

**Titre:** Caractérisation et modélisation de l'évolution de la fissuration des bétons renforcés de fibres sous charge soutenue  
Title: Characterization and modeling of the evolution of fiber-reinforced concrete cracking under sustained load

**Auteur:** Dominic Daviau-Desnoyers  
Author:

**Date:** 2015

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

**Référence:** Daviau-Desnoyers, D. (2015). Caractérisation et modélisation de l'évolution de la fissuration des bétons renforcés de fibres sous charge soutenue [Ph.D. thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.  
<https://publications.polymtl.ca/1721/>

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

**URL de PolyPublie:** <https://publications.polymtl.ca/1721/>  
PolyPublie URL:

**Directeurs de recherche:** Jean-Philippe Charron, Bruno Massicotte, Pierre Rossi, & Jean-Louis Tailhan  
Advisors:

**Programme:** Génie civil  
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

CARACTÉRISATION ET MODÉLISATION DE L'ÉVOLUTION DE LA  
FISSURATION DES BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES SOUS CHARGE  
SOUTENUE

DOMINIC DAVIAU-DESNOYERS

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

ET

INSTITUT FRANÇAIS DES SCIENCES ET TECHNOLOGIES DES TRANSPORTS, DE  
L'AMÉNAGEMENT ET DES RÉSEAUX

UNIVERSITÉ PARIS-EST

THÈSE EN COTUTELLE PRÉSENTÉE EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE PHILISOPHIAE DOCTOR

(GÉNIE CIVIL)

AVRIL 2015

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Cette thèse intitulée :

CARACTÉRISATION ET MODÉLISATION DE L'ÉVOLUTION DE LA  
FISSURATION DES BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES SOUS CHARGE  
SOUTENUE

présentée par : DAVIAU-DESNOYERS Dominic

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

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

M. BEN FTIMA Mahdi, 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. ROSