèmes structuraux continus hyperstatiques. De cette façon, les fibres participent de manière optimale à la reprise des efforts et peuvent permettre des économies monétaires en permettant une diminution du taux d'armature dans les poutres.

#### **6.4.2 Recommandations**

L'utilisation d'une loi de comportement complète de l'acier d'armature (plateau plastique, phase d'écrouissage et phase de rupture), permettrait de voir si le raidissement en traction doit être considéré dans les modèles utilisant le BFUP120. En effet, une telle loi ferait en sorte que la validité du modèle ne serait plus limitée par l'armature.

Il serait également intéressant de s'attarder à la caractérisation des lois de comportement de perte de rigidité de cisaillement pour les différentes gammes de bétons. De cette façon, nous pourrions être en mesure de représenter ce type de rupture dans les modèles numériques.

La caractérisation de l'orientation des fibres des poutres expérimentales permettrait de mieux adapter les lois de comportement. Dans un contexte pratique, des coefficients d'orientation suggérés dans des normes, ou des méthodes de calculs de coefficients d'orientation, permettraient aux ingénieurs de pondérer les lois de comportement et ainsi effectuer des designs sécuritaires.

Les conclusions présentées s'appliquent aux modèles d'éléments finis calculés à l'aide du logiciel ATENA. Il serait intéressant de voir si elles s'appliquent également aux autres logiciels d'éléments finis spécialisés dans le calcul non linéaire du béton.

## RÉFÉRENCES

ABRISHAMI, H.H., MITCHELL, D., (1996) *Influence of Splitting Cracks on Tension Stiffening*, ACI Structural Journal, Vol. 93, n° 6, pp. 703-710.

ABRISHAMI, H.H., MITCHELL, D., (1997) *Influence of Steel Fibers on Tension Stiffening*, ACI Structural Journal, Vol. 94, n° 6, pp. 769-776.

ACI – American Concrete Institute Committee 209, (1992) *Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures*, ACI Manual of Concrete Practice, Detroit, pp. 209R-1-209R-47.

Architectural Institute of Japan, - Recommendations for Design and Construction of Partially Prestressed Concrete (Class II) Structures, (1986) *Architectural Institute of Japan*, Japon.

ASTM - American Society for Testing and Materials, (2001) *Annual book of ASTM standards*, ASTM Publications, Danvers, USA, 1183 pages.

BASTIEN MASSE, M., (2008) Conception d'un essai de traction uniaxial pour l'étude des lois de comportement des bétons, Projet de fin d'étude du Baccalauréat de l'École Polytechnique de Montréal, Canada, 46 pages.

BELARBI, A., HSU, T.T.C., (1994) *Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened by Concrete*, ACI Structural Journal, Vol. 91, n° 4, pp. 465-474.

BISCHOFF, P., (2001) *Effects of Shrinkage on Tension Stiffening and Cracking in reinforced Concrete*, Canadian Journal of Civil Engineering, , Vol. 28, n° 3, pp. 363-374.

BISCHOFF, P., (2003) *Tension Stiffening and Cracking of Steel Fibre-Reinforced Concrete*, Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 15, n° 2, pp. 174-182.

BRAIKE, S., (2007) Conception d'éléments préfabriqués de ponts avec des bétons fibrés à haute et ultra haute performance, Mémoire de maîtrise de l'École Polytechnique de Montréal, Canada, 255 pages.

CEB-FIP - Comité Euro-International du Béton et Fédération Internationale de la Précontrainte, (1978) *CEB-FIP Model Code for Concrete Structures*. 3<sup>rd</sup> Ed., Paris.

CEB-FIP - Comité Euro-International du Béton et Fédération Internationale de la Précontrainte, (1993) *CEB-FIP Model Code 1990*. Thomas Thelford, London.

CERVENKA, V., JENDELE, L., CERVENKA, J., (2007) *ATENA Program Documentation Part 1 Theory*, Cervenka Consulting, Prague, République Tchèque.

COLLINS, M.P., MITCHELL, D., (1991) *Prestressed Concrete Structures*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., 766 pages.

CONSIDERE, (1902) *Résistance à la traction du béton armé*, Le Génie Civil, Vol. 41, n° 18, pp. 228-289.

DENARIE, E., (2004) *Béton Fibrés à Ultra-hautes Performances (BFUP)*, Notes de cours, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse, 54 pages.

DUPONT, D., VANDEWALLE, L., (2005) *Distribution of steel fibres in rectangular sections*, Cement & Concrete Composites, Elsevier, Vol. 27, n° 3, pp. 391-398.

FIELDS, K., BISCHOFF, P., (2004) *Tension Stiffening and Cracking of High-Strength Reinforced Concrete Tension Members*, ACI Structural Journal, Vol. 100, n° 4, pp. 447-456.

LEE, S., (2009) Effets d'orientation des fibres sur le comportement mécanique des poutres en béton renforcé de fibres métalliques, Mémoire de maîtrise de l'École Polytechnique de Montréal, Canada, 170 pages.

LOUKILI, A., (1996) Étude du retrait et du fluage de Bétons à ultra-Hautes Performances, Thèse de doctorat de l'École Centrale de Nantes, France, 155 pages.

MACGREGOR, J., WIGHT, J., (2005) *Reinforced Concrete Mechanics and Design*, Pearson Prentice Hall, Upper Saddle River, N.J., 1132 pages.

MASSICOTTE, B., (2006) *Calcul des structures en béton armé*, Notes de cours, École Polytechnique de Montréal, Canada.

MECHTCHERINE, V., (2007) *Testing Behavior of Strain Hardening Cement-Based Composites in Tension – Summary of Recent Research*, Proceedings of the Fifth International RILEM Workshop (HPFRCC5), H.W. Reinhardt and A.E. Naaman (eds), Mainz, Allemagne, pp. 13-22.

MESTAT, P., (1997) *Maillages d'éléments finis pour les ouvrages de géotechnique - Conseils et recommandations*, Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, n° 212, nov-dec, pp. 39-64.

MOFFATT, K., (2001) Analyse de dalles de ponts avec armature réduite et béton de fibres métalliques, Mémoire de maîtrise de l'École Polytechnique de Montréal, Canada, 255 pages.

PARANT, E., (2003) Mécanismes d'endommagement et comportements mécaniques d'un composite cimentaire fibré multi-échelles sous sollicitations sévères : fatigue, choc, corrosion, Thèse de doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, France, 245 pages.

SHIONAGA, R., (2006) *Structural Behavior of High Performance Fiber Reinforced Concrete in Tension and Bending*, 6<sup>th</sup> International PhD Symposium in Civil Engineering, Zurich, Suisse, pp. 142-149.

SOROUSHIAN, P., LEE, C. (1990) *Distribution and Orientation of Fibers in Steel Fiber Reinforced Concrete*, ACI Materials Journal, Vol. 87, n° 5, pp. 433-439.

TREMBLAY, R., (2001) *Résistance des Constructions, Notes de cours*, École Polytechnique de Montréal, Canada, 68 pages

WITTMAN, F.H., (1982) *Creep and shrinkage mechanisms*, Creep and shrinkage in concrete structures, Edited by Z.P. Bazant and F.H. Wittman, John Wiley & Sons, pp. 129-161.

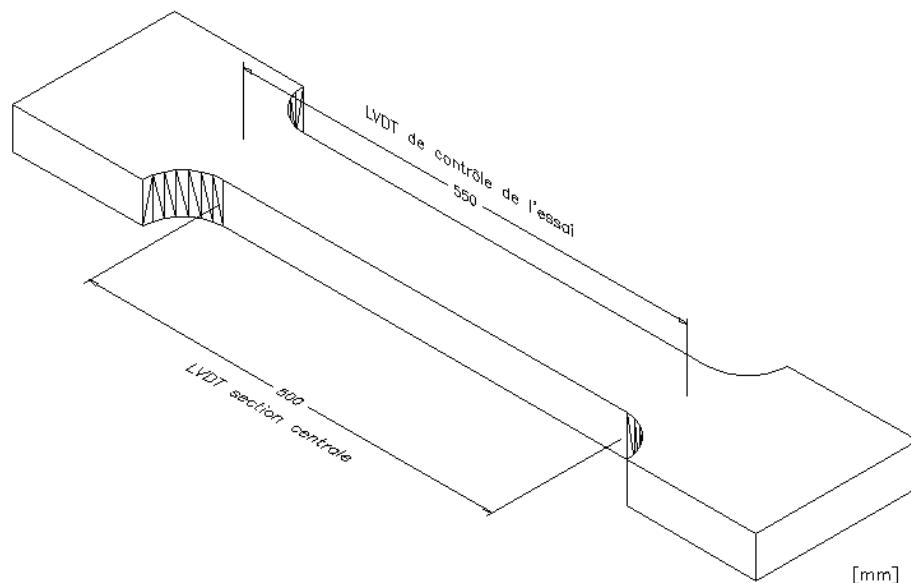
WUEST, J., DENARIÉ, E., BRÜHWILER, E., (2007) *Measurement and Modelling of Fibre Distribution and Orientation in UHPFRC*, Proceedings of the Fifth International RILEM Workshop (HPFRCC5), H.W. Reinhardt and A.E. Naaman (eds), Mainz, Allemagne, pp. 259-266.

## ANNEXE A

### PROCEDURE EXPERIMENTALE POUR LES ESSAIS DE TRACTION DIRECTE

#### A.1 INSTRUMENTATION DES SPÉCIMENS

- 1- Couper l'excédent d'armature aux extrémités du spécimen.
- 2- Localiser le centre du spécimen sur le sens de la longueur et le marquer d'un trait au crayon de plomb.
- 3- À partir de cette marque, mesurer et marquer au crayon de mine les points présentés à la Figure A.1 et ce, sur chacune des quatre faces du spéimen.

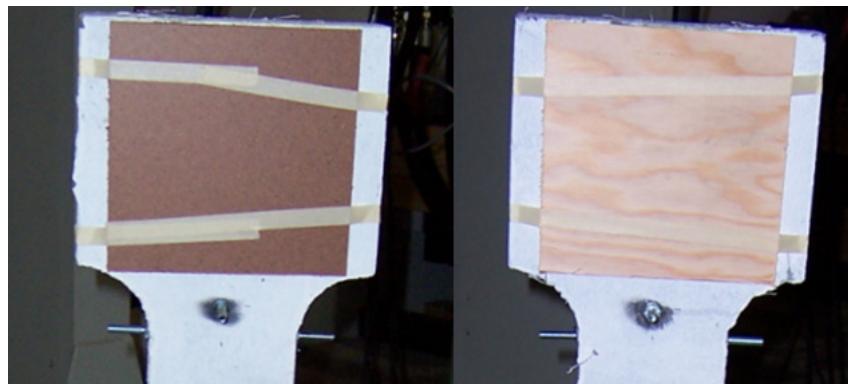


**Figure A.1 : Localisation des marques à effectuer au crayon**

- 4- À l'aide d'une meuleuse d'angle, meuler légèrement les huit endroits marqués au crayon afin d'enlever la couche de laitance du béton.
- 5- Coller, à l'aide de la colle « *Loctite* », un boulon à chaque endroit meulé.

## A.2 INSTALLATION DES SPECIMENS

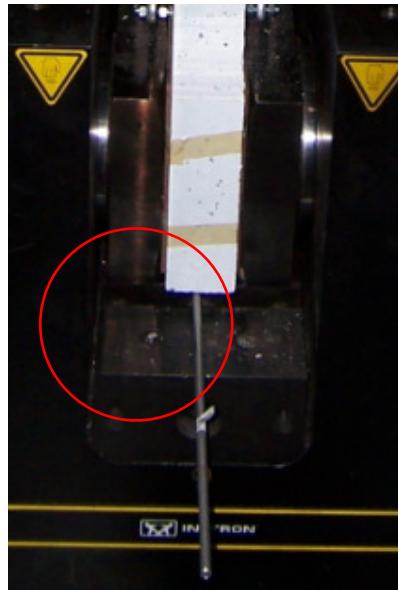
- 1- Installer les mâchoires à surfaces plates dans la presse Instron.
- 2- Vérifier l'alignement du haut de la presse Instron avec sa base.
- 3- Mettre les mâchoires hydrauliques en position « *ouverte* » si celles-ci ne le sont pas déjà.
- 4- Mesurer, à l'aide d'un pied à coulisse, la largeur et l'épaisseur de la section étroite du spécimen, et ce, en trois endroits différents.
- 5- Coller sur la face large du spécimen, à l'aide de ruban à masquer, deux morceaux de contreplaqué 6,4 mm (1/4") (face arasée) et deux morceaux de masonite 3,2 mm (1/8") (face coffrée). Les morceaux utilisés ont des dimensions de 160 mm x 160 mm. La Figure A.2 illustre l'installation des interfaces.



a) Masonite pour la surface coffrée      b) Contreplaqué pour  
la surface arasée

**Figure A.2 : Matériaux d'interface**

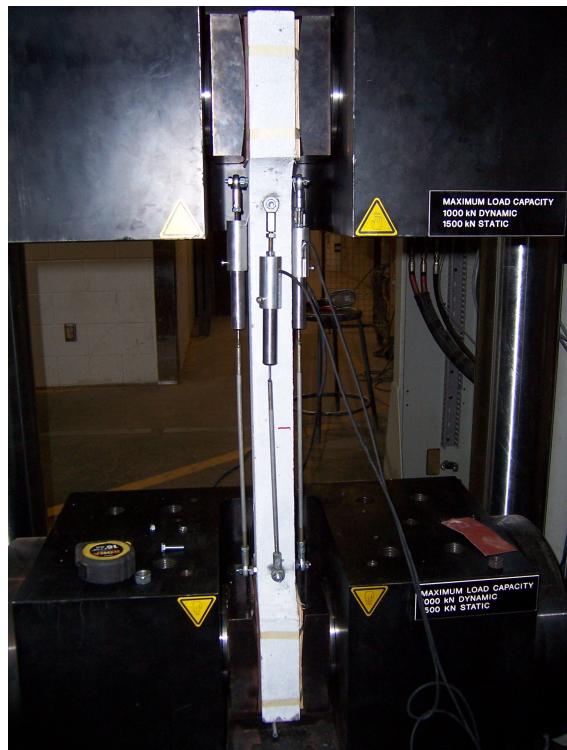
- 6- Placer, entre les mâchoires à la base de la presse, une petite tige. Celle-ci devra être parallèle aux mâchoires et servira de rotule unidirectionnelle. La Figure A.3 montre le positionnement de la rotule.



**Figure A.3 : Positionnement de la rotule**

- 7- Monter la traverse mobile de la presse afin d'avoir un dégagement d'environ 970 mm entre la partie supérieure et inférieure permettant ainsi d'insérer facilement le spécimen à tester.
- 8- Insérer le spécimen (côté coffrage vers la mâchoire manuelle) entre les mâchoires et abaisser la traverse mobile de façon à laisser un minimum d'espace entre le haut du spécimen et la presse.
- 9- Passer en mode de contrôle CLC. Ce mode ajuste automatiquement la presse de manière à ce que la force appliquée ne dépasse jamais, en valeur absolue, 0,5 kN. On évite ainsi d'imposer des efforts qui mèneraient à la fissuration prématuée du spécimen.
- 10- Avancer la mâchoire manuelle du bas à l'aide d'une cale d'environ 12,7 mm (1/2") d'épaisseur. Une fois la mâchoire avancée, le spécimen devrait être centré lorsqu'il y est appuyé.
- 11- Ouvrir la pression hydraulique de la mâchoire et mettre la mâchoire hydraulique du bas en position « *neutre* ». Celle-ci devrait alors s'avancer vers le spécimen. Pendant que la mâchoire s'avance, l'utilisateur doit s'assurer que le spécimen demeure parfaitement vertical.

- 12- Une fois le spécimen coincé entre les mâchoires du bas, fermer la pression hydraulique et mettre la mâchoire du bas en position «*fermée*». Ouvrir tranquillement la pression hydraulique jusqu'à ce que celle-ci atteigne 6,89 MPa (1000 psi).
- 13- Mettre la mâchoire du bas en position «*ouverte*». Une fois celle-ci complètement reculée, fermer la pression hydraulique et reculer la mâchoire manuelle du bas.
- 14- Reprendre les étapes 9 à 12 avec les mâchoires supérieures.
- 15- Reprendre les étapes 9 à 11 avec les mâchoires inférieures.
- 16- À l'aide d'une feuille de papier placée entre la mâchoire supérieure manuelle et le spécimen, avancer la mâchoire jusqu'à ce que la feuille soit complètement coincée.
- 17- Mettre la mâchoire supérieure hydraulique en position «*neutre*» jusqu'à ce qu'il y ait contact avec le spécimen.
- 18- Mettre la mâchoire supérieure hydraulique en position «*fermée*». La pression de cette mâchoire devrait alors monter à 1000 psi, soit la même pression appliquée par la mâchoire inférieure.
- 19- Installer les LVDT. Les vis espacées de 550 mm accueillent les LVDT contrôlant l'essai en déplacement. Les vis espacées de 500 mm accueillent quant à elles les LVDT servant à l'acquisition du déplacement. La Figure A.4 présente le spécimen une fois l'installation terminée.



**Figure A.4 : Installation du montage terminée**

## **ANNEXE B**

### **RESULTATS DETAILLÉS DES ESSAIS DE CARACTÉRISATION DU RETRAIT DE TYPE BISCHOFF**

#### **B.1 RÉSULTATS DES ESSAIS DE TRACTION SUR BARRES D'ARMATURE**

Étant donné que les essais de retrait selon la méthode de Bischoff sont très sensibles à la plastification de l'armature, chacune des barres d'armature utilisée a été testée en traction. Les essais ont été effectués à l'aide de la presse Instron en déplacement contrôlé. La vitesse utilisée est de 0,6 mm/min, ce qui correspond à une déformation de 3000  $\mu\epsilon$ /min. Chaque barre a été usinée afin d'avoir un diamètre précis et connu dans la zone de mesure. De plus, toutes les barres ont été instrumentées de deux jauge de déformation. Le Tableau B.1 donne les propriétés mécaniques de chaque barre.

**Tableau B.1 : Propriétés mécaniques des barres d'armature utilisées dans les tests de raidissement en traction**

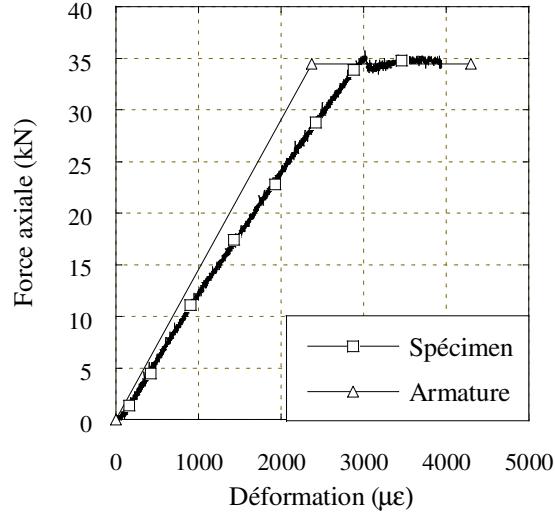
ID Barre (-)	f <sub>y</sub> (MPa)	E <sub>s</sub> (MPa)	ε <sub>y</sub> (με)
1	487	203 248	2396
2	485	204 228	2375
5	485	203 460	2384
6	477	202 294	2358
7	484	203 886	2374

## B.2 RÉSULTATS DES ESSAIS DE RETRAIT SELON LA MÉTHODE BISCHOFF

Les essais de retrait réalisés dans cette section ont été effectués en même temps que les essais de raidissement en traction. Pour le BHP50 et le BRF50, ceci signifie 28 jours suivant la coulée. Pour le BFUP120, les essais ont été réalisés à 44 jours suivant la coulée.

### B.1.1 BHP50

Des problèmes de fissurations sont survenus lors de l'installation des spécimens de BHP50. Les résultats découlant de ces essais ne peuvent quantifier le retrait, puisque la fissuration s'est produite avant que les tests ne débutent. De plus, la fissure qui s'est développée pour le spécimen ayant un taux de renforcement de 2,8 % passe hors de la zone couverte par les LVDT. Nous n'avons donc pas de résultats pour cet essai. La Figure B.1 présente les résultats obtenus pour un taux de renforcement de 1,4 %.



**Figure B.1 : Courbe force-déformation pour le spécimen de BHP50  $\rho = 1,4 \%$**

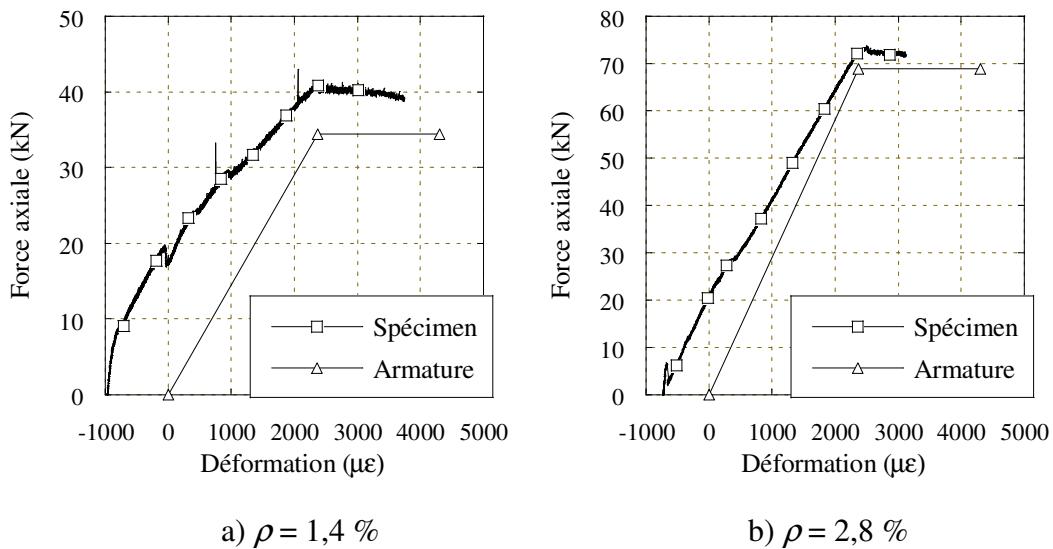
En observant le graphique, on voit que la courbe du spécimen ne suit pas la courbe de l'acier seul. La déformation a été obtenue en divisant le déplacement lu par les LVDT par la distance pour laquelle la barre d'armature n'est pas liée au béton (protégée par un tuyau de PVC), soit 600 mm. Puisque les LVDT couvrent la partie du béton qui n'est pas solidaire au renforcement, le déplacement enregistré correspond à l'ouverture de la fissure. Cette ouverture de fissure devrait correspondre à l'elongation de l'armature non liée. Puisque la fissure s'est produite très près de l'endroit où le tuyau de PVC cesse de protéger la barre d'armature, il est possible que la déformation de la région où la barre d'armature et le béton sont solidaires contribue à l'ouverture de la fissure. La Figure B.2 montre l'endroit où la fissure s'est produite.



**Figure B.2 :** Fissuration du spécimen de Bischoff BHP50  $\rho = 1,4 \%$

### B.1.2 BRF50

Encore une fois, des problèmes de fissurations lors de l'installation sont survenus pour le spécimen ayant un taux de renforcement de 1,4 %. Les résultats (Figure B.3) doivent donc être interprétés en conséquence.

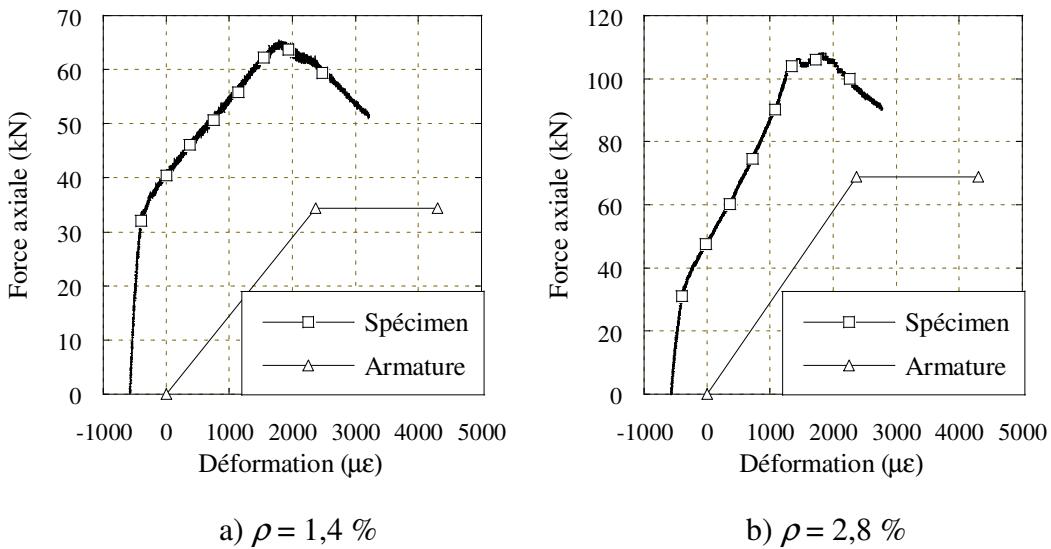


**Figure B.3 :** Courbe force-déformation pour les spécimens de BRF50

Au début de l'essai du spécimen ayant un renforcement de 1,4 %, on voit que le béton a une rigidité élevée et que cette rigidité chute lorsqu'une fissure se développe vers 8 kN. Il est donc possible de tirer une valeur de retrait à partir de cet essai.

### B.1.3 BFUP120

L'installation des spécimens de BFUP120 s'est effectuée sans problème. Les graphiques de résultats sont présentés à la Figure B.4.



**Figure B.4 :** Courbe force-déformation pour les spécimens de BFUP120

L'endroit où la plastification de l'armature a lieu est difficile à trouver sur les courbes de BFUP120 puisqu'il n'y a pas de plateau bien défini, cela dû à l'arrachement des fibres (nous pouvions entendre l'arrachement de celles-ci durant l'essai). Puisque nous ne connaissons pas l'instant précis où l'armature plastifie, nous avons émis l'hypothèse que la charge maximale est atteinte avant que l'acier d'armature plastifie. Une fois cette charge atteinte, on remarque, sur les courbes des spécimens de la Figure B.4, que la charge diminue de manière linéaire. À une certaine déformation, cette pente change et devient plus prononcée. Nous croyons que la déformation pour laquelle se produit le changement de pente est celle où l'armature plastifie. En effet, si on suppose que la perte de charge liée à l'arrachement des fibres est linéaire, la pente suivant la charge maximale contient la charge reprise par les fibres qui est décroissante ainsi que

la charge reprise par l'armature qui, elle, est croissante. Une fois que l'armature est plastifiée, la pente observée est celle de la charge reprise par les fibres qui est toujours décroissante ainsi que la charge reprise par l'armature qui est maintenant stable. Cette hypothèse semble valide puisque, tel que le démontre la section 3.7.2, les résultats obtenus sont compatibles avec ceux découlant du calcul théorique.

## ANNEXE C

### OBSERVATIONS ET RESULTATS DETAILLÉS DES ESSAIS DE TRACTION DIRECTE

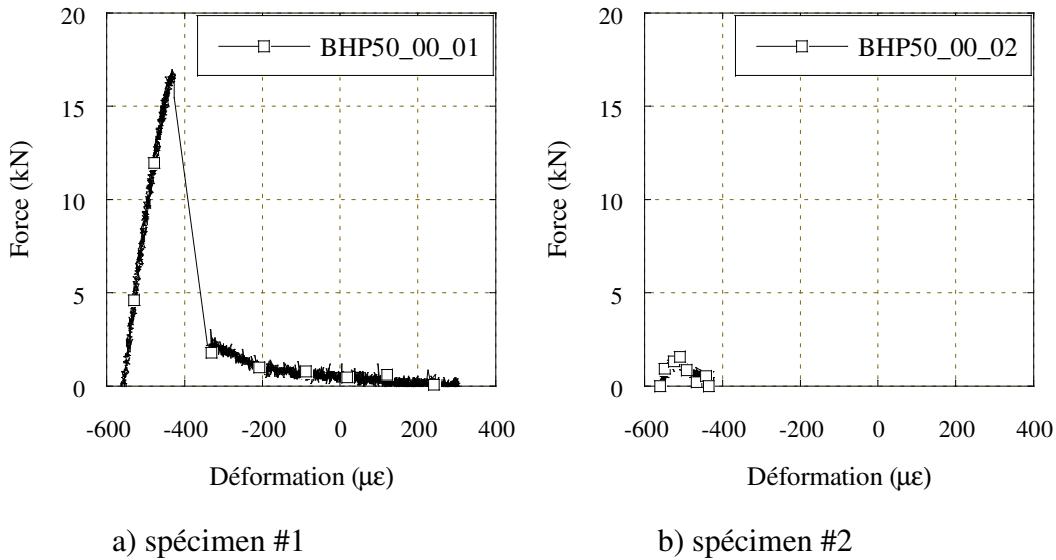
#### C.1 COURBES DE TRACTION DIRECTE DU BHP50

##### C.1.1 Spécimens ayant un taux de renforcement de 0 %

La Figure C.1 donne les courbes force-déformation obtenues lors de ces essais.

L'installation du spécimen #1 s'est effectuée sans aucun problème. De plus, la fissuration s'est produite dans la zone étroite, soit la zone linéaire couverte par les LVDT. Ainsi, les résultats découlant de cet essai devraient bien représenter le comportement en traction du BHP50 non armé.

Quant au spécimen #2, deux fissures sont survenues lors de l'installation. Puisque la rupture est survenue avant le début de l'essai, le résultat doit être éliminé.

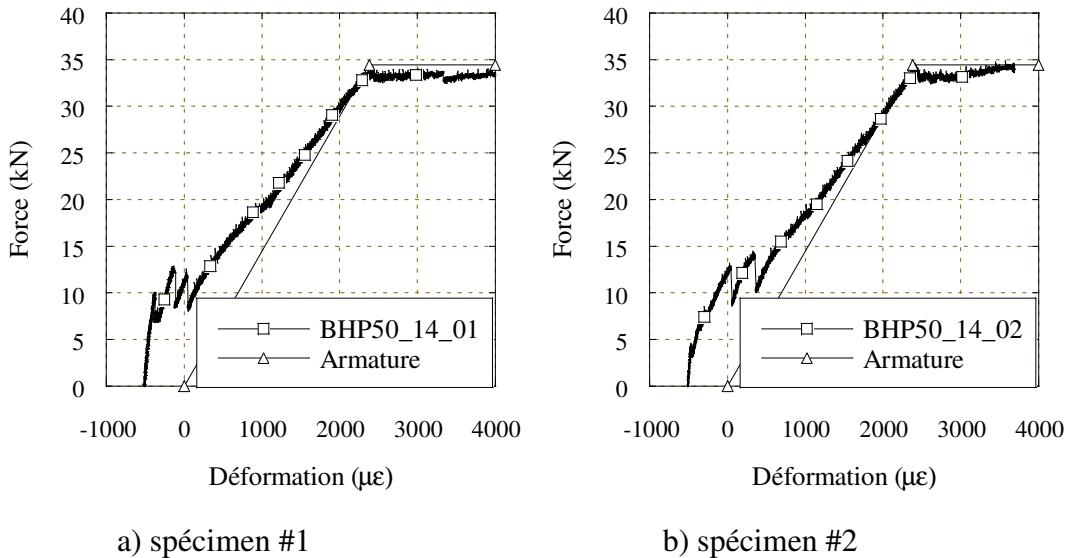


**Figure C.1 : Graphiques de la force en fonction de la déformation pour le BHP50 avec un taux de renforcement de 0 %**

La force maximale atteinte pour le spécimen #1 est de 16,80 kN. On note un comportement linéaire jusqu'à la rupture, soit jusqu'à  $-431 \mu\epsilon$ , suivi d'une perte rapide de la charge. Quant au graphique obtenu de l'essai #2, il ne permet pas de caractériser le comportement du BHP50. En effet, le comportement élastique et la rupture fragile ne sont pas présents sur cette courbe. Les résultats découlant de cet essai ne sont donc d'aucune utilité pour la caractérisation du raidissement en traction.

### C.1.2 Spécimens ayant un taux de renforcement de 1,4 %

Les deux spécimens testés se sont légèrement fissurés lors de leur installation. L'interprétation des résultats doit donc se faire en conséquence. La Figure C.2 présente les courbes force-déformation tirées de ces essais.

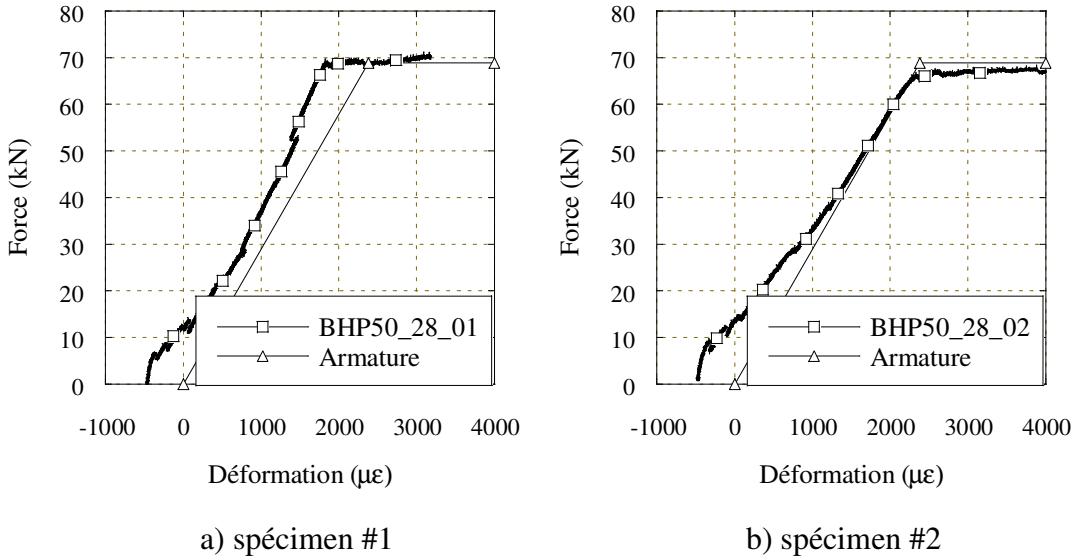


**Figure C.2 : Graphiques de la force en fonction de la déformation pour le BHP50 avec un taux de renforcement de 1,4 %**

La force de fissuration du spécimen #1 est plus élevée que celle du spécimen #2, soit respectivement 9,84 kN contre 4,77 kN. Cette différence peut être attribuable au degré d'endommagement des spécimens lors de leur installation. Les chutes de forces observées sur les graphiques avant 500  $\mu\epsilon$  ont été associées visuellement, lors des essais, à l'apparition de fissures. Les graphiques adoptent des comportements semblables après 500  $\mu\epsilon$  et la plastification de l'armature survient autour de 2450  $\mu\epsilon$  pour les deux spécimens. On remarque toutefois que la charge finale reprise par les spécimens est légèrement inférieure à la charge que peut reprendre l'acier d'armature seule. Cette différence peut être attribuable à des erreurs de manipulations.

### C.1.3 Spécimens ayant un taux de renforcement de 2,8 %

Les deux spécimens se sont légèrement fissurés lors de leur installation. De plus, un des LVDT du spécimen #1 s'est décollé lors de l'essai. Également, une fissure s'est développée hors de la zone couverte par les LVDT toujours pour le spécimen #1. La C.3 donne les courbes force-déformation pour ces essais.



**Figure C.3 : Graphiques de la force en fonction de la déformation pour le BHP50 avec un taux de renforcement de 2,8 %**

La force de fissuration développée pour le spéimen #1 est moindre que celle développée pour le spéimen #2, soit respectivement 7,27 kN contre 9,30 kN. De plus, on remarque que la courbe du spéimen #1 ne suit pas la tendance observée pour les autres spéimens armés. En effet, la courbe de ce spéimen semble se rigidifier vers  $730 \mu\epsilon$ . Ce phénomène est expliqué par l'apparition d'une fissure hors de la zone couverte par les LVDT. Ainsi, puisqu'une partie de la déformation du spéimen n'est pas captée, nous avons l'impression que le spéimen est plus rigide qu'il ne l'est en réalité. Finalement, la charge maximale reprise par le spéimen BHP50\_28\_02 est légèrement inférieure à la charge maximale de l'armature seule. Encore une fois, cette erreur peut être attribuable à des erreurs de manipulations.

## C.2 COURBES DE TRACTION DIRECTE DU BRF50

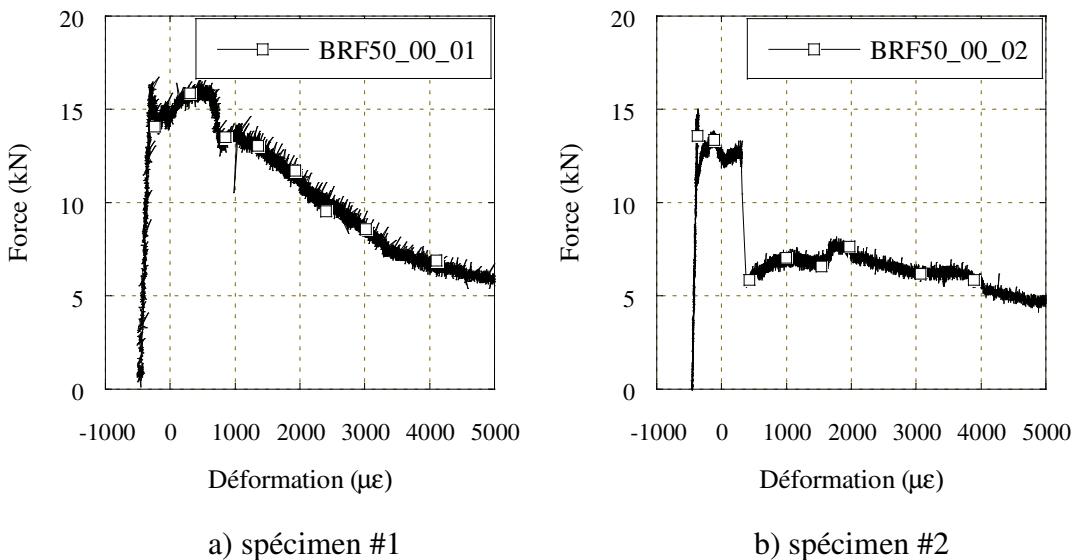
### C.2.1 Spéimens ayant un taux de renforcement de 0 %

Les deux spéimens non armés de BRF50 ont été installés sans problème. Toutefois, la fissure gouvernante du spéimen #1 s'est développée à l'extérieur de la zone couverte par les LVDT. Il est donc impossible d'obtenir une courbe représentative du comportement post fissuration pour ce spéimen à partir des lectures des LVDT. Nous avons tout de même tracé, à titre indicatif du comportement global du spéimen, une courbe force-déformation à l'aide du déplacement du

vérin. Toutefois, cette mesure étant peu représentative du comportement de la section rectiligne du spécimen, elle ne peut servir à caractériser de manière précise le comportement en traction du BRF50. Il faut plutôt utiliser cette courbe afin de caractériser la tendance qu'adopte la courbe du BRF50 en traction.

Également, la fissure gouvernante qui s'est développée pour le spécimen non armé #2 n'a pu être captée que par un seul LVDT. En effet, cette fissure passe au-delà de la zone couverte par les autres LVDT.

La Figure C.4 donne les courbes force-déformation pour ces deux essais.



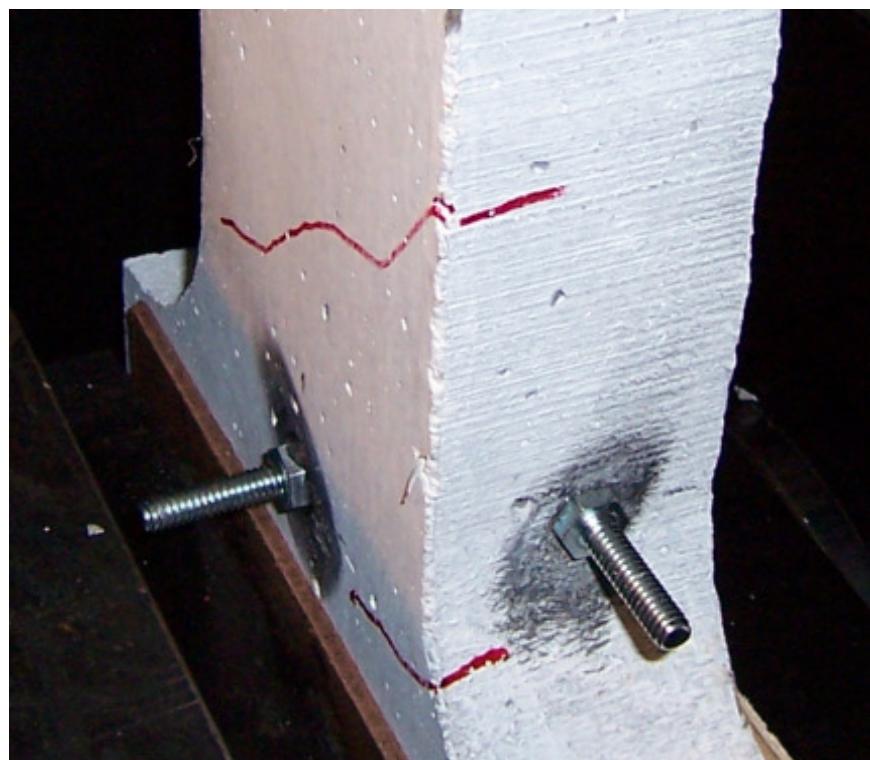
**Figure C.4 : Graphiques de la force en fonction de la déformation pour le BRF50 avec un taux de renforcement de 0 %**

En comparant les deux graphiques obtenus, on remarque immédiatement que la tendance de la courbe du deuxième spécimen ne suit pas la tendance établie par le premier spécimen. Ainsi, pour le premier spécimen, une seule fissure est apparue lors de l'essai. En observant la courbe de ce test, on voit les fibres qui reprennent la charge (partie de la courbe entre  $280 \mu\epsilon$  et  $690 \mu\epsilon$ ) ainsi que la perte de charge liée à l'arrachement des fibres ( $690 \mu\epsilon$  et plus). Pour le second spécimen, on note également, suite à l'apparition de la première fissure à  $280 \mu\epsilon$ , une chute de charge et une

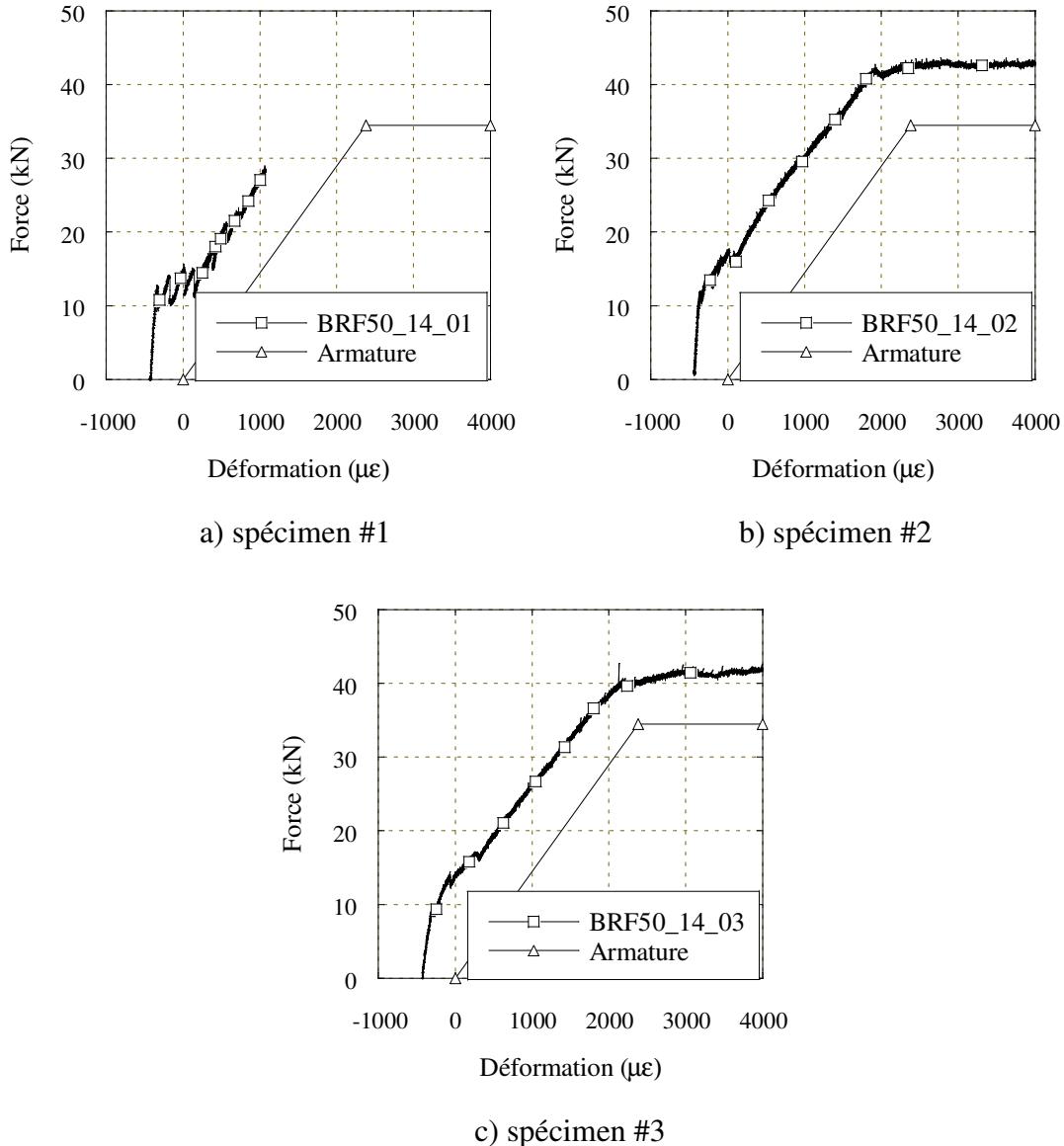
reprise de celle-ci par les fibres. Toutefois, à  $215 \mu\epsilon$ , on remarque une chute marquée de la charge. Cette chute est associée visuellement à l'apparition d'une seconde fissure. Il est possible, qu'à cet endroit, la teneur en fibres ait été beaucoup plus faible, ce qui expliquerait la diminution importante de la charge.

### C.2.2 Spécimens ayant un taux de renforcement de 1,4 %

L'essai du premier spécimen de BRF50 ayant un taux de renforcement de 1,4 % s'est arrêté brusquement, alors qu'un des LVDT contrôlant l'essai s'est décollé. Nous n'avons donc qu'une partie de la courbe de caractérisation pour cet essai. Le second spécimen a été installé avec succès et l'essai s'est déroulé sans problème. Le troisième spécimen s'est quant à lui fissuré en deux endroits lors de son installation. Une de ces fissures a été provoquée par de la torsion. En effet, il a été remarqué, avant l'installation du spécimen, que celui-ci présentait un aspect légèrement gauche. Lors de son serrage dans la presse, une fissure diagonale est alors apparue (Figure C.5). La Figure C.6 présente les courbes force-déformation pour ces trois essais.



**Figure C.5 : Fissure de torsion lors de l'installation pour le spécimen BRF50\_14\_03**

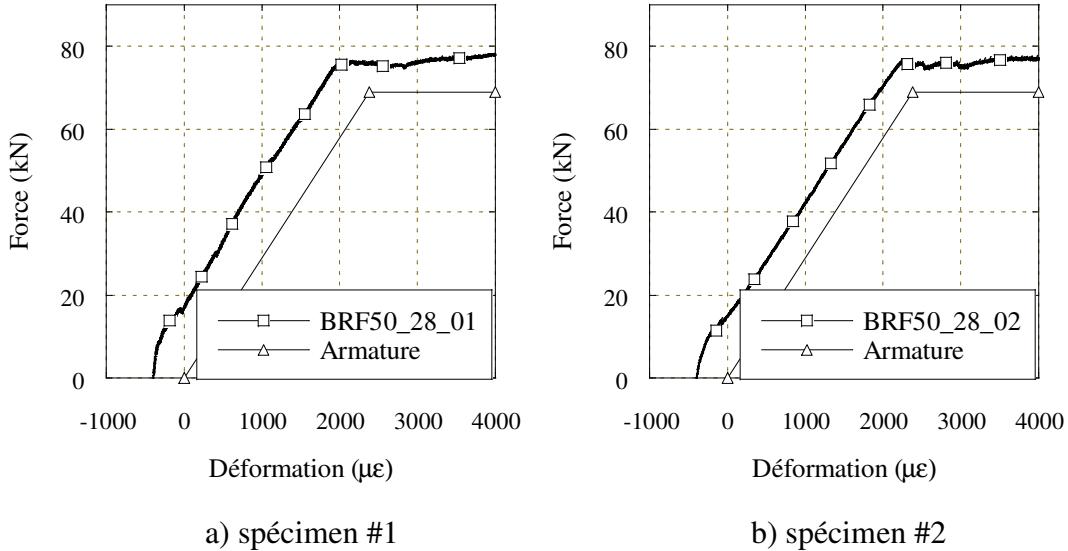


**Figure C.6 : Graphiques de la force en fonction de la déformation pour le BRF50 avec un taux de renforcement de 1,4 %**

On remarque à la Figure C.6c que la pente initiale est moins prononcée que celle observée aux Figure C.6a et C.6b. Ceci est normal puisque le spéimen #3 a été endommagé lors de son installation. La charge de fissuration pour les deux premiers spéimens est respectivement de 12,8 kN et 12,1 kN, ce qui est très semblable. La différence peut être attribuable aux aires des sections qui sont légèrement différentes et à l'homogénéité du béton.

### C.2.3 Spécimens ayant un taux de renforcement de 2,8 %

Les spécimens ayant un taux de renforcement de 2,8 % ont été installés dans la presse sans problème. Les résultats pour ces tests sont présentés à la Figure C.7.



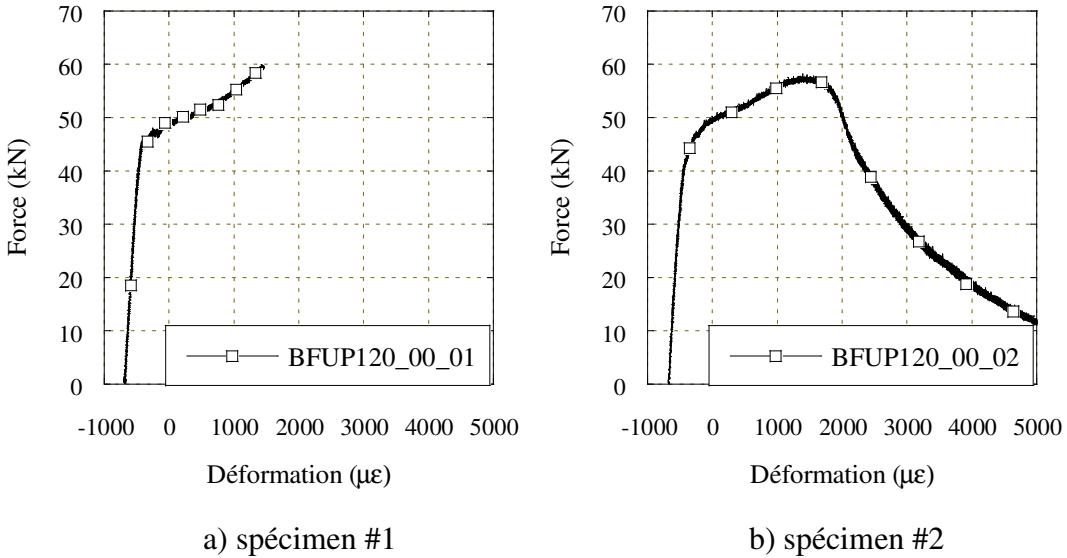
**Figure C.7 : Graphiques de la force en fonction de la déformation pour le BRF50 avec un taux de renforcement de 2,8 %**

Les deux spécimens ont un comportement très similaire. On observe un léger décalage entre les deux courbes.

## C.3 COURBES DE TRACTION DIRECTE DU BFUP120

### C.3.1 Spécimens ayant un taux de renforcement de 0 %

L'installation des spécimens dans la presse Instron s'est effectuée sans problème. Toutefois, la fissure gouvernante du spécimen BFUP120\_00\_01 s'est développée à l'extérieur de la zone couverte par les LVDT. Ceci a eu pour effet de stopper l'acquisition des données de manière prématurée. La Figure C.8 donne les courbes force-déformation pour ces essais.

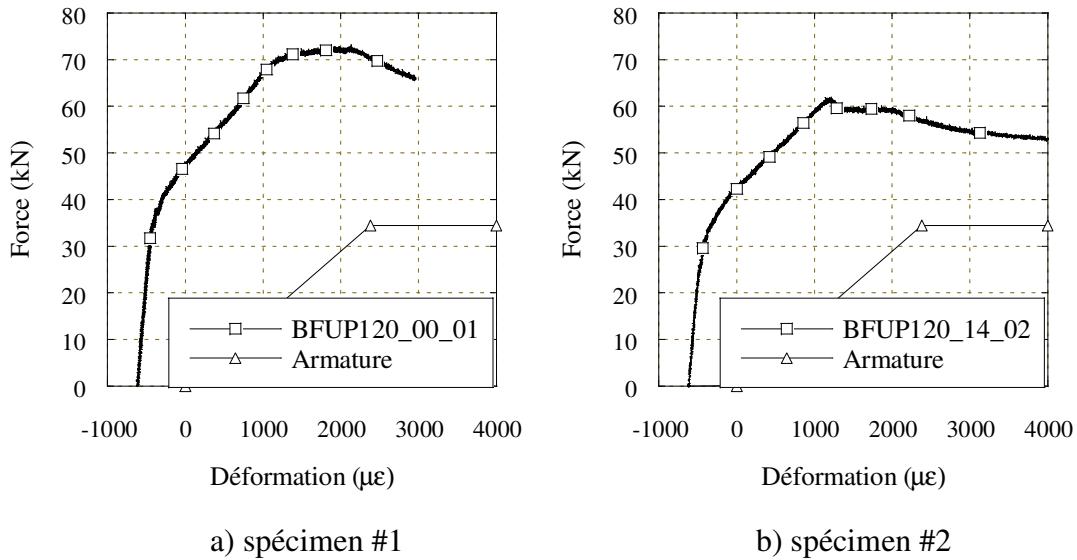


**Figure C.8 : Graphiques de la force en fonction de la déformation pour le BFUP120 avec un taux de renforcement de 0 %**

On observe, à la Figure C.8b une phase d'écrouissage entre  $-220 \mu\epsilon$  et  $1750 \mu\epsilon$  suivit d'une phase d'adoucissement. Cette observation du comportement du BFUP120 a également été faite par Denarie (2004) et Parant (2003).

### C.3.2 Spécimens ayant un taux de renforcement de 1,4 %

L'installation et les essais, pour ces spécimens, se sont parfaitement déroulés. Les résultats des tests sont présentés à la Figure C.9.

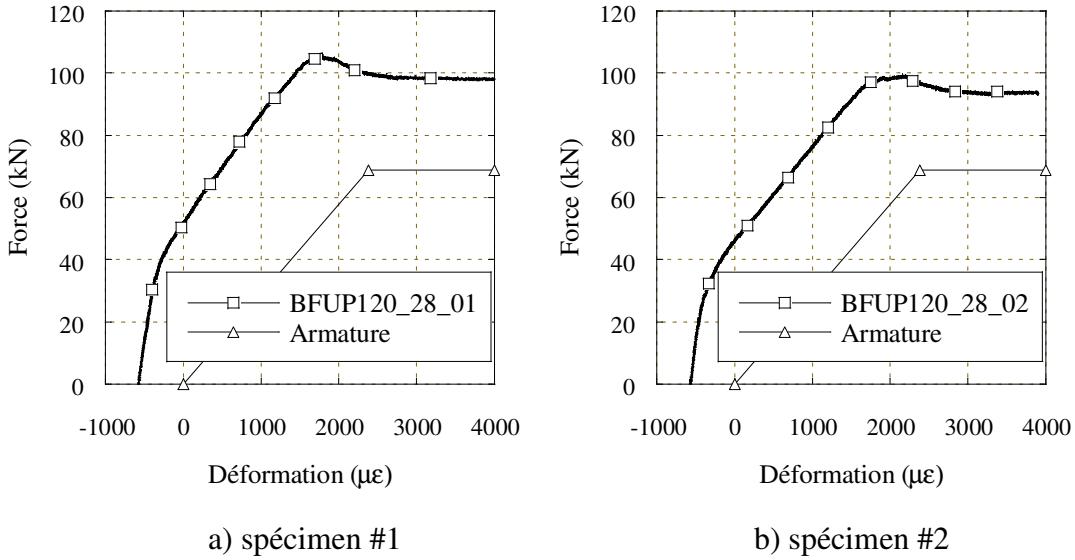


**Figure C.9 : Graphiques de la force en fonction de la déformation pour le BFUP120 avec un taux de renforcement de 1,4 %**

On remarque un écart important dans la capacité des fibres à reprendre la charge pour les deux spécimens. Puisqu'il n'y a aucun signe visible dans le patron de fissuration des spécimens permettant de fournir une explication sur ce phénomène, il est possible que le spécimen BFUP120\_14\_01 contenait un taux plus élevé de fibres ou encore que celles-ci étaient mieux orientées. De plus, les spécimens de BFUP120 ont été coulés simultanément par trois personnes différentes. Il est donc possible que la méthode de mise en place ait différé d'un individu à l'autre.

### C.3.3 Spécimens ayant un taux de renforcement de 2,8%

Les essais de traction directe sur les spécimens ayant un taux de renforcement de 2,8 % se sont déroulés sans problème. La Figure C.10 présente les résultats de ces tests.



**Figure C.10 : Graphiques de la force en fonction de la déformation pour le BFUP120 avec un taux de renforcement de 2,8 %**

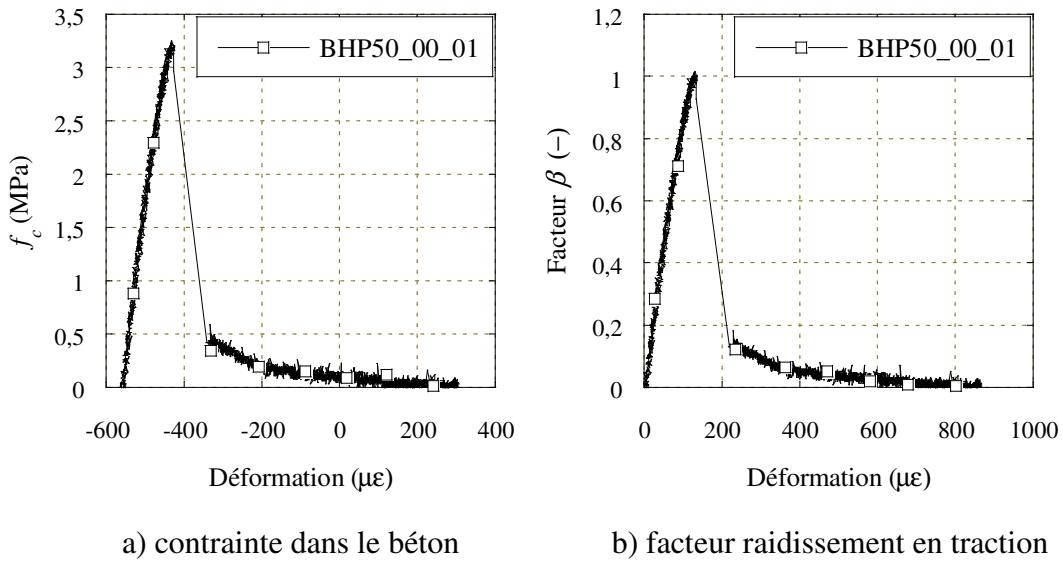
En comparant les deux courbes, on remarque une petite différence dans la capacité de reprise des charges. Tout comme les spécimens de 1,4 %, il est possible que le taux de fibres ou encore l'orientation de celles-ci varie d'un spécimen à l'autre. La méthode de mise en place du béton qui varie d'un individu à l'autre peut aussi expliquer cette différence.

#### C.4 COURBES DE CONTRAINTE REPRISE PAR LE BHP50

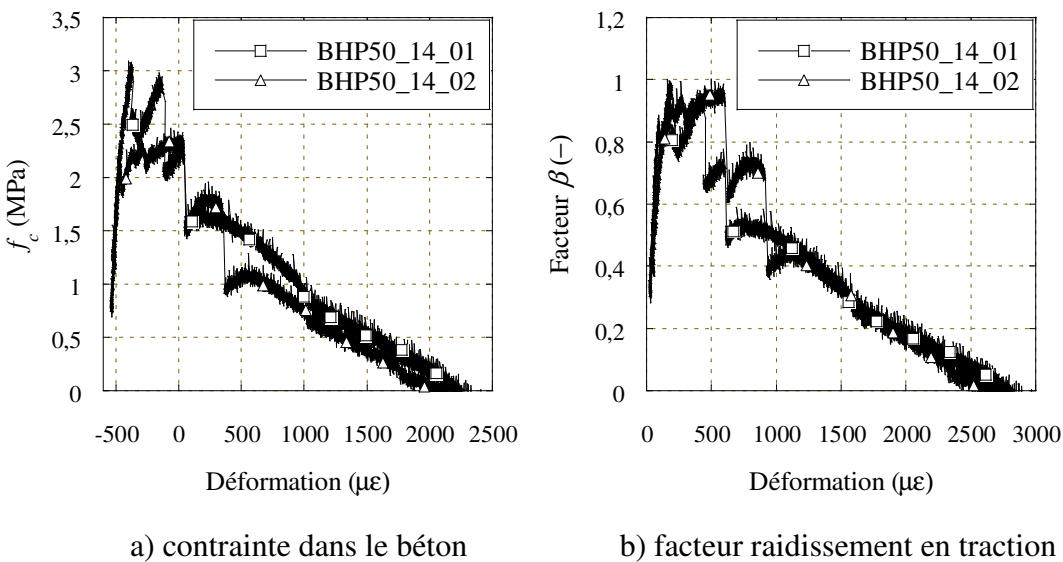
L'analyse des courbes de contrainte reprise par le béton nous donne plus de précision quant à l'état d'endommagement des spécimens. Ainsi, on peut voir, sur la Figure C.12b que la contrainte maximale atteinte du spécimen BHP50\_14\_02 ne coïncide pas avec la première fissure. Ceci indique que le spécimen était endommagé et qu'une charge relativement faible a suffi à développer la fissure amorcée lors de l'installation du spécimen. La courbe découlant de cet essai ne peut donc pas être représentative d'un béton sain.

Également, on remarque à la Figure C.13b une reprise pour le moins surprenante de la contrainte vers  $1300 \mu\epsilon$ . Évidemment, puisque ce béton ne contient aucune fibre, ce genre de comportement est irréaliste et découle de l'apparition d'une fissure hors de la zone couverte par les LVDT, tel qu'expliqué à la section C.1.3. En comparant l'allure globale des courbes avec les résultats

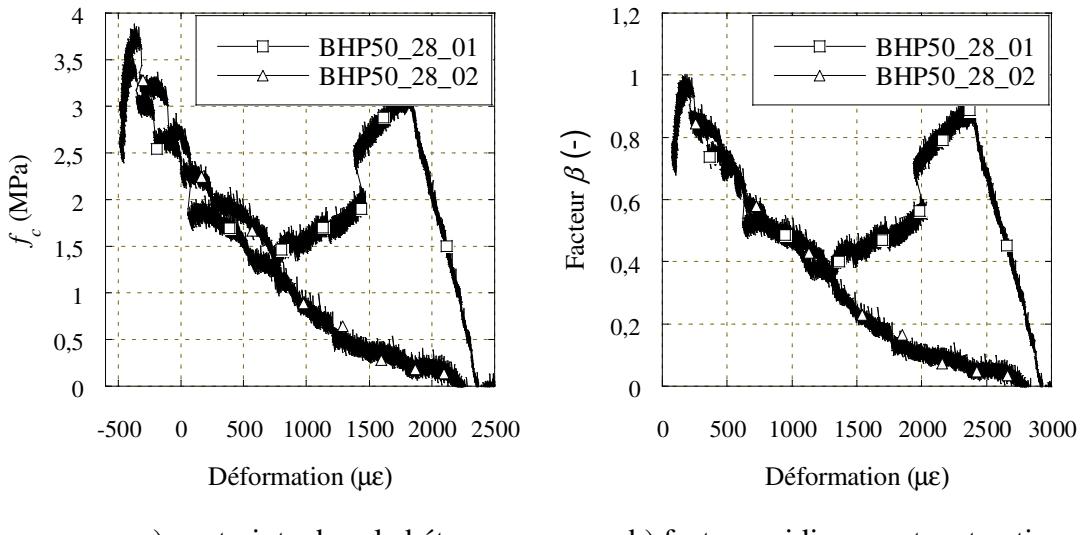
obtenus par Fields et al. (2004) (Figure 3.36), on peut affirmer que les courbes des spécimens BHP50\_00\_01, BHP50\_14\_01 et BHP50\_28\_02 sont représentatives du comportement du raidissement en traction pour le BHP50. En effet, Fields et al. ont effectué des tests de raidissement en traction sur des bétons d'environ 50 MPa, désigné NSC sur la Figure C.14, ayant des taux de renforcement de 1,3 % et 2,0 %. La courbe NSC de la Figure C.14 représente la moyenne des courbes des résultats pour les renforcements de 1,3 % et 2,0 %.



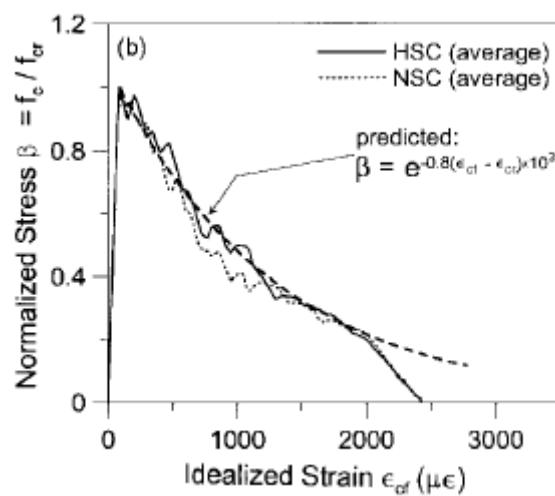
**Figure C.11 : Contribution du BHP50  $\rho = 0 \%$  à la reprise de la charge**



**Figure C.12 : Contribution du BHP50  $\rho = 1,4 \%$  à la reprise de la charge**



**Figure C.13 : Contribution du BHP50  $\rho = 2,8 \%$  à la reprise de la charge**

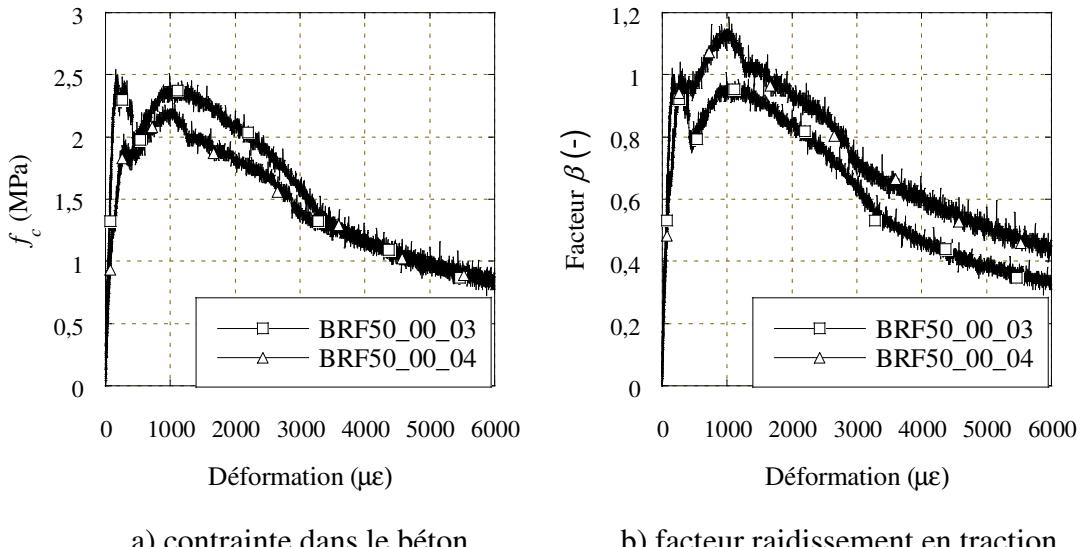


**Figure C.14 : Contribution normalisée du béton à la reprise des efforts dans une membrure de béton armé (Fields et al., 2004)**

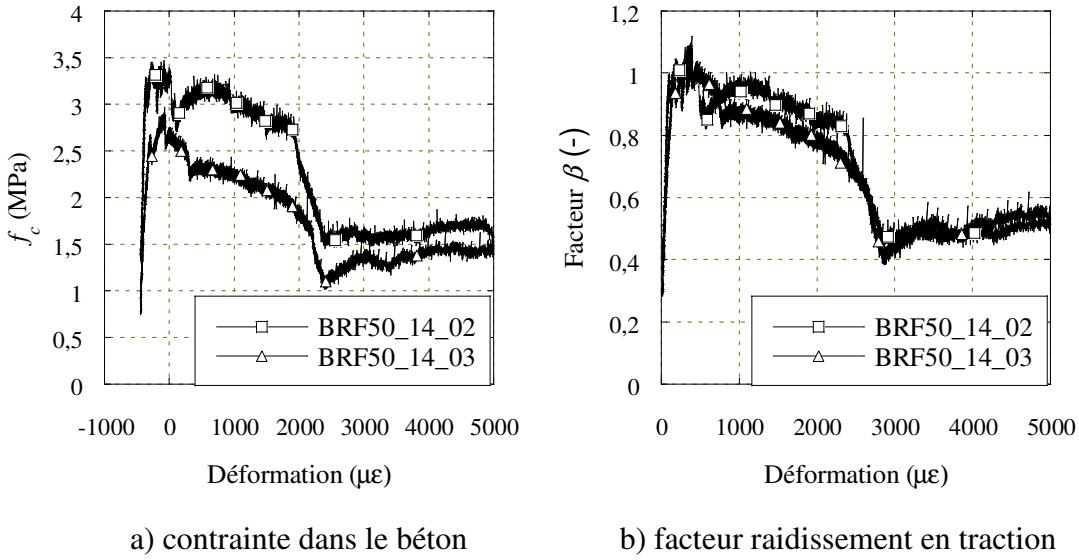
#### C.4.1 Courbes de contrainte reprise par le BRF50

Étant donné que les spécimens non armés pour le BRF50 n'ont pas donné de résultats utilisables dans la caractérisation du comportement du béton, nous avons utilisé les résultats des spécimens en traction servant à la caractérisation de la contrainte de fissuration du béton des poutres de

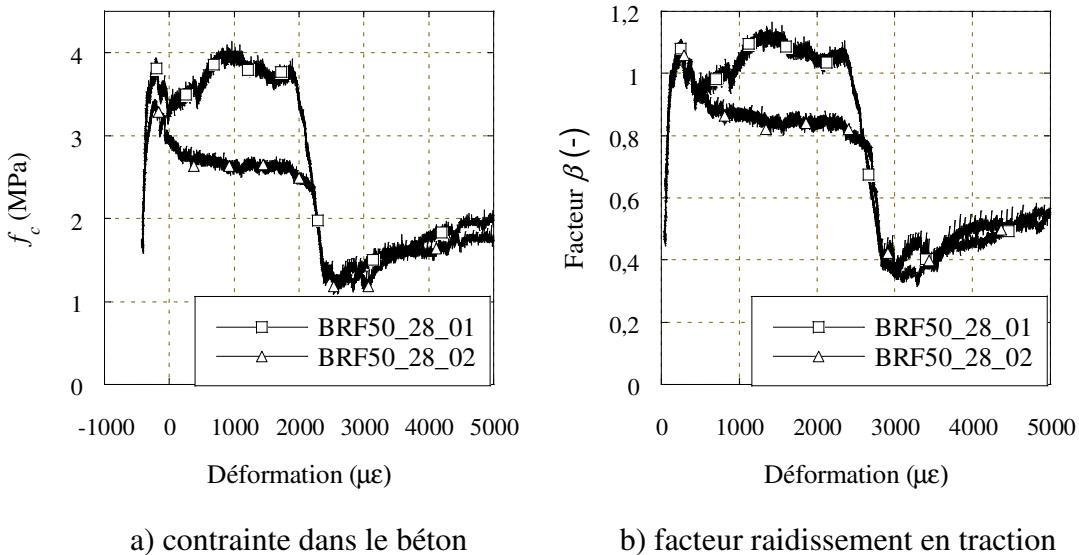
flexion. Ces spécimens sont identiques à ceux utilisés dans ce chapitre et le mélange de béton est le même. Par contre, nous n'avons pas effectué de tests caractérisant le retrait de ces spécimens. De plus, ces tests n'ont pas été effectués à 28 jours, mais à 90 jours. Heureusement, puisque ces spécimens ne sont pas armés, le retrait n'influence pas de manière importante les courbes contrainte-déformation. Afin d'éviter toute confusion entre les spécimens testés dans le cadre de ce programme expérimental et les spécimens de caractérisation des poutres, les spécimens de caractérisation des poutres sont désignés BRF50\_00\_03 et BRF50\_00\_04. Les résultats complets des tests de caractérisation du béton des poutres sont présentés à l'annexe D.



**Figure C.15 : Contribution du BRF50  $\rho = 0 \%$  à la reprise de la charge**



**Figure C.16 : Contribution du BRF50  $\rho = 1,4 \%$  à la reprise de la charge**



**Figure C.17 : Contribution du BRF50  $\rho = 2,8 \%$  à la reprise de la charge**

En observant les graphiques des spécimens sans armature, on voit une différence notable dans leur comportement immédiatement après fissuration. Le spécimen BRF50\_00\_04 présentait, avant son installation, un aspect tordu et lors de son serrage dans la presse Instron, celui-ci a développé une fissure diagonale, signe de torsion. La contrainte nécessaire pour que cette fissure traverse entièrement son plan était alors inférieure à la contrainte de fissuration. C'est pourquoi sur la Figure C.15a la contrainte de fissuration est beaucoup plus faible pour le spécimen #4.

Toutefois, on note que la reprise de la charge entre 300  $\mu\epsilon$  et 1000  $\mu\epsilon$  est semblable. On peut donc penser qu'un spécimen installé sans problème se serait comporté comme le spécimen #3. Également, sur la courbe normalisée, le spécimen #4 semble offrir un raidissement en traction supérieur au spécimen #3. Toutefois ceci est entièrement dû au fait que la contrainte de fissuration est inférieure à la contrainte de reprise à 1000  $\mu\epsilon$ . Ainsi, puisque  $\beta = f_c/f_t$ , la courbe est « gonflée » de façon irréaliste. C'est pourquoi nous considérons que seule la courbe du spécimen BRF50\_00\_03 est représentative du BRF50 non-armé.

La courbe du spécimen BRF50\_00\_03 montre que la contrainte dans le béton descend rapidement lorsque la première fissure se développe, mais qu'elle est ensuite reprise par les fibres. Vers 1200  $\mu\epsilon$ , on peut voir l'arrachement des fibres accompagné du comportement adoucissant de la courbe. La contrainte est assumée nulle vers 16000  $\mu\epsilon$ .

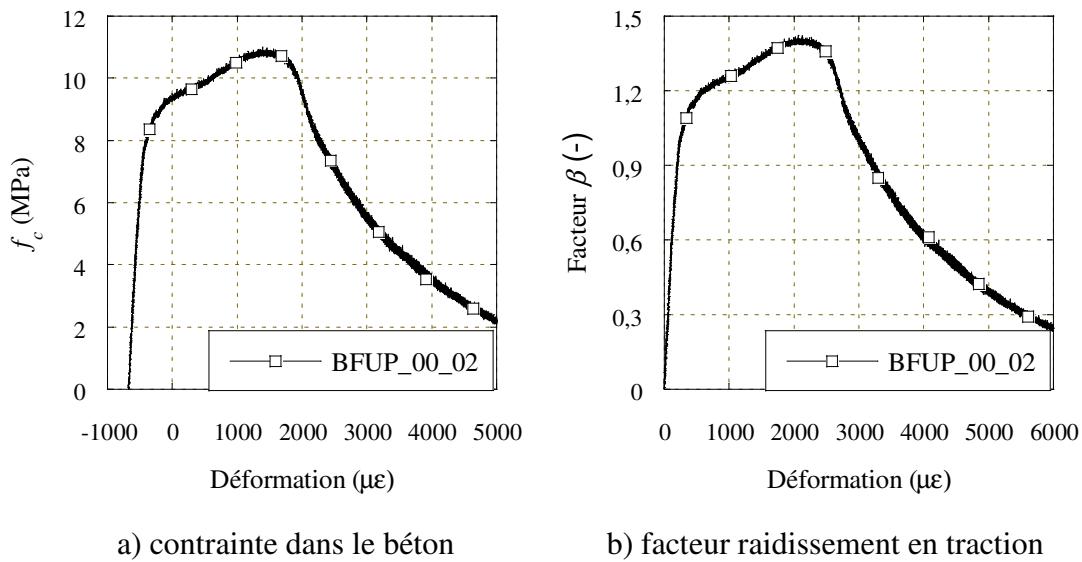
Les résultats pour les spécimens ayant un taux de renforcement de 1,4% sont très différents l'un de l'autre. Le spécimen BRF50\_14\_02 montre une reprise de la charge suite à la fissuration alors que spécimen BRF50\_14\_03 affiche un comportement adoucissant. Sur la Figure C.16b, on voit qu'à 2500  $\mu\epsilon$ , la contrainte reprise par le béton chute rapidement vers un facteur de 0,4 et remonte graduellement vers 0,55. Cette même observation est faite pour les spécimens ayant un taux de 2,8%. Ce type de comportement a été observé par Moffatt (2001). Un fait intéressant à noter est que Moffatt (2001) a identifié un comportement similaire au spécimen BRF50\_14\_03 pour ses spécimens ayant un taux de fibres plus faible. En effet, ces spécimens montraient, suite à la fissuration, un adoucissement suivi d'une perte rapide de la contrainte pour ensuite se stabiliser. Les spécimens ayant un taux de fibres plus élevé adoptaient plutôt un comportement semblable à celui observé pour le spécimen BRF50\_14\_02. Les résultats de Moffatt (2001) sont présentés à la Figure 2.17.

Afin d'expliquer la différence dans le comportement des deux spécimens, deux hypothèses sont possibles. La première est que la fissure de torsion ait diminué la capacité des fibres à reprise la contrainte. La seconde est que le mélange de béton n'était pas bien homogène et qu'une concentration plus élevée de fibres se soit retrouvée dans le spécimen BRF50\_14\_02. Cette seconde hypothèse est appuyée par les observations de Moffatt (2001). Également, la Figure

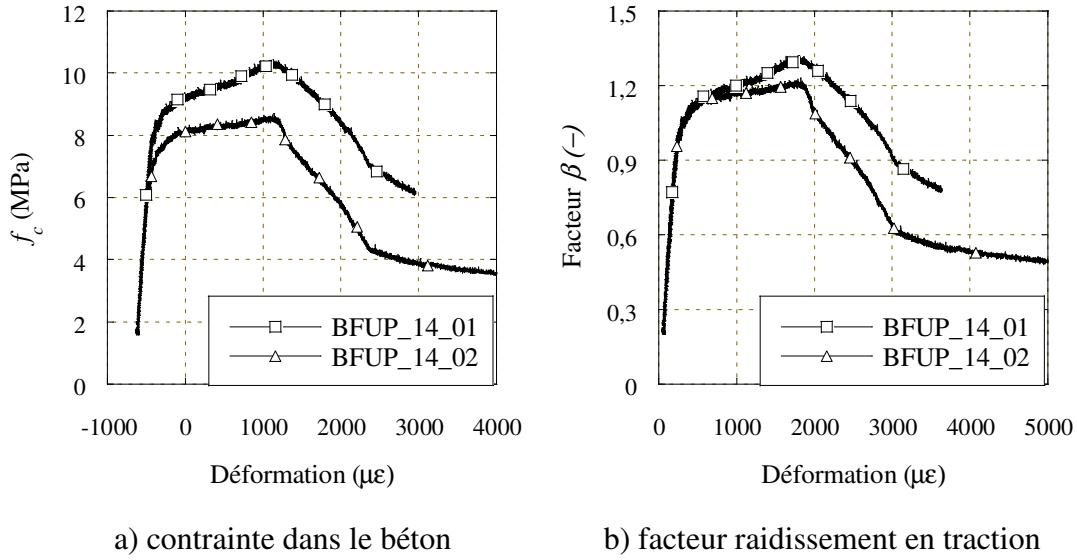
C.16a montre une meilleure capacité des fibres du spécimen #2 à reprendre la contrainte à 0  $\mu\epsilon$ , ce qui laisse également croire à un taux de fibre plus élevé.

### C.5 COURBES DE CONTRAINTE REPRISE PAR LE BFUP120

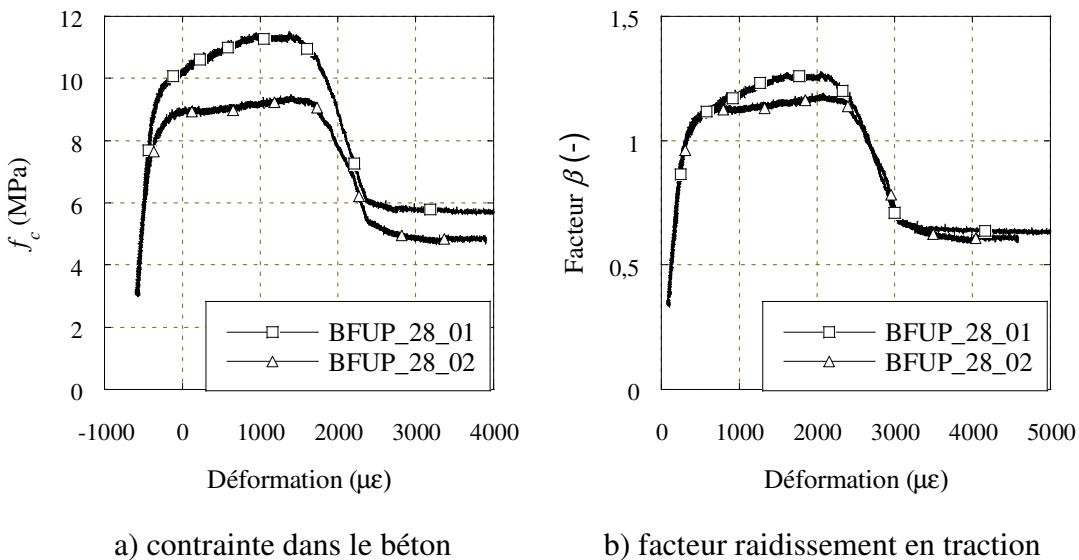
Pour la caractérisation de la reprise des efforts par le BFUP120, la courbe du spécimen BFUP120\_00\_01 n'a pas été considérée puisque les résultats ne contiennent pas beaucoup d'information, l'essai étant incomplet. Les Figures C.18, C.19 et C.20 présentent les courbes de participation du béton à la reprise des efforts pour les différents taux de renforcement étudiés.



**Figure C.18 : Contribution du BFUP120  $\rho = 0 \%$  à la reprise de la charge**



**Figure C.19 : Contribution du BFUP120  $\rho = 1,4 \%$  à la reprise de la charge**



**Figure C.20 : Contribution du BFUP120  $\rho = 2,8 \%$  à la reprise de la charge**

On remarque, sur les courbes de contraintes dans le BFUP120, que la valeur de la contrainte à la fissuration varie beaucoup d'un spécimen à l'autre. On remarque également que la pente du comportement adoucissant du BFUP120 est différente pour chaque spécimen. L'homogénéité des fibres dans le mélange peut être à l'origine de ce phénomène.

La Figure C.19b montre une différence entre la valeur de  $\beta$  lorsque le béton subit une chute de capacité. Il est possible que le spécimen BFUP120\_14\_01 contenait une très grande quantité de fibres, expliquant sa grande capacité à reprendre la charge. Une autre hypothèse expliquant une meilleure reprise de la charge est l'orientation favorable des fibres. Les essais réalisés par Shionaga (2006) tendent à démontrer qu'un taux volumique plus élevé de fibres dans un spécimen permet une meilleure reprise de la charge ( $\beta$  plus élevé pour une même déformation), mais ne change pas la valeur de  $f_t$ . Ces mêmes essais indiquent que l'orientation des fibres, en plus d'influencer la valeur de la contrainte reprise par le béton une fois l'armature plastifiée, influence également la valeur de  $f_t$ . Puisque tous nos spécimens sont fabriqués à partir de la même gâchée de béton, le scénario le plus probable afin d'expliquer nos différences dans les résultats est l'orientation des fibres qui différerait d'un spécimen à l'autre. Cette explication est également compatible avec le fait que les spécimens ont été coulés par trois personnes différentes.

#### C.6 NOMBRE DE FISSURES DANS LES SPÉCIMENS DE TRACTION DIRECTE

Le Tableau C.21 donne le nombre de fissures dénombrées à la fin de chaque essai de traction directe.

**Figure C.21 : Nombre de fissure lors des essais de traction directe**

Béton	Spécimen	$\rho$		
		0%	1.40%	2.8%
BHP50	1	1	4	9
	2	1	4	9
BRF50	1	1	8	10
	2	1	7	11
BFUP120	1	1	1	1
	2	1	1	1

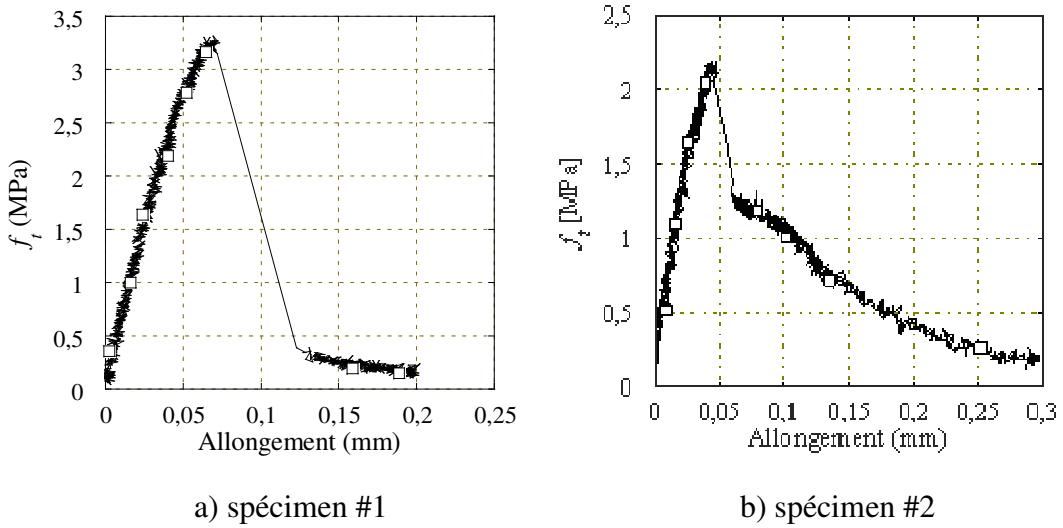
## ANNEXE D

### CARACTERISATION DE LA RESISTANCE EN TRACTION DU BETON DES POUTRES DE FLEXION

Les essais de caractérisation de la résistance en traction des bétons utilisés dans les poutres de flexion sont les mêmes essais de traction directe qui ont servis à la caractérisation des lois de comportement en traction des différentes gammes de béton. Lors de chacune des coulés de poutres, nous avons également coulé deux spécimens en forme d'os sans armature ayant les mêmes dimensions que les spécimens présentés au chapitre 3. Puisque les spécimens sont non armés, le retrait n'influence pas la résistance à la traction. Les résultats de ces essais sont présentés rapidement dans les tableaux de la section 4.4.2. Cette annexe présente les résultats détaillés de ces essais.

#### D.1 RÉSISTANCE À LA TRACTION DU BHP50

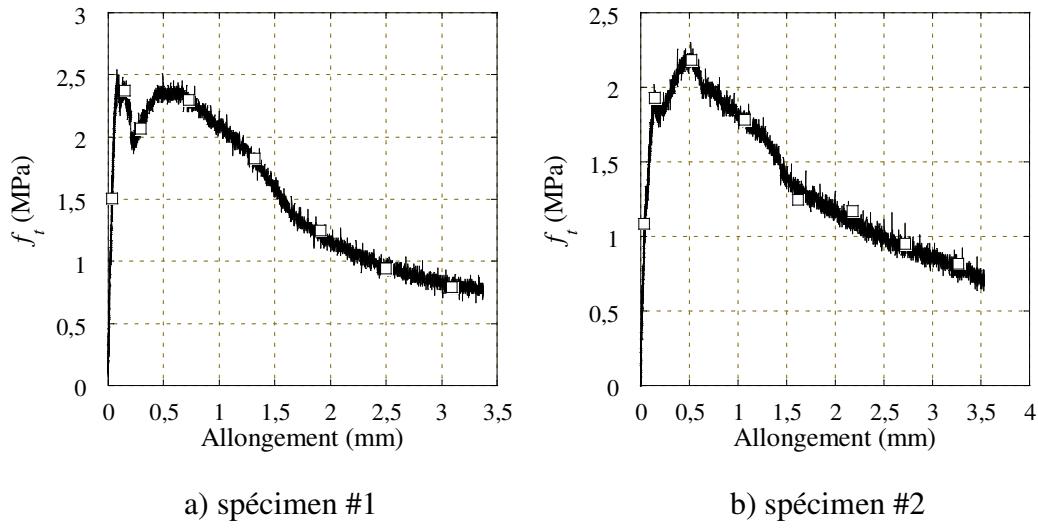
Le premier spécimen se fissure à 3,25 MPa. Le second spécimen fissure à 2,14 MPa. Toutefois, le second spécimen s'est endommagé lors de son installation. Nous conservons donc seulement la valeur de 3,24 MPa comme valeur de contrainte à la fissuration. La Figure D.1 présente les résultats.



**Figure D.1 : Résistance à la traction du BHP50**

## D.2 RÉSISTANCE À LA TRACTION DU BRF50

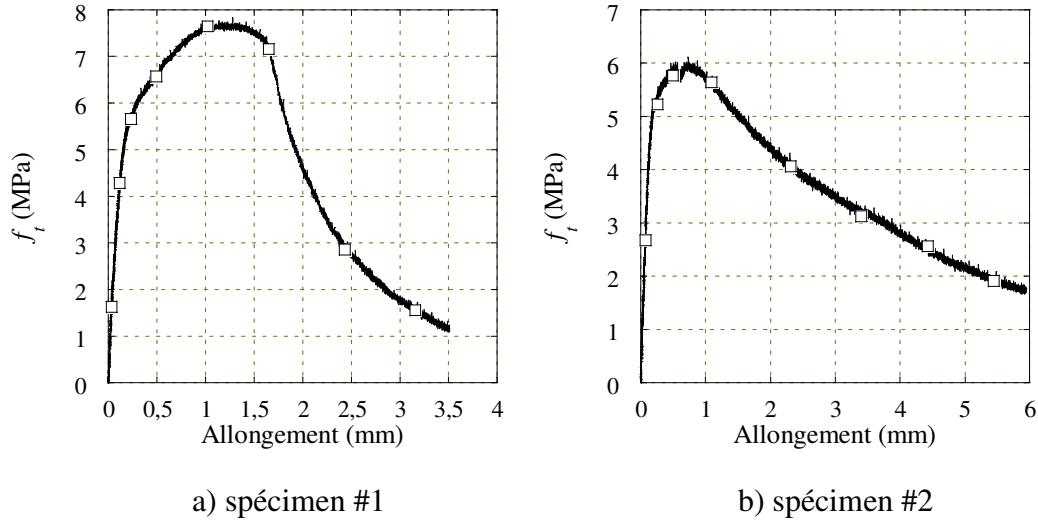
Le premier spécimen se fissure à 2,50 MPa. Le second spécimen fissure à 2,00 MPa. Toutefois, le second spécimen s'est fissuré en torsion. Nous conservons donc seulement la valeur de 2,50 MPa comme valeur de contrainte à la fissuration. La Figure D.2 présente les résultats.



**Figure D.2 : Résistance à la traction du BRF50**

### D.3 RÉSISTANCE À LA TRACTION DU BFUP120

Le premier spécimen se fissure à 5,42 MPa. Le second spécimen fissure à 5,20 MPa. La valeur moyenne est de 5,31 MPa. Il s'agit de la valeur que nous utilisons comme contrainte à la fissuration. La Figure D.3 présente les résultats.



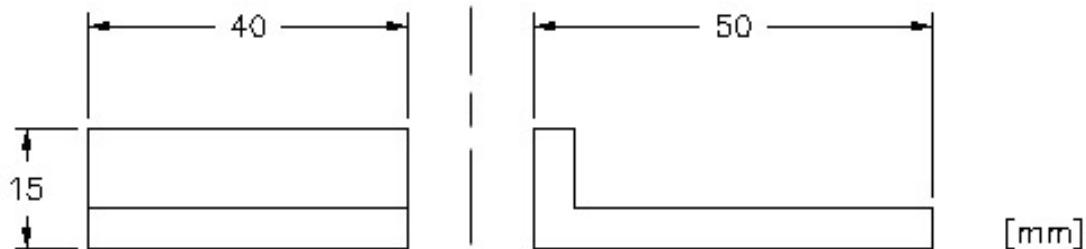
**Figure D.3 :** Résistance à la traction du BRF50

## ANNEXE E

### PROCEDURE EXPERIMENTALE POUR LES ESSAIS DE FLEXIONS ISOSTATIQUES

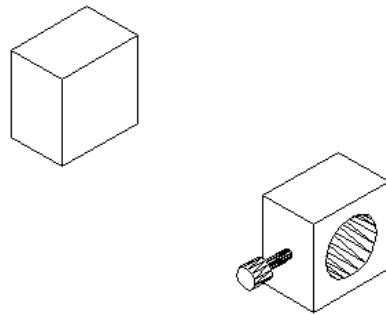
#### E.1 INSTRUMENTATION DES SPÉCIMENS

- 1- Préparer deux cornières d'aluminium aux dimensions spécifiées à la Figure E.1.



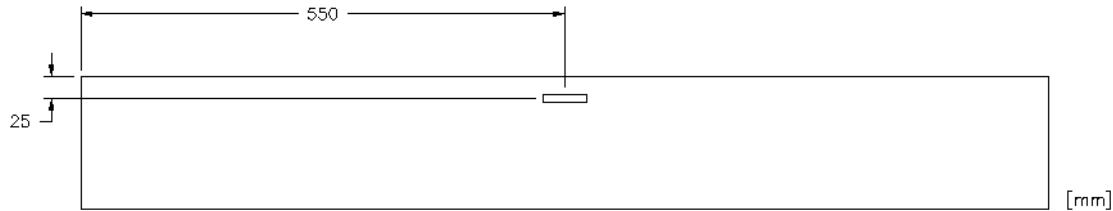
**Figure E.1 : Dimensions des cornières d'aluminium**

- 2- Préparer quatre blocs de téflon dont deux permettant d'y insérer un LVDT et de le serrer à l'aide d'une vis. Les blocs ne doivent pas être trop larges. La Figure E.2 montre à quoi doivent ressembler les blocs.

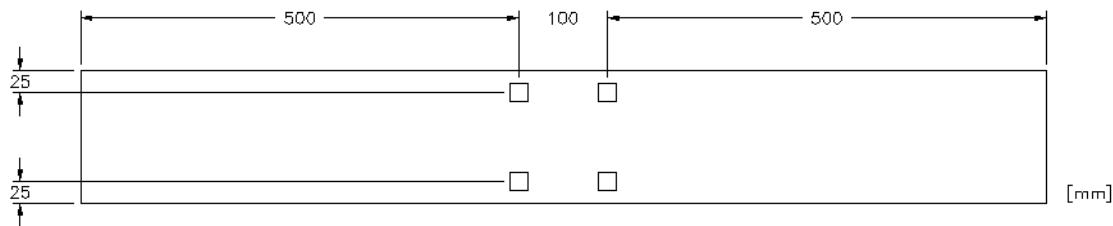


**Figure E.2 : Blocs de téflon servant aux supports des LVDT 10 mm**

- 3- Couper les crochets servant au levage de la poutre à l'aide d'une meuleuse d'angle.
- 4- Marquer au crayon sur la poutre les endroits où la jauge et les blocs de téflon seront collés. Les Figures E.2 et E.3 montrent où situer ces instruments.



**Figure E.3 : Positionnement de la jauge, face OUEST**



**Figure E.4 : Positionnement des blocs de téflon, face EST**

- 5- À l'aide d'une meuleuse d'angle, meuler légèrement les endroits marqués au crayon afin d'enlever la couche de laitance du béton. Meuler également à 550 mm du bord de la poutre, le haut de la face est et ouest afin d'y coller plus tard les cornières servant à l'appui des LVDT mesurant la flèche.
- 6- Coller la jauge à béton selon la méthode prévue par le fabricant et y souder les fils électriques en prévoyant une longueur d'environ 6 m.

- 7- Nettoyer la surface meulée prévue pour les blocs de téflon à l'aide d'un dégraisseur industriel et coller les blocs de téflon à l'aide de colle « *Loctite* ». Chaque rangée doit compter un bloc troué et un bloc plein. Ainsi, lorsque les LVDT seront installés, ils pourront être soutenus par un bloc troué et s'appuyer sur un bloc plein.
- 8- Coller les cornières d'aluminium à 550 mm du bord de la poutre, en haut complètement des faces est et ouest.
- 9- Peinturer les faces est et ouest de la poutre en utilisant de la peinture au latex blanche diluée à l'eau. Les proportions sont de 50/50. L'eau permet de liquéfier la peinture afin de ne pas en appliquer une couche trop épaisse, ce qui nuirait à la visualisation des fissures.

## **E.2 PREPARATION DE LA PRESSE**

- 10- Fixer la rotule à la plaque de transfert.
- 11- Amener, sur un chariot, la plaque et la rotule sous la presse.
- 12- Descendre la presse jusqu'à ce qu'elle soit presque en contact avec la rotule.
- 13- Installer les boulons fixant la rotule à la presse en prenant soins de les serrer graduellement afin de bien répartir la charge parmi tous les boulons.
- 14- Monter le vérin et retirer le chariot.
- 15- Installer, sur le chariot, le rouleau fixe servant à l'application de la charge.
- 16- Installer au rouleau les vis.
- 17- Descendre la traverse mobile pour pouvoir glisser les vis du rouleau d'application de charge à l'intérieur des rails de la plaque de transfert.
- 18- Glisser les vis du rouleau à l'intérieur des rails de la plaque de transfert.
- 19- Enligner le rouleau au centre de la plaque de transfert et serrer les vis.
- 20- Relever la traverse mobile et retirer le chariot.
- 21- Sur un 2 x 4 de bois faisant au moins 1,1 m de longueur, faire trois traits espacés de 500 mm chacun. Ce morceau de bois servira de référence pour les distances.
- 22- Placer le morceau de bois au sol sous la presse de manière à ce que la marque du milieu indiquant le 500 mm soit enlignée avec le rouleau d'application de la charge.
- 23- Placer, à la marque du 0 mm et du 1000 mm, la première plaque d'acier faisant partie du montage de l'appui rouleaux. Afin de s'assurer de la parfaite perpendicularité des plaques

d'acier avec le rouleau d'application de la charge, utiliser les rails du plancher pour enligner les plaques.

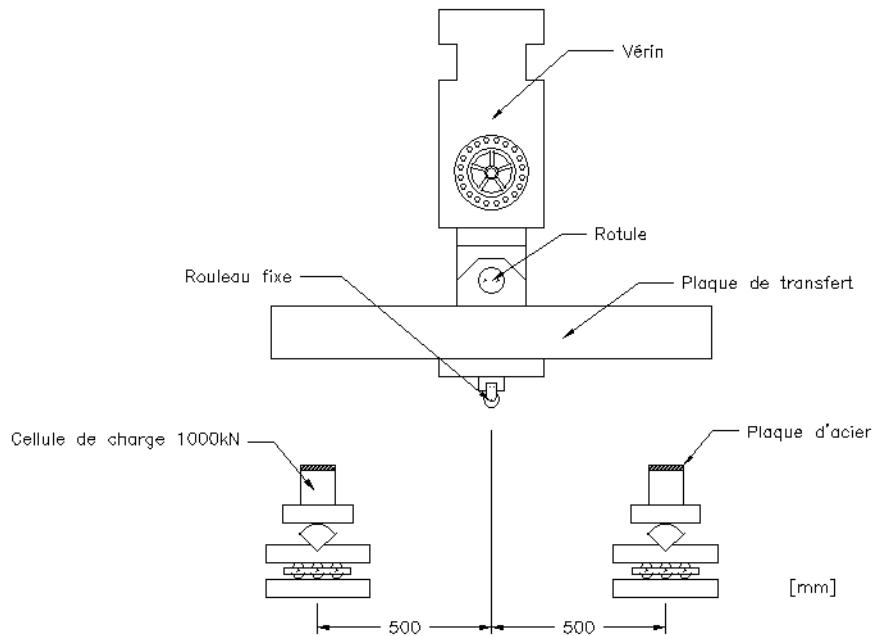
24- Monter complètement les appuis rouleaux selon la Figure E.5. Des morceaux de bois ajustés permettent de garder l'équilibre de la plaque d'acier supérieure.



**Figure E.5 : Montage des appuis rouleaux pour la flexion isostatique**

25- Placer, au centre de chaque plaque supérieure des appuis, une cellule de charge 1000 kN.

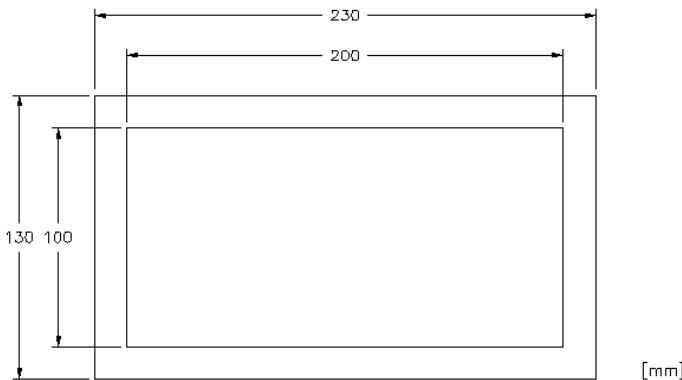
Sur les cellule de charge, placer une plaque d'acier ayant les dimensions suivantes : 200 mm x 100 mm x 15 mm. Le montage final prêt à accueillir les poutres isostatiques est illustré à la Figure E.6.



**Figure E.6 : Montage de flexion isostatique**

### E.3 INSTALLATION D'UN SPECIMEN

26- Construire, à l'aide de styrémousse, trois « moules» ayant les dimensions spécifiées à la Figure E.7. L'épaisseur des styrémousses doit être d'environ 20 mm. Ces moules serviront à l'application de l'ultracal.



**Figure E.7 : Dimensions d'un moule de styrémousse**

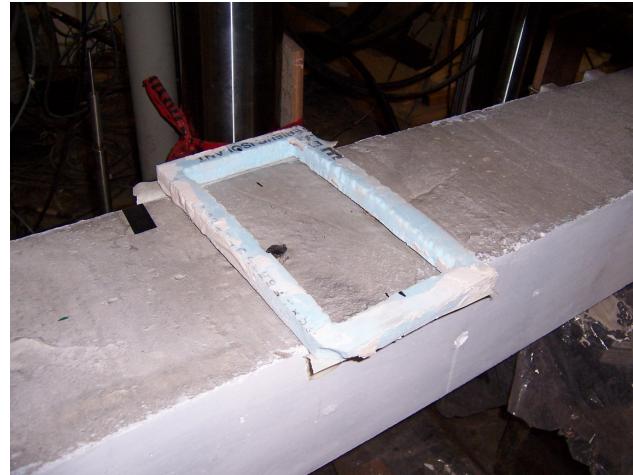
27- S'assurer que les rouleaux des appuis sont verrouillés.

- 28- Installer la poutre de béton à tester sur un chariot élévateur de manière à ce que la poutre soit presque parallèle aux fourches.
- 29- Amener la poutre entre les appuis rouleaux en passant entre les colonnes de la traverse mobile de la presse Instron.
- 30- Ramener la poutre perpendiculaire aux fourches du chariot.
- 31- Enligner la poutre avec les plaques d'acier positionnées sur les cellules de charges.
- 32- Installer les moules de styromousse aux plaques d'appuis d'acier tel qu'illustré à la Figure E.8.



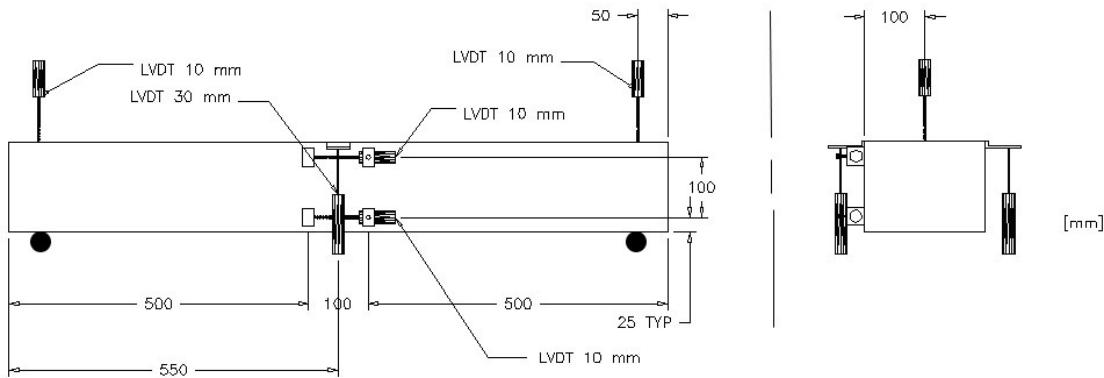
**Figure E.8 : Positionnement du moule de styromousse sur une cellule de charge**

- 33- Préparer l'ultracal pour qu'elle ne soit ni trop liquide, ni trop solide et la verser à l'intérieur des moules de styromousse. Les moules doivent contenir suffisamment d'ultracal pour recouvrir entièrement les plaques d'acier.
- 34- Abaisser lentement la poutre jusqu'à ce qu'un contact complet avec l'ultracal soit effectué. Attendre que l'ultracal soit pâteux au touché et descendre complètement la poutre sur les appuis.
- 35- Retirer le chariot élévateur et attendre une trentaine de minutes pour que l'ultracal soit complètement sèche.
- 36- Positionner le troisième moule de styromousse sur le dessus de la poutre en plein centre, tel qu'illustré à la Figure E.9.

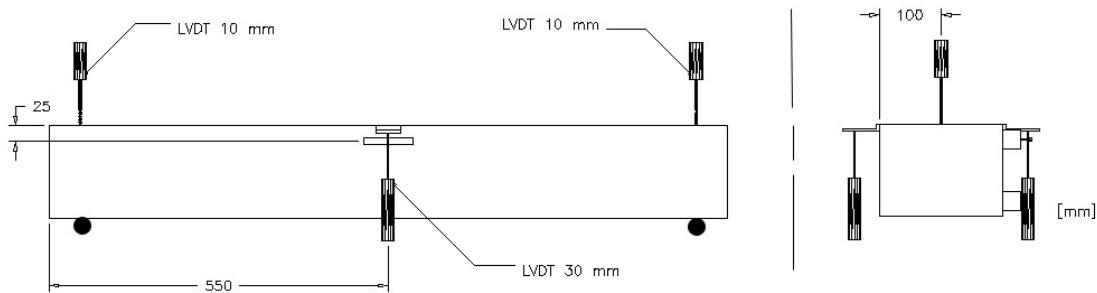


**Figure E.9 : Positionnement du moule de styracal sur la poutre**

- 37- Préparer de l'ultracal et verser à l'intérieur du moule jusqu'à ce que le béton soit complètement couvert.
- 38- Placer une plaque d'acier ayant les dimensions suivante à l'intérieur du moule, sur l'ultracal : 200 mm x 100 mm x 15 mm.
- 39- À l'aide d'un niveau, s'assurer que la plaque d'acier est bien à niveau avant que l'ultracal ait eu le temps de sécher.
- 40- Placer les différents LVDT selon les Figure E.10 et E.11.



**Figure E.10 : Position de l'instrumentation pour la face EST**



**Figure E.11 : Position de l'instrumentation pour la face OUEST**

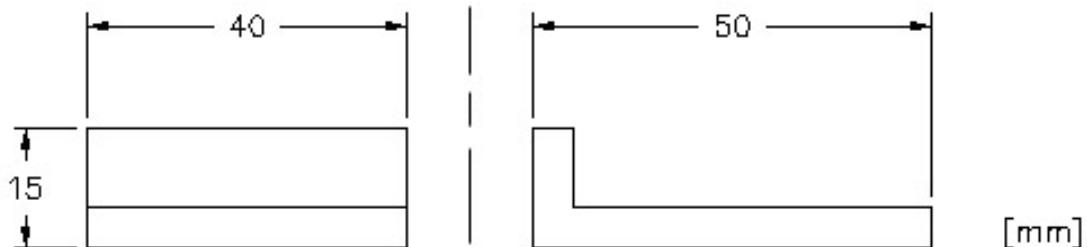
- 41- Relier les différents LVDT et la jauge au système d'acquisition.
- 42- Relever complètement le vérin
- 43- Abaisser la traverse mobile jusqu'à ce qu'il y ait un jeu d'environ 2-3mm entre le rouleau d'application de la charge et la plaque de transfert d'acier de la poutre.
- 44- Faire le zéro de la charge et des LVDT au système d'acquisition.
- 45- Démarrer l'acquisition des données
- 46- Abaisser le vérin manuellement en mode CLC jusqu'à ce qu'il y ait contact avec la plaque d'acier. Ce mode bloque le vérin une fois que le contact avec la poutre est établi, empêchant ainsi tout accident pouvant ruiner l'essai.
- 47- Déverrouillé les rouleaux des appuis et retirer les blocs de bois.
- 48- Démarrer l'essai.

## ANNEXE F

### PROCEDURE EXPERIMENTALE POUR LES ESSAIS DE FLEXIONS HYPERSTATIQUES

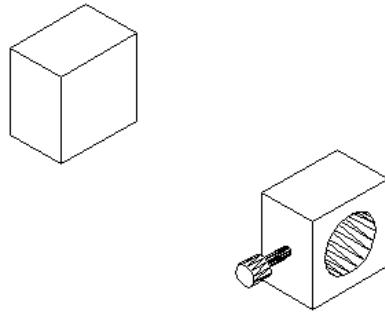
#### F.1 INSTRUMENTATION DES SPÉCIMENS

- 1- Préparer quatre cornières d'aluminium aux dimensions spécifiées à la Figure F.1.



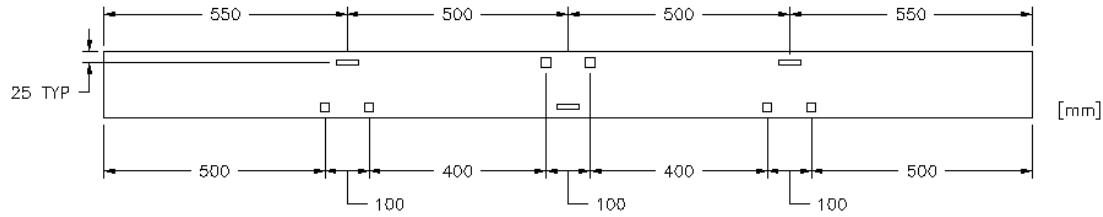
**Figure F.1 : Dimensions des cornières d'aluminium**

- 2- Préparer six blocs de téflon dont trois permettant d'y insérer un LVDT et de le serrer à l'aide d'une vis. Les blocs ne doivent pas être trop large. La Figure F.2 montre à quoi doivent ressembler les blocs.



**Figure F.2 : Blocs de téflon servant aux supports des LVDT 10 mm**

- 3- Couper les crochets servant au levage de la poutre à l'aide d'une meuleuse d'angle.
- 4- Marquer au crayon sur la poutre les endroits où la jauge et les blocs de téflon seront collés. La Figure F.3 montre où situer ces instruments.



**Figure F.3 : Positionnement de la jauge et des blocs de téflon, face EST**

- 5- À l'aide d'une meuleuse d'angle, meuler légèrement les endroits marqués au crayon afin d'enlever la couche de laitance du béton. Meuler également à 550 mm et à 1550 mm du bord de la poutre, le haut de la face est et ouest afin d'y coller plus tard les cornières servant à l'appui des LVDT mesurant la flèche.
- 6- Coller les trois jauge à béton selon la méthode prévue par le fabricant et y souder les fils électriques en prévoyant une longueur d'environ 6 m.
- 7- Nettoyer la surface meulée prévue pour les blocs de téflon à l'aide d'un dégraisseur industriel et coller les blocs de téflon à l'aide de colle « *Loctite* ». Chaque rangée doit compter un bloc troué et un bloc plein. Ainsi, lorsque les LVDT seront installés, ils pourront être soutenus par un bloc troué et s'appuyer sur un bloc plein.
- 8- Coller les cornières d'aluminium à 550 mm et à 1550 mm du bord de la poutre, en haut complètement des faces est et ouest.

9- Peinturer les faces est et ouest de la poutre en utilisant de la peinture au latex blanche diluée à l'eau. Les proportions sont de 50/50. L'eau permet de liquéfier la peinture afin de ne pas en appliquer une couche trop épaisse, ce qui nuirait à la visualisation des fissures.

## F.2 PREPARATION DE LA PRESSE

- 10- Fixer la rotule à la plaque de transfert.
- 11- Amener, sur un chariot, la plaque et la rotule sous la presse.
- 12- Descendre la presse jusqu'à ce qu'elle soit presque en contact avec la rotule.
- 13- Installer les boulons fixant la rotule à la presse en prenant soins de les serrer graduellement afin de bien répartir la charge parmi tous les boulons.
- 14- Monter le vérin et retirer le chariot.
- 15- Installer, sur le chariot, deux rouleaux libres de se déplacer servant à l'application de charge.
- 16- Installer aux rouleaux les vis.
- 17- Descendre la traverse mobile pour pouvoir glisser les vis des rouleaux d'application de charge à l'intérieur des rails de la plaque de transfert.
- 18- Glisser les vis des rouleaux à l'intérieur des rails de la plaque de transfert.
- 19- Placer les rouleaux à chacune des extrémités de la plaque de transfert de manière à ce qu'ils soit espacés de 1000 mm centre à centre et qu'ils soient situés à 500 mm du centre de la plaque.
- 20- Relever la traverse mobile et retirer le chariot.
- 21- Sur un 2 x 4 de bois faisant au moins 1,1 m de longueur, faire trois traits espacés de 500 mm chacun. Ce morceau de bois servira de référence pour les distances.
- 22- Placer au sol, en plein centre de la traverse, l'appui fixe d'acier. Pour nos essais, nous utilisons un profilé HSS avec raidisseurs d'âme. La figure suivante montre l'appui fixe que nous utilisons.



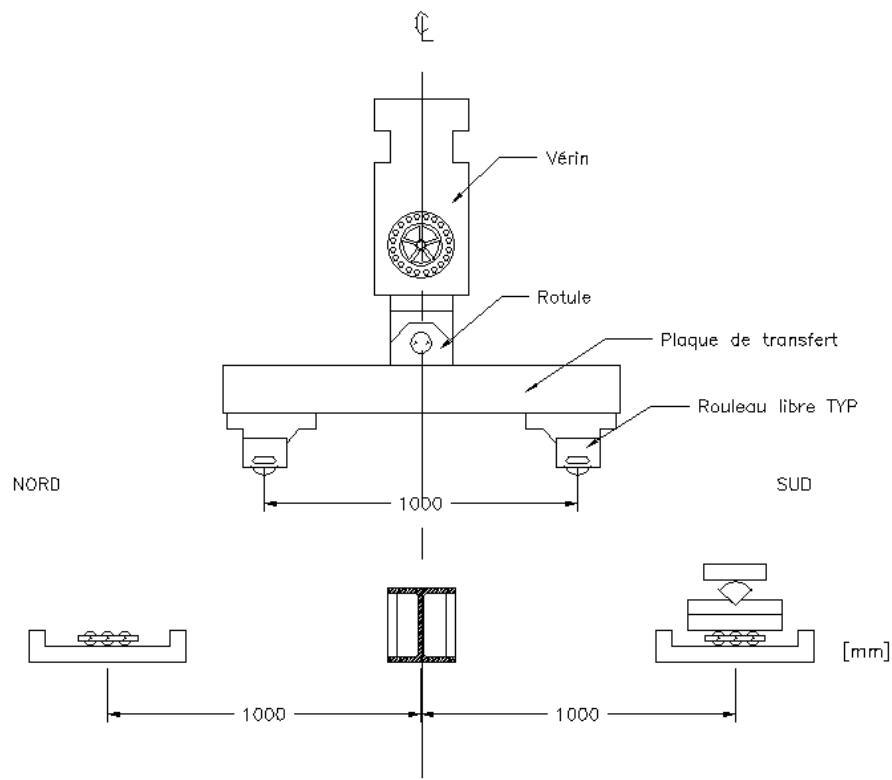
**Figure F.4 : Appui fixe au centre de la poutre**

- 23- Placer le morceau de bois au sol sous la presse de manière à ce que la marque du milieu indiquant le 0 mm soit en ligne avec le centre de l'appui fixe
- 24- Placer, à la marque du 1000 mm, la première plaque d'acier faisant partie du montage de l'appui mobile. Afin de s'assurer de la parfaite perpendicularité des plaques d'acier avec les rouleaux d'application de la charge, utiliser les rails du plancher pour aligner les plaques. Recommencer l'opération de l'autre côté de l'appui central avec le second appui mobile.
- 25- Monter complètement l'appui mobile sud selon la Figure F.5. Des morceaux de bois ajustés permettent de garder l'équilibre de la plaque d'acier supérieure. L'appui nord sera monté plus tard.



**Figure F.5 : Montage des appuis mobiles pour la flexion hyperstatique**

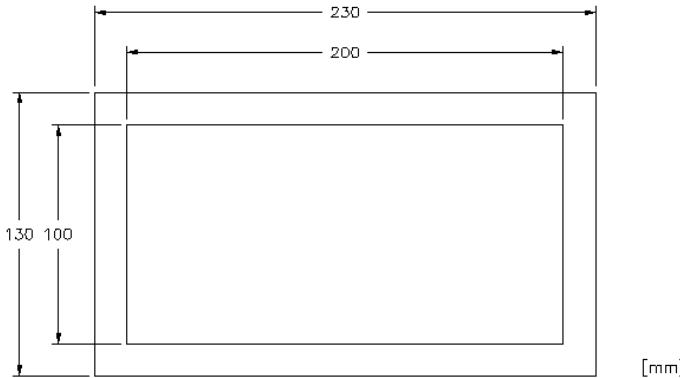
26- Le montage prêt à accueillir une poutre hyperstatique est illustré à la Figure F.6.



**Figure F.6 : Montage de flexion hyperstatique avant l'installation d'une poutre**

### F.3 INSTALLATION D'UN SPECIMEN

- 27- Construire, à l'aide de styrémousse, cinq « moules» ayant les dimensions spécifiées à la Figure F.7. L'épaisseur des styrémousses doit être d'environ 20 mm. Ces moules serviront à l'application de l'ultracal.



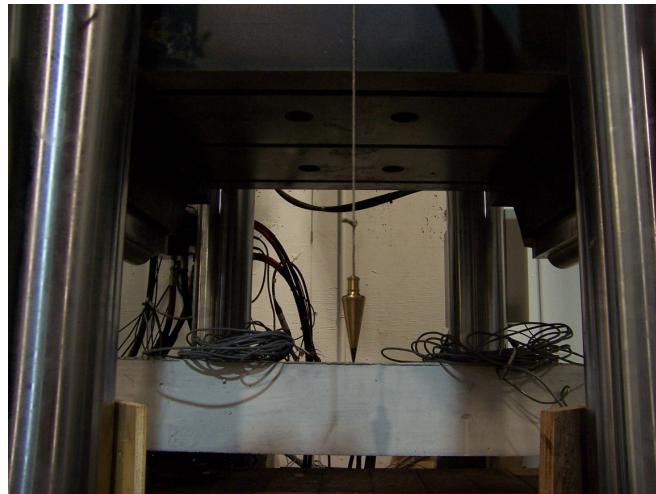
**Figure F.7 : Dimensions d'un moule de styrémousse**

- 28- Amener la poutre sous la presse à l'aide d'un chariot en passant par-dessus la plaque d'acier de l'appui nord (Figure F.8).



**Figure F.8 : Positionnement de la poutre hyperstatique**

- 29- Enligner le centre de la poutre avec le centre de la plaque de transfert à l'aide d'un pendule (Figure F.9).



**Figure F.9 : Utilisation d'un pendule pour enigner la poutre**

30- Attacher la poutre à la plaque de transfert à l'aide de sangles (Figure F.10) et relever la traverse mobile pour libérer le chariot.



**Figure F.10 : Utilisation de sangles pour soulever la poutre hyperstatique**

- 31- Terminer le montage de l'appui mobile nord et s'assurer que les rouleaux des appuis mobiles sont verrouillés
- 32- Au centre des plaques supérieures des appuis mobiles, positionner une cellule de charge 1000 kN.
- 33- Au centre de l'appui fixe, positionner une cellule de charge 866 kN à tête sphérique.

34- Sur chacune des cellules de charge, déposé une plaque d'acier ayant pour dimensions 200 mm x 100 mm x 15 mm.

35- Installer les moules de styrémousse aux plaques d'appuis d'acier tel qu'illustré à la Figure F.11.



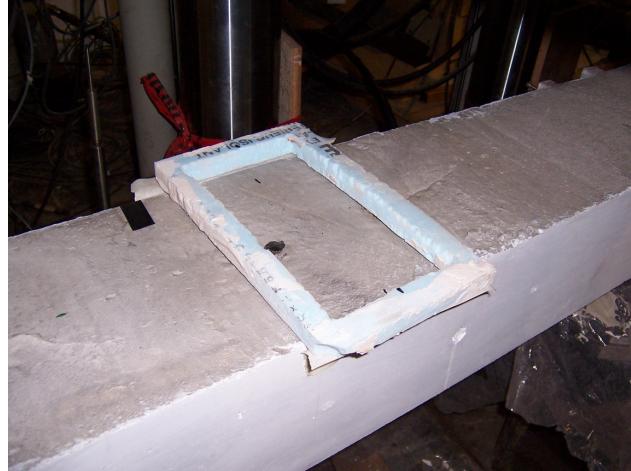
**Figure F.11 : Positionnement du moule de styrémousse sur une cellule de charge**

36- Préparer l'ultracal pour qu'elle ne soit ni trop liquide, ni trop solide et la verser à l'intérieur des moules de styrémousse. Les moules doivent contenir suffisamment d'ultracal pour recouvrir entièrement les plaques d'acier.

37- Abaisser lentement la poutre jusqu'à ce qu'un contact complet avec l'ultracal aux trois appuis soit effectué. Attendre que l'ultracal soit pâteux au touché et descendre complètement la poutre sur les appuis.

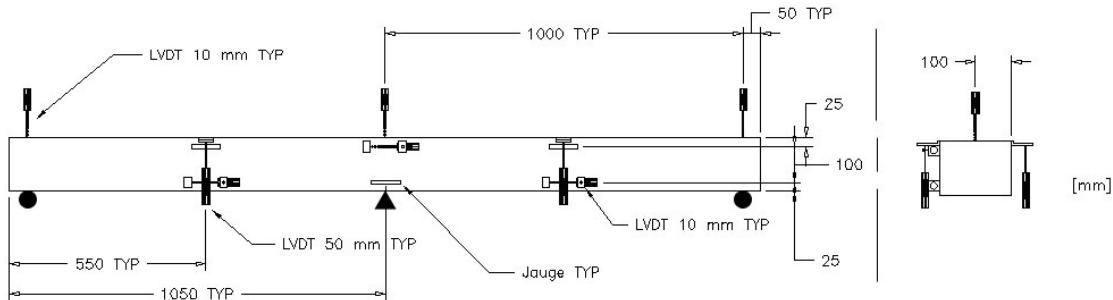
38- Retirer les sangles et monter la traverse mobile de manière à faciliter les opérations manuelles sur la face supérieure de la poutre.

39- Positionner les deux derniers moules de styrémousse sur le dessus de la poutre à 550 mm et 1550 mm, tel qu'illustré à la Figure F.12.

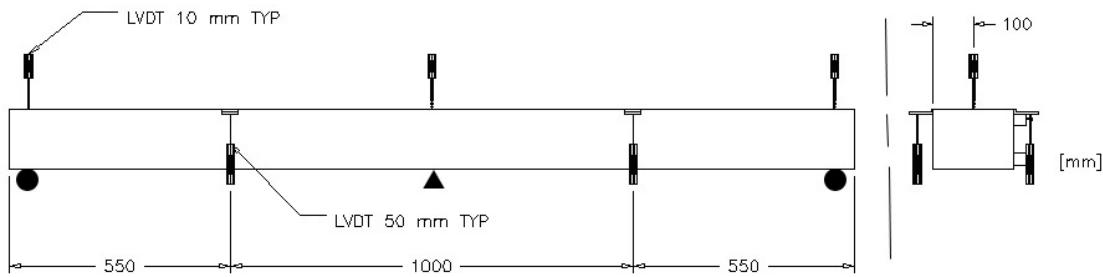


**Figure F.12 : Positionnement du moule de styracal sur la poutre**

- 40- Préparer de l'ultracal et verser à l'intérieur des moules jusqu'à ce que le béton soit complètement couvert.
- 41- Placer une plaque d'acier ayant les dimensions suivante à l'intérieur de chacun des moules, sur l'ultracal : 200 mm x 100 mm x 15 mm.
- 42- À l'aide d'un niveau, s'assurer que les plaques d'acier sont bien à niveau avant que l'ultracal ait eu le temps de sécher.
- 43- Placer les différents LVDT selon les Figures F.13 et F.14.



**Figure F.13 : Position de l'instrumentation pour la face EST**



**Figure F.14 : Position de l'instrumentation pour la face OUEST**

- 44- Relier les différents LVDT et la jauge au système d'acquisition.
- 45- Relever complètement le vérin
- 46- Abaisser la traverse mobile jusqu'à ce qu'il y ait un jeu d'environ 2-3 mm entre les rouleaux d'application de la charge et les plaques de transfert d'acier de la poutre.
- 47- Faire le zéro de la charge et des LVDT au système d'acquisition.
- 48- Démarrer l'acquisition des données
- 49- Abaisser le vérin manuellement en mode CLC jusqu'à ce qu'il y ait contact avec la plaque d'acier. Ce mode bloque le vérin une fois que le contact avec la poutre est établi, empêchant ainsi tout accident pouvant ruiner l'essai.
- 50- Déverrouillé les rouleaux des appuis et retirer les blocs de bois.
- 51- Démarrer l'essai.

## ANNEXE G

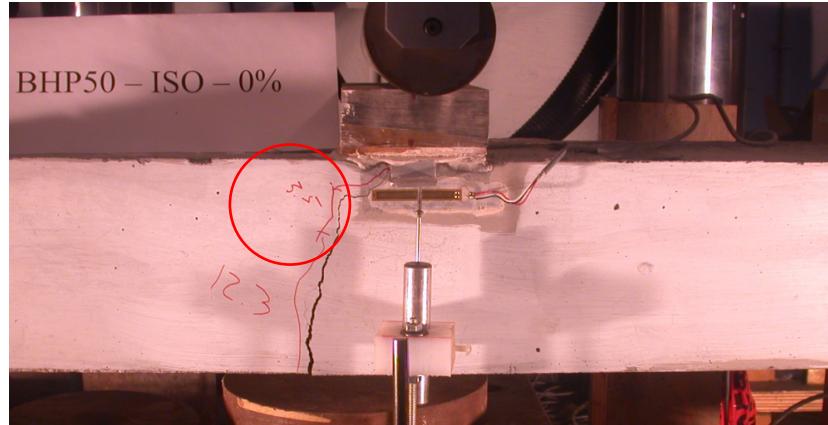
### OBSERVATIONS EXPERIMENTALES DES ESSAIS DE FLEXION

Cette annexe présente les conditions dans lesquelles se sont déroulés les essais de flexion. Nous aborderons plus précisément les observations particulières faites durant les essais, les modes de ruptures observés ainsi que la fissuration. Lorsque la distance entre les fissures sera constante, nous donnerons l'espacement moyen. Lorsque la distance entre les fissures variera de manière importante, nous donnerons plutôt l'espacement entre chacune des fissures.

#### G.1 BHP50 ISOSTATIQUE

##### G.1.1 Poutre ayant un taux de renforcement de 0 %

L'essai de flexion sur poutre de BHP50 sans renforcement s'est très bien déroulé. Plusieurs fissures de retrait ont été observées avant le début de l'essai. Une seule fissure s'est développée et la rupture est survenue en flexion. Lorsque la fissure a atteint la hauteur de l'ancrage du crochet de la poutre, nous avons remarqué que le cheminement de la fissure changeait brusquement de direction pour devenir parallèle à l'ancrage du crochet (Figure G.1). Une fois la rupture atteinte, nous avons pu remarquer que la fissure suivait bel et bien l'ancrage (Figure G.2). Étant donné l'influence de ce crochet sur la fissuration, il faudra en tenir compte dans l'analyse des résultats. Il est probable que la rupture aurait été beaucoup plus soudaine n'eut été la présence de cette barre.



**Figure G.1 : Fissuration de la poutre BHP50  $\rho = 0 \%$**



**Figure G.2 : Crochet agissant comme renforcement dans la poutre de BHP50  $\rho = 0 \%$**

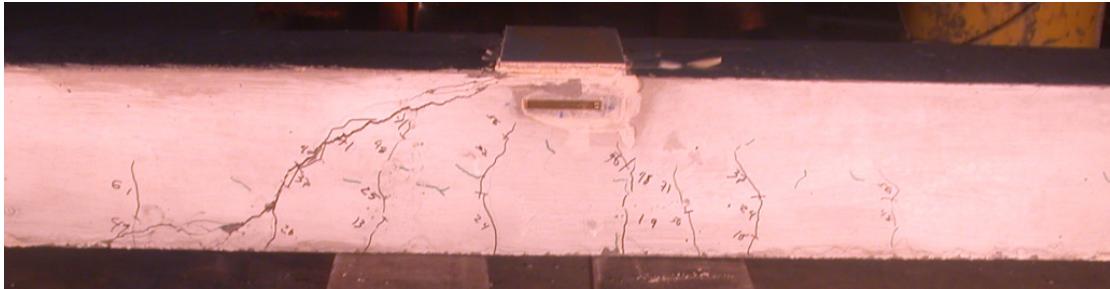
### G.1.2 Poutre ayant un taux de renforcement de 0,5 %

Cet essai s'est très bien déroulé. Plusieurs fissures de retrait ont pu être observées avant le début de l'essai. La rupture s'est produite en flexion. On a relevé huit fissures espacées d'environ 85 mm les unes des autres.

### G.1.3 Poutre ayant un taux de renforcement de 1,0 %

Encore une fois, l'essai s'est déroulé sans problème. Des fissures de retrait ont été observées avant le début de l'essai. Lors de l'essai, nous avons d'abord observé une plastification de l'acier d'armature en flexion (plateau plastique dans la courbe de résultats) suivie d'une rupture en

cisaillement. En effet, un peu avant la plastification de l'armature en flexion, des fissures de cisaillement se sont développées et ont causées la rupture de la poutre peu de temps après la plastification de l'armature. On a dénombré au final huit fissures ayant un espacement moyen de 85 mm. La Figure G.3 montre la fissuration finale de la poutre.

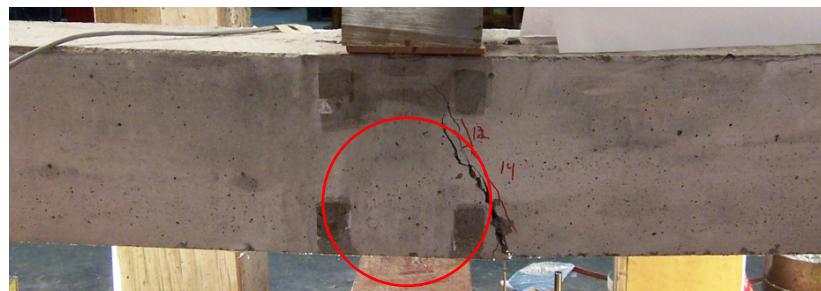


**Figure G.3 : Patron de fissuration de la poutre BHP50  $\rho = 1,0 \%$**

## G.2 BRF50 ISOSTATIQUE

### G.2.1 Poutre ayant un taux de renforcement de 0 %

L'installation de la poutre s'est faite sans problème. Plusieurs petites fissures de retrait ont pu être observées sur la poutre avant l'essai. Une seule fissure s'est développée durant l'essai, mais elle ne passe pas dans la zone couverte par le LVDT servant à la caractérisation de la courbure (Figure G.4). Il faudra donc en tenir compte lors de l'analyse de la courbure une fois le moment de fissuration atteint.



**Figure G.4 : Fissuration de la poutre BRF50  $\rho = 0 \%$**

### **G.2.2 Poutre ayant un taux de renforcement de 0,5 %**

Tout s'est bien déroulé pour cet essai. Encore une fois, des fissures associées au retrait ont pu être observées sur les faces de la poutre avant l'essai. La rupture s'est produite en flexion et on a compté huit fissures à la base dont certaines se sont ramifiées lorsqu'elles se rapprochaient de la fibre en compression. La distance moyenne entre les fissures était de 72 mm.

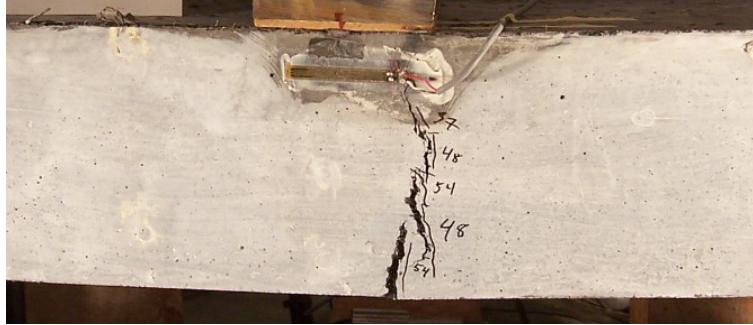
### **G.2.3 Poutre ayant un taux de renforcement de 1,0 %**

L'essai de flexion s'est bien déroulé. Des fissures de retrait ont été observées avant le début de l'essai. Toutefois, nous avons éprouvé des problèmes avec la jauge de déformation. En effet, les données recueillies par la jauge ne semblent pas constantes, nous donnant d'importants sauts dans les valeurs lues. L'analyse de la courbure devra donc se faire en conséquence. La rupture est survenue en flexion et nous avons observé 11 fissures espacées de 60 mm.

## **G.3 BFUP120 ISOSTATIQUE**

### **G.3.1 Poutre ayant un taux de renforcement de 0 %**

L'installation de la poutre s'est faite sans problème. Nous n'avons pas observé de fissures pouvant être associées au retrait avant le début de l'essai. Il a été impossible de localiser visuellement la ou les fissures avant d'atteindre une charge de 48 kN. De plus, nous avons commencé à entendre l'arrachement des fibres à partir de 55 kN. La rupture est survenue en flexion et une seule fissure a été notée. Il est intéressant de noter que cette fissure ne semble pas continue (Figure G.5). Une hypothèse pour expliquer ce phénomène est l'effet du « multi-branching » où les fibres font en sorte que plusieurs fissures se forment plutôt qu'une seule. L'ouverture des fissures n'est alors pas nécessairement continue.

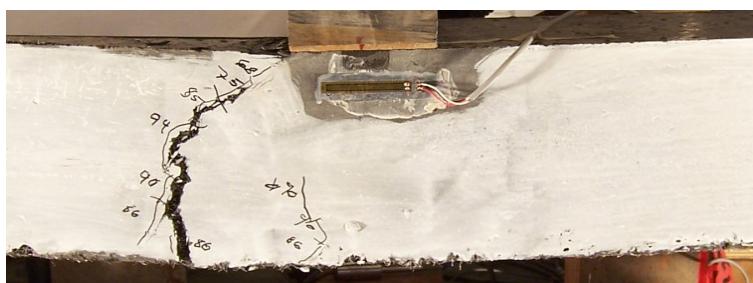


**Figure G.5 : Fissuration discontinue de la poutre BFUP120  $\rho = 0 \%$**

À nouveau, la fissure ne s'est pas formée à l'intérieur la zone couverte par le LVDT captant la courbure de la poutre. Il faudra donc tenir compte de ce point lors de l'analyse de la courbure de la poutre.

### G.3.2 Poutre ayant un taux de renforcement de 0,5 %

Le positionnement de la poutre s'est effectué sans problème. Aucune fissure de retrait n'a été observée avant le début de l'essai. Lors de la fissuration initiale de la poutre, il nous a été impossible d'identifier visuellement la fissure. Les premières fissures visibles à l'œil ont été observées à 86 kN, soit juste un peu avant la rupture en flexion. On a dénombré seulement trois fissures visibles dont deux qui se rejoignent pour n'en former qu'une seule. De plus, la fissure gouvernante n'a pas passé par la zone couverte par le LVDT visant à caractériser la courbure. La fissuration de la poutre est montrée à la Figure G.6.



**Figure G.6 : Fissuration de la poutre BFUP120  $\rho = 0,5 \%$**

### **G.3.3 Poutre ayant un taux de renforcement de 1,0 %**

L'installation de la poutre s'est bien déroulée. Nous n'avons pas observé de fissure reliée au retrait avant le début de l'essai. La première fissure visible a été observée pour une charge de 85 kN. La rupture est survenue en flexion et on a dénombré un total de cinq fissures visibles à l'œil ayant un espacement moyen de 120 mm. La fissure gouvernante n'a pas traversé la zone couverte par le LVDT. De plus, cette fissure a coupé la jauge de déformation lorsque la charge a atteint 117 kN. Il faudra donc tenir compte de ces deux facteurs lors de l'analyse de la courbure.

## **G.4 BHP50 HYPERSTATIQUE**

### **G.4.1 Poutre ayant un taux de renforcement de 0 %**

L'installation du spécimen s'est effectuée sans problème. Des fissures de retrait ont été observées le long de la poutre. Lors de l'essai, des fissures ont été observées presque au même instant au centre de la poutre (appui central) et au centre de la travée nord. Aucune fissure n'a été aperçue à la travée sud. À la fin de l'essai, nous avons dénombré qu'une seule fissure à l'appui central, de même qu'une seule fissure à la travée nord. De plus, aucune de ces fissures n'a traversé la zone couverte par un LVDT. La courbure devra donc être analysée en conséquence.

### **G.4.2 Poutre ayant un taux de renforcement de 0,5 %**

Nous avons eu des problèmes lors de l'installation de cette poutre. En effet, la poutre ne semblait pas parfaitement droite, ce qui a occasionné des problèmes de contact lors de la descente de la poutre sur ses appuis. La poutre pouvait ainsi faire contact avec deux appuis, mais pas avec le troisième. Nous avons dû recommencer l'installation à partir du début en s'assurant d'utiliser une plus grande quantité d'Ultracal sur les plaques d'appuis. Bien que le problème semblait réglé, nous avons eu des difficultés lors de l'essai. Ainsi au début de l'essai, les cellules captant la réaction des extrémités de la poutre nous indiquaient une charge alors que la cellule du centre ne transmettait rien, indiquant un mauvais contact entre la poutre et l'appui. Plus tard au cours de l'essai, la flèche a permis à la poutre de faire contact avec l'appui central. Malheureusement, ce problème d'appuis n'a été décelé qu'après l'essai.

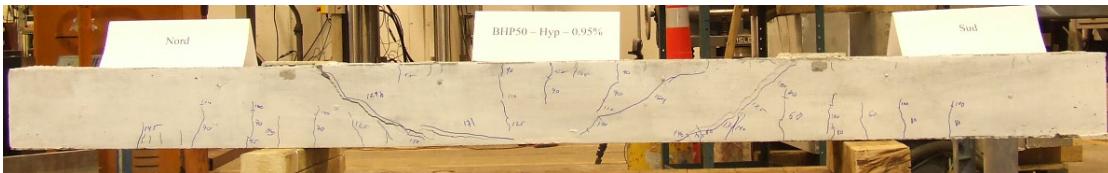
On a observé avant le début de l'essai beaucoup de fissurations liées au retrait. De plus, la première fissure visible à l'œil a été aperçue à la travée nord pour une charge de 45 kN. Ensuite, à l'appui central à 48 kN. Aucune fissure au centre n'a traversé par la zone couverte par le LVDT caractérisant la courbure. On a noté toutefois des fissures passant par la zone des LVDT pour chacun des centres des travées. La rupture est survenue en cisaillement à la travée sud. On a dénombré cinq fissures de flexion pour chacune des travées et deux fissures de flexion au centre de la poutre. On a observé également une fissure de cisaillement à la travée sud. La distance moyenne des fissures de flexion à la travée nord est de 90 mm et de 61 mm à la travée sud. La distance séparant les deux fissures au centre est de 160 mm. La Figure G.7 montre la fissuration de la poutre.



**Figure G.7 : Fissuration de la poutre BHP50  $\rho = 0,5 \%$**

#### G.4.3 Poutre ayant un taux de renforcement de 1,0 %

La poutre a été installée sans problème. De la fissuration associée au retrait a été observées sur les faces longitudinales de la poutre. La première fissure de flexion a été observée au centre de la travée nord à 45 kN. La première fissure à l'appui central a, quant à elle, été observée à environ 60 kN. La rupture est survenue en cisaillement à la travée nord. On a dénombré quatre fissures de flexion au centre espacées de 68 mm, cinq fissures de flexion à la travée nord espacées de 82 mm, cinq fissures de flexion à la travée sud espacées de 73 mm et 2 fissures de cisaillement pour chacune des deux travées. La Figure G.8 montre la fissuration de cette poutre.



**Figure G.8 : Fissuration de la poutre BHP50  $\rho = 1,0 \%$**

## G.5 BRF50 HYPERSTATIQUE

### G.5.1 Poutre ayant un taux de renforcement de 0 %

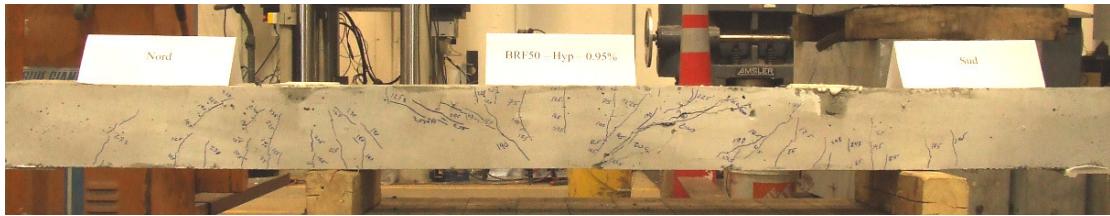
L'installation s'est faite sans problème. Nous avons observé plusieurs fissures dues au retrait. La rupture est survenue en flexion à la travée nord. Une seule fissure a été relevée à cette travée. Pour ce qui est de l'appui central, on a noté trois fissures espacées de 90 mm et 20 mm.

### G.5.2 Poutre ayant un taux de renforcement de 0,5 %

Le positionnement de la poutre s'est fait convenablement. Plusieurs fissures de retrait ont été observées avant le début de l'essai. Au cours du chargement de la poutre, des fissures de cisaillement ont été notées à 70 kN ainsi qu'à 72,5 kN. La rupture s'est d'abord produite en flexion et a été suivie d'une rupture en cisaillement. À l'appui central, on a compté quatre fissures de flexion espacées de 30 mm, 125 mm et 30 mm. On a relevé six fissures de flexion à la travée nord et sept fissures de flexion à la travée sud. L'espacement moyen des fissures est de 70 mm au nord et de 53 mm au sud.

### G.5.3 Poutre ayant un taux de renforcement de 1,0 %

La poutre a été installée sans problème. Plusieurs fissures de retrait étaient apparentes sur les faces de la poutre avant le début de l'essai. Tout comme la poutre précédente, la plastification des armatures est survenue en flexion (plateau plastique sur la courbe de résultats) et a été rapidement suivie d'une rupture en cisaillement. Les fissures de cisaillement ont été aperçues lorsque la charge avoisinait 100 kN. À cet instant, nous n'avions toujours pas plastifié l'armature en flexion. À la fin de l'essai, on a dénombré quatre fissures de flexion au centre de la poutre ainsi que quatre fissures de cisaillement. L'espacement moyen des fissures au centre de la poutre est de 80 mm. On compte neuf fissures de flexion à la travée nord ainsi qu'à la travée sud. L'espacement moyen de ces fissures est de 60 mm au nord et de 50 mm au sud. La figure suivante montre la fissuration de cette poutre.



**Figure G.9 : Fissuration de la poutre BRF50  $\rho = 1,0 \%$**

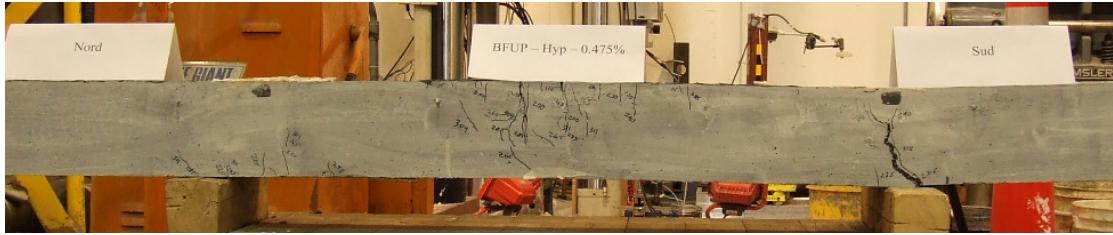
## G.6 BFUP120 HYPERSTATIQUE

### G.6.1 Poutre ayant un taux de renforcement de 0 %

L'installation s'est bien déroulée. Nous n'avons pas observé de fissures de retrait avant le début de l'essai. La plastification de l'armature de la poutre est survenue en flexion à la travée sud. En effet, seule cette travée a fissuré (une seule fissure). La travée nord n'a pas présenté de fissure et trois fissures se sont développées à l'appui central. La distance entre chacune des fissures de l'appui central est de 65 mm. De plus, pour la travée sud, la fissure n'a pas traversé la zone couverte par le LVDT captant la courbure. L'analyse devra donc se faire en conséquence.

### G.6.2 Poutre ayant un taux de renforcement de 0,5 %

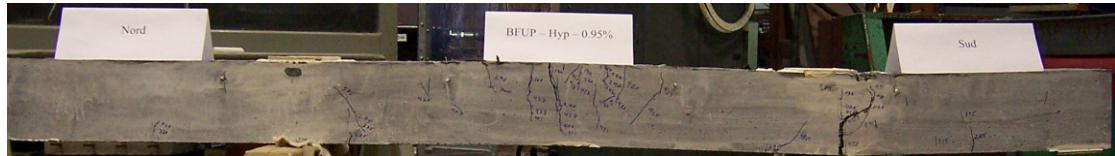
Nous n'avons eu aucun problème lors de l'installation de la poutre. Également, nous n'avons pas observé de fissure de retrait. Lors de l'essai, on a observé beaucoup de fissurations à l'appui central ainsi qu'à la travée nord. Cependant, très peu de fissures se sont développées à la travée sud. La rupture est survenue à la travée sud en flexion. Les fissures de la travée nord se sont alors refermées et une fissure importante s'est ouverte à la travée sud. Nous avons compté 10 fissures à l'appui central avec un espacement moyen de 40 mm. Pour la travée nord, cinq fissures se sont formées avec un espacement moyen de 50 mm. Finalement, seulement trois fissures étaient visibles à la travée sud avec un espacement moyen de 50 mm. La figure suivante montre la fissuration de la poutre.



**Figure G.10 : Fissuration de la poutre BFUP120  $\rho = 0,5 \%$**

### G.6.3 Poutre ayant un taux de renforcement de 1,0 %

La mise en place de la poutre s'est déroulée sans problème. De plus, nous n'avons pas observé de fissure de retrait sur les faces de la poutre avant le début de l'essai. Nous avons observé moins de fissures lors de cet essai comparativement à la poutre ayant un renforcement de 0,5 %. Au centre, nous avons dénombré huit fissures avec un espacement moyen de 65 mm. À la travée nord, nous avons observé un total de trois fissures espacées de 275 mm et 95 mm. À la travée sud, nous avons compté quatre fissures espacées d'environ 115 mm. La rupture s'est produite en flexion à la travée sud. Lors de la rupture, les fissures de la travée nord se sont refermées. La Figure G.11 montre la fissuration de cette poutre.



**Figure G.11 : Fissuration de la poutre BFUP120  $\rho = 1 \%$**

## ANNEXE H

### **ÉTABLISSEMENT DES LOIS DE COMPORTEMENT**

#### **H.1 ÉTABLISSEMENT DES LOIS DE COMPORTEMENT**

Cette annexe a pour objectif de présenter la méthodologie menant à la définition d'une loi de comportement, de même qu'à la présentation des lois de comportement utilisées.

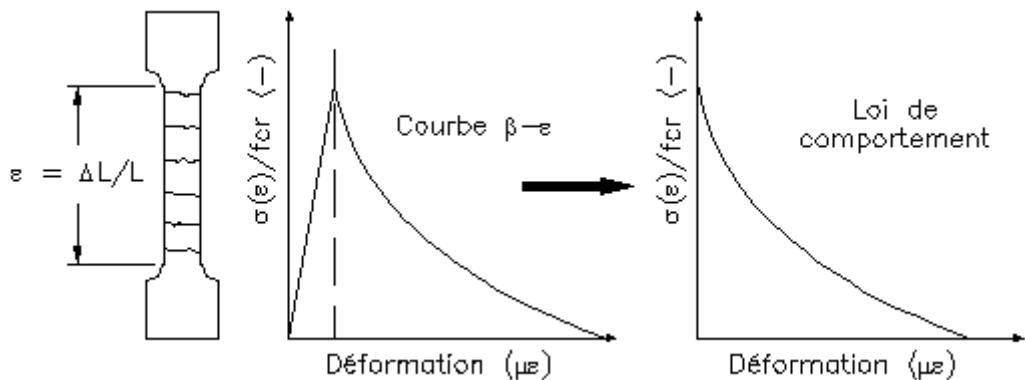
##### **H.1.1 Passage d'une courbe $\beta$ - $\varepsilon$ vers une loi de comportement**

La section 3.8 défini les courbes  $\beta$ -  $\varepsilon$  pour les différents bétons testés. Tel qu'illustré à la Figure 5.1, la loi de comportement en traction doit être définie comme une courbe de la contrainte normalisée reprise par le béton en fonction de la déformation. Toutefois, avant d'utiliser directement les résultats présentés à la section 3.8, il faut comprendre ce que les déformations dans ces courbes représentent vraiment.

###### **H.1.1.1 Loi de comportement avec raidissement en traction, BHP50**

Dans les spécimens armés de traction directe du BHP50, le déplacement lu est divisé par la longueur de la plage couverte par les LVDT. Ceci donne la déformation moyenne du spécimen sur cette plage. Une courbe de raidissement en traction est, par définition, une courbe donnant la charge reprise par le béton en fonction de la déformation moyenne du béton. Cette déformation

moyenne inclut l'ouverture de fissures ainsi que la déformation du béton participant à la reprise de charge entre deux fissures. Lorsque la charge reprise par le béton devient nulle, nous avons plastification de l'armature. La courbe de raidissement en traction arrête donc à ce point. Donc, étant donné qu'une courbe de raidissement en traction nous donne la déformation moyenne du béton, cette déformation est indépendante de la longueur de la plage de lecture du déplacement. En d'autres termes, pour un spécimen armé en traction ayant une section constante et une longueur infinie, la déformation  $\varepsilon$  lue (à ne pas confondre avec le déplacement  $\Delta L$  lu) par un LVDT couvrant une plage de 500 mm devrait être à peu près la même que la déformation obtenue d'un LVDT couvrant une plage de 2000 mm. Ainsi, pour un spécimen de béton armé sans fibres, la loi de comportement peut être définie en utilisant une courbe  $\beta - \varepsilon$  telle que présentée à la section 3.9, pourvu d'y enlever la déformation élastique. La figure H.1 illustre la procédure à suivre pour obtenir la loi de comportement.

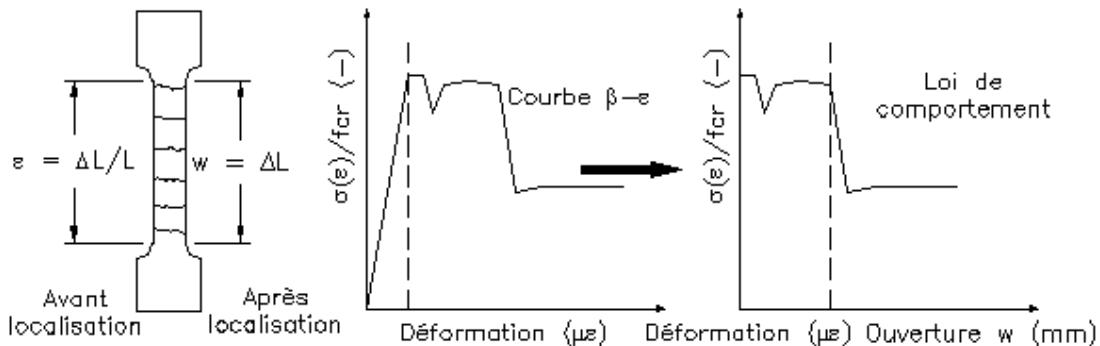


**Figure H.1 : Définition d'une loi de comportement avec raidissement en traction pour un béton sans fibre (BHP50)**

Le spécimen de traction à la gauche montre la plage sur laquelle est mesurée la déformation et la façon dont la fissuration se développe. Ici la déformation est égale à l'élongation divisée par la longueur initiale. Le graphique au centre montre la courbe  $\beta - \varepsilon$  telle que présentée au chapitre 3. La courbe de droite est la loi de comportement décrivant le comportement du béton une fois la fissuration amorcée. On voit sur cette courbe que la déformation pour laquelle se produit la localisation de la fissuration prend la valeur 0  $\mu\epsilon$  dans la loi de comportement.

### H.1.1.2 Loi de comportement avec raidissement en traction, BRF50

Pour un béton armé renforcé de fibres (BRF50), l'obtention d'une loi de comportement est légèrement différente. Tout comme ce fut le cas pour le BHP50, la déformation lue, lors d'un essai de traction directe, est la déformation moyenne du béton incluant l'ouverture de fissure, ainsi que la déformation du béton entre deux fissures. Toutefois, lorsque l'acier plastifie, la fissure au droit de cette plastification continue de reprendre une partie de l'effort. Le déplacement lu devient alors principalement l'ouverture  $w$  de la fissure au droit de la plastification de l'acier d'armature. Étant donné que l'ouverture de fissure  $w$  est un phénomène localisé, la déformation obtenue en divisant le déplacement par rapport à la longueur de la plage de lecture va varier selon la longueur de la plage de lecture. Ainsi, une petite plage va entraîner une grande déformation alors qu'une grande plage va entraîner une petite déformation. C'est pourquoi, dans la loi de comportement, on doit différencier le comportement avant et après la localisation de la fissuration. Ainsi, avant la plastification, nous utiliserons la déformation telle qu'obtenue en divisant le déplacement par la longueur de la plage de lecture. Après plastification, nous utiliserons le terme  $\Delta w$  plutôt que d'utiliser la déformation. Ceci nous permettra de présenter une loi indépendante de la plage de lecture. La Figure H.2 illustre la procédure d'obtention d'une loi de comportement pour un spécimen de béton armé avec fibres.



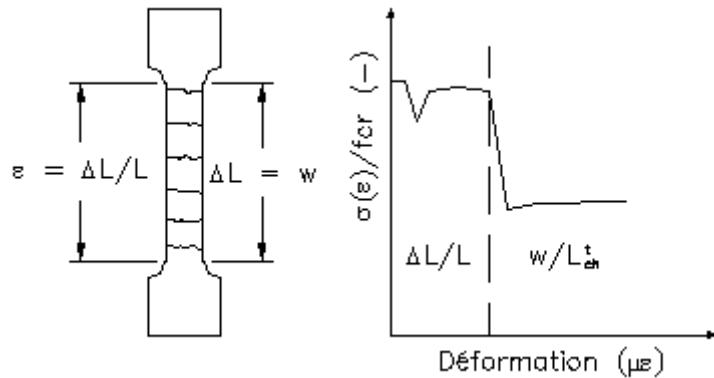
**Figure H.2 : Définition d'une loi de comportement avec raidissement en traction pour un béton avec fibres présentant un comportement adoucissant (BRF50)**

La Figure H.2 propose une méthode permettant d'obtenir une loi de comportement indépendante de la plage de lecture. Toutefois, pour ce faire, une partie de la courbe doit être exprimée en ouverture de fissure. Le spécimen de traction de gauche montre qu'avant la localisation de la

fissuration, les LVDT transmettent un déplacement qui doit être utilisé comme une déformation. Après la localisation, une seule fissure s'ouvre. C'est pourquoi à ce moment le déplacement doit être utilisé comme une ouverture de fissure. Or, le logiciel ATENA requiert une loi de comportement exprimée en fonction d'une déformation seulement. C'est ici que le paramètre  $L_{ch}^t$  devient important. Ainsi, en divisant l'ouverture  $w$  de la loi de comportement par  $L_{ch}^t$  on obtient une déformation. L'équation H.1 illustre cette opération.

$$(H.1) \quad \frac{w}{L_{ch}^t} = \varepsilon$$

La Figure H.3 illustre la loi de comportement telle qu'utilisée dans ATENA.



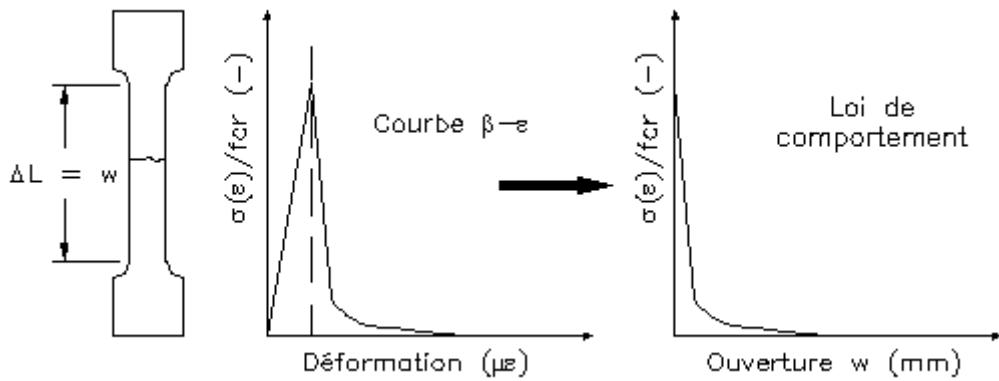
**Figure H.3 : Loi de comportement pour le BRF50 armé telle qu'utilisée par ATENA**

La fonction exacte du paramètre  $L_{ch}^t$  et sa valeur numérique idéale est abordées en profondeur à la section 5.6.

#### H.1.1.3 Loi de comportement sans raidissement en traction, BHP50 et BRF50

Pour ce qui est des spécimens non armés de BHP50 et de BRF50, les essais de traction directe n'ont permis de développer qu'une seule fissure. Étant donné qu'aucune armature n'est présente dans ces spécimens, le déplacement du béton fissuré est négligeable par rapport à l'ouverture de la fissure. Ainsi, le déplacement lu par les LVDT peut être considéré comme une ouverture de fissure. Tout comme ce fut le cas pour les spécimens de BRF50 armé, le déplacement associé à

l'ouverture de fissure  $w$  devient problématique lorsque vient le temps de calculer la déformation. Étant donné que l'ouverture de fissure est un phénomène local, l'utilisation d'une valeur  $L_{ch}^t$  devient nécessaire. La Figure H.4 montre le passage d'un essai de traction directe vers une loi de comportement donné en fonction de l'ouverture de fissure  $w$ .

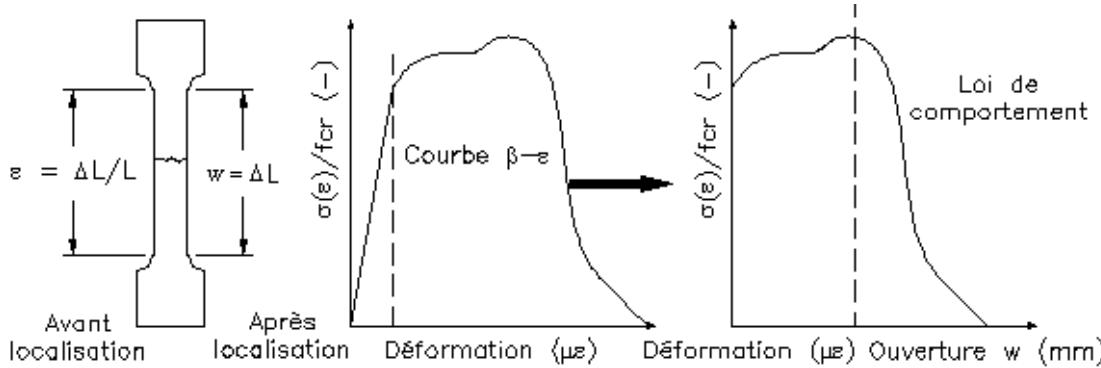


**Figure H.4 : Définition d'une loi de comportement sans raidissement en traction pour un béton au comportement adoucissant (BHP50, BRF50)**

L'utilisation de ces lois dans ATENA se fait en transformant la loi de comportement afin d'obtenir une reprise de contrainte normalisée en fonction de la déformation. L'équation H.1 permet de passer d'une ouverture de fissure  $w$  vers une déformation  $\varepsilon$ .

#### H.1.1.4 Loi de comportement avec et sans raidissement en traction, BFUP120

Le BFUP120 se distingue des deux autres types de béton de par son comportement écrouissant-adoucissant (Denarie, 2004). Le passage d'une courbe  $\beta - \varepsilon$  vers une loi de comportement se fait de manière similaire à l'obtention d'une loi de comportement pour un BRF50 armé et ce, autant pour le BFUP120 armé que non armé. Ainsi, la partie écrouissante de la courbe est définie comme une déformation pure, indépendante de la longueur de la plage de lecture. La partie adoucissante de la courbe est donnée par une ouverture de fissure. La Figure H.5 illustre le passage d'une courbe  $\beta - \varepsilon$  vers une loi de comportement.



**Figure H.5 : Définition d'une loi de comportement avec ou sans raidissement en traction pour un béton avec fibres présentant un comportement écrouissant-adoucissant (BFUP120)**

Encore une fois, le passage d'une loi de comportement tel que défini à la Figure H.5 vers une loi de comportement utilisable dans ATENA se fait en transformant l'ouverture de fissure  $w$  en déformation  $\varepsilon$  à l'aide du paramètre  $L_{ch}^t$  (Figure H.3).

### H.1.2 Lois de comportement

Maintenant qu'il a été vu comment les lois de comportement sont définies, les lois de comportement telles qu'obtenues des essais de traction directe (chapitre 3) peuvent être présentées numériquement. Certaines lois, où la localisation de la fissuration ne s'effectue pas directement lorsque la contrainte de fissuration est atteinte, sont présentées en déformation et en ouverture de fissure. Pour séparer la déformation de l'ouverture de fissure dans les tableaux, une double ligne est utilisée. Par exemple,  $\varepsilon // \Delta w$  signifie que les valeurs numériques situées au dessus des doubles lignes dans le tableau sont des déformations. Les valeurs sous les doubles lignes sont des ouvertures de fissures. De cette façon, les lois de comportement peuvent être présentées de manière indépendante de la valeur  $L_{ch}^t$  choisie.

#### H.1.2.1 Lois de comportement du BHP50

Les lois de comportement donnant la charge normalisée par rapport à l'ouverture de fissure pour un béton avec et sans raidissement en traction sont données dans le Tableau H.1.

**Tableau H.1 : Loi de comportement du BHP50**

sans raidissement		avec raidissement	
$\sigma(w)/f_t$ (-)	w (mm)	$\sigma(w)/f_t$ (-)	$\varepsilon$ ( $\mu\varepsilon$ )
1	0	1	0
0.144	0.053	0.735	403
0.065	0.126	0.404	1203
0	0.379	0	2500

#### H.1.2.2 Lois de comportement du BRF50

Les lois de comportement du BRF50 avec et sans raidissement en traction sont données au Tableau H.2.

**Tableau H.2 : Loi de comportement du BRF50**

sans raidissement		avec raidissement	
$\sigma(w)/f_t$ (-)	w (mm)	$\sigma(w)/f_t$ (-)	$\varepsilon // \Delta w$ ( $\mu\varepsilon$ ) // (mm)
1	0	1	0
0.8	0.158	1	372
0.95	0.364	0.861	510
0.95	0.586	0.968	866
0.7	1.286	0.937	1286
0.56	1.581	0.823	2286
0.38	2.361	0.468	0.257
0.31	3.276	0.487	0.983
0	8.245	0.532	2.391

#### H.1.2.3 Lois de comportement du BFUP120

Les lois de comportement caractérisant le comportement en traction du BFUP120 avec et sans armature sont présentées au Tableau H.3.

**Tableau H.3 : Loi de comportement du BFUP120**

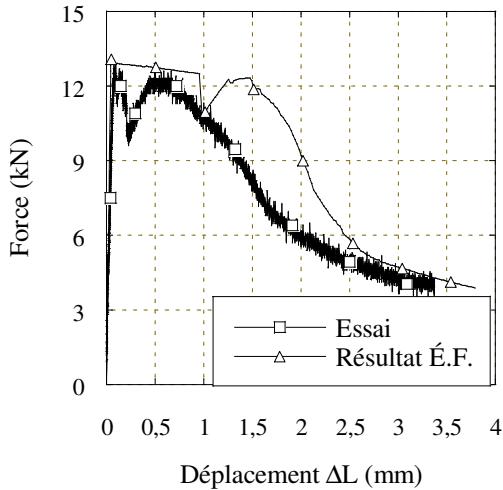
sans raidissement		avec raidissement	
$\sigma(w)/f_t$ (-)	$\epsilon // \Delta w$ ( $\mu\epsilon$ ) // (mm)	$\sigma(w)/f_t$ (-)	$\epsilon // \Delta w$ ( $\mu\epsilon$ ) // (mm)
1	0	1	0
1.173	386	1.127	207
1.241	674	1.153	224
1.39	1520	1.214	1618
<b>1.406</b>	<b>2412</b>	<b>1.137</b>	<b>0.035</b>
1.309	0.26	0.623	0.59
0.962	0.49	0.493	1.645
0.648	0.86		
0.352	1.48		
0.214	2.1		
0	3.06		

### H.1.3 Calibration des lois de comportement sans raidissement en traction

Les lois de comportement présentées à la section H.1.2 proviennent directement des résultats des essais de traction directe. Bien qu'il paraisse logique d'utiliser directement ces lois dans le logiciel ATENA, nous avons remarqué que les lois de comportement des spécimens non armés (sans raidissement en traction) ne donnaient pas de bons résultats. Pour être plus précis, nous avons observé que des problèmes de localisation de fissures survenaient, ce qui se traduit par une fissuration diffuse dans la poutre. Plusieurs éléments se fissurent, mais aucune fissure ne semble se développer, faisant en sorte qu'aucune fissure localisée ne s'ouvre. La déformation calculée aux tenseurs de déformations des éléments ne devient alors jamais assez grande pour permettre de se déplacer bien loin dans la loi de comportement. La contrainte reprise par le béton partout dans la poutre est donc toujours équivalente à la contrainte de fissuration. On se trouve alors à surestimer la capacité de la poutre, ainsi que sa rigidité.

Afin de remédier à ce problème, nous avons fragilisé nos lois de comportement. Nous avons développé une procédure permettant de calibrer nos lois de comportement afin de les rendre compatibles numériquement avec le logiciel ATENA. Cette procédure consiste à reproduire nos essais de traction directe. Puisque nos lois de comportement sont directement issues d'essais de traction, une loi numériquement identique devrait normalement être retrouvée une fois le calcul terminé. La Figure H.4 illustre le résultat d'un calcul par éléments finis d'un spécimen en forme

d'os non armé utilisant la loi de comportement telle que définie au Tableau H.2. Ce résultat est comparé avec le comportement recherché.



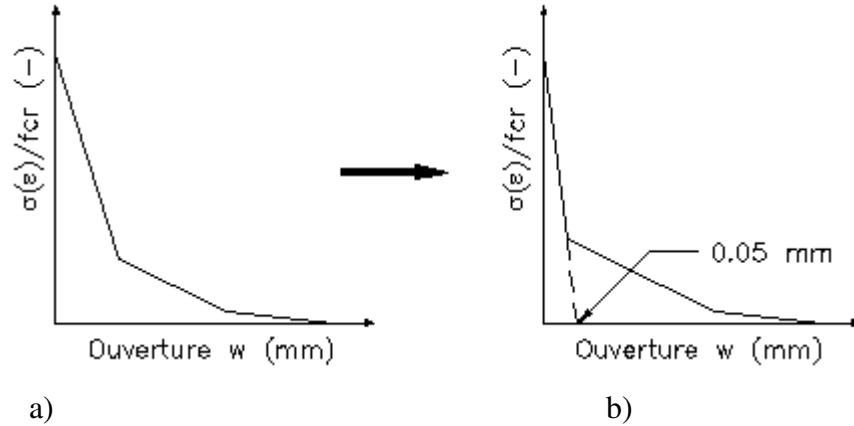
**Tableau H.4 : Comparaison du résultat du calcul par éléments finis avec les résultats de l'essai de traction directe**

On remarque à la figure H.4, pour le calcul par éléments finis, la présence d'un plateau immédiatement après la fissuration du spécimen. Tel qu'expliqué plus haut, ce plateau est causé par un problème de localisation de la fissuration. Ainsi, l'utilisation d'une loi de comportement telle que donnée à la section H.1.2 ne peut pas donner des résultats représentatifs de la réalité. Bien que la calibration de la loi de comportement modifie la loi et, par le fait même, diminue sa représentativité de la réalité, il s'agit d'un compromis acceptable, dans la mesure où le résultat issu du calcul par éléments finis, utilisant la nouvelle loi, représente mieux ce qui a été observé en laboratoire en permettant de localiser plus efficacement la fissuration.

#### H.1.3.1 Procédure de calibration des lois de comportement

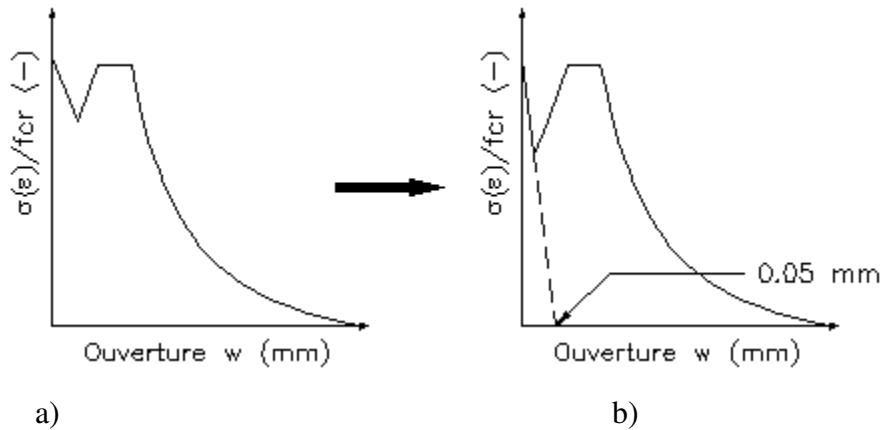
Afin de favoriser la localisation de fissures dans nos modèles numériques, les lois de comportement doivent avoir un comportement plus fragile. Pour arriver à fragiliser nos courbes, nous avons déplacé notre premier point suivant la localisation de fissure de façon à ce que la déformation soit plus faible.

Pour le BHP50 et le BRF50, nous avons supposé que la pente de la droite suivant la fissuration se dirigeait directement vers une ouverture de fissure de 0,05 mm (MacGregor, 2005) en post-fissuration. Nous avons ensuite fait en sorte que le reste de la courbe, qui demeure inchangée, croise la nouvelle pente. Les Figures H.6 et H.7 montrent comment la calibration s'est effectuée pour le BHP50 et le BRF50.



**Figure H.6 : Calibration de la loi de comportement du BHP50 sans raidissement**

a) Loi de comportement initiale, b) loi de comportement calibrée



**Figure H.7 : Calibration de la loi de comportement du BRF50 sans raidissement**

a) Loi de comportement initiale, b) loi de comportement calibrée

On voit, sur ces dernières figures, que seul le premier point suivant la fissuration des spécimens change. Les autres points demeurent inchangés. Les Tableaux H.5 et H.6 donnent les valeurs numériques des lois modifiées.

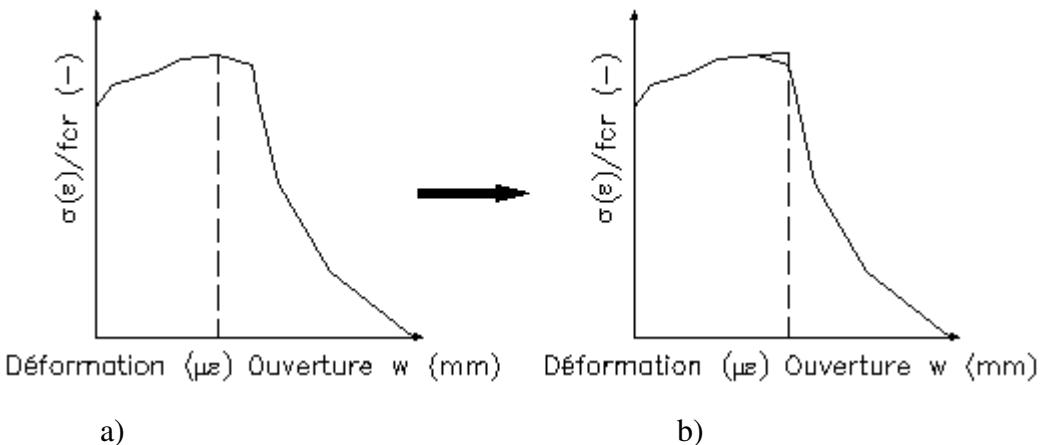
**Tableau H.5 : Loi de comportement calibrée du BHP50 sans raidissement**

$\sigma(w)/f_t$ (-)	w (mm)
1.000	0.000
0.156	0.042
0.065	0.126
0.000	0.379

**Tableau H.6 : Loi de comportement calibrée du BRF50 sans raidissement**

$\sigma(w)/f_t$ (-)	w (mm)
1.000	0.000
0.696	0.015
0.950	0.364
0.950	0.586
0.700	1.286
0.560	1.581
0.380	2.361
0.310	3.276
0.000	8.245

Pour le BFUP120, la calibration est quelque peu différente. Étant donné que ce type de béton présente un domaine d'écrouissage, la pente initiale ne peut se diriger directement vers 0,05 mm. En procédant par essais et erreurs, nous avons déterminé qu'en allongeant un peu le domaine d'écrouissage et en faisant chuter rapidement la contrainte lorsque la phase adoucissante débute, nous pouvions initier la localisation sans modifier de manière importante le comportement du béton. La Figure H.8 illustre la modification apportée à la loi de comportement.



**Figure H.8 :** Calibration de la loi de comportement du BFUP120 sans raidissement

a) Loi de comportement initiale, b) loi de comportement calibrée

On voit, à la Figure H.8a, que la pente suivant la localisation de fissure est faible. Ceci cause un problème de localisation de fissure. La Figure H.8b reméde à ce problème en allongeant légèrement le domaine d'écrouissage, permettant de rendre le début de la pente adoucissante beaucoup plus importante. En procédant ainsi, on règle le problème de localisation de la fissuration, ce qui permet d'obtenir des modèles qui représentent mieux la réalité. Le tableau H.7 présente la loi calibrée du BFUP120.

**Tableau H.7 : Loi de comportement calibrée du BFUP120 sans raidissement**

$\sigma(w)/f_t$ (-)	$\varepsilon // \Delta w$ ( $\mu\varepsilon$ ) // (mm)
1	0
1.173	386
1.241	674
1.39	1520
1.406	2412
1.415	2800
1.309	0.066
0.962	0.296
0.648	0.666
0.352	1.286
0.214	1.906
0	2.866

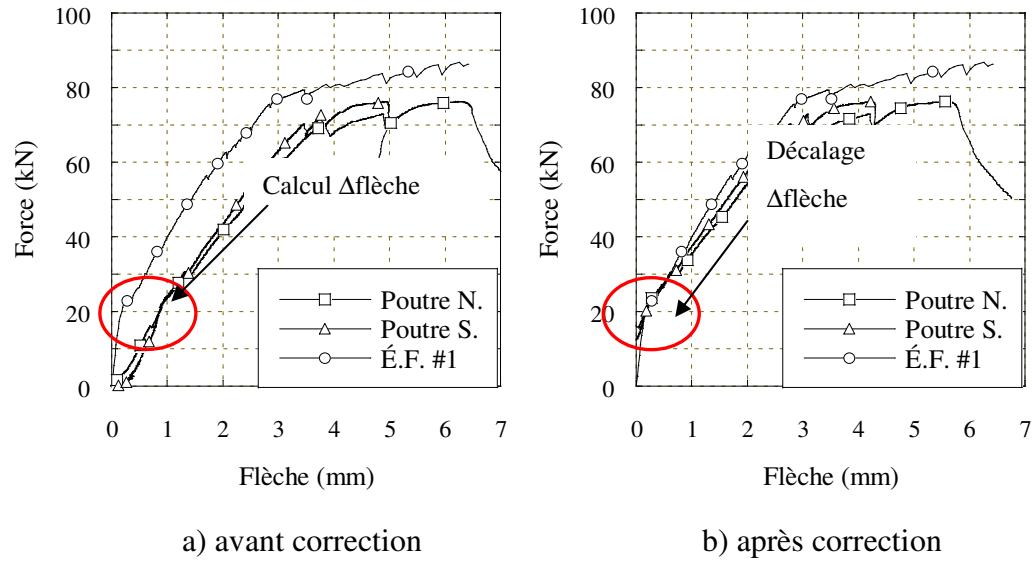
Une fois ces nouvelles lois définies, il faut les valider à l'aide du logiciel ATENA afin de vérifier leur compatibilité ainsi que leur capacité à reproduire correctement le comportement recherché.

## ANNEXE I

### MODIFICATIONS DES COURBES POUR ELIMINER L'EFFET DE TORSION

La majorité des poutres hyperstatiques testées ont subit un endommagement en torsion presque immédiatement après le début des essais. Ceci a fait en sorte d'abaisser la rigidité initiale des poutres. Afin de pouvoir comparer les résultats de ces essais aux résultats des calculs par éléments finis, nous avons effectué une correction aux courbes expérimentales dans le but d'éliminer cette baisse de rigidité en torsion.

Pour effectuer la correction de la torsion, nous avons posé l'hypothèse que la rigidité d'une poutre sans endommagement en torsion, donc la rigidité élastique, devrait donner un comportement similaire à celui calculé à l'aide des éléments finis. Donc, à partir de ce principe, nous avons superposé nos courbes expérimentales à la courbe de résultats du calcul par éléments finis et nous avons mesuré la différence de flèche entre les courbes expérimentales et la courbe des éléments finis. Par la suite, il nous a simplement suffit de décaler les courbes expérimentales de la valeur du déplacement calculé. La Figure I.1 montre comment les valeurs de la poutre hyperstatique de BRF50  $\rho = 0,5 \%$  ont été corrigées.



**Figure I.1 : Correction des courbes force/flèche pour la poutre hyperstatique de BRF50 avec un renforcement de 0.5 %**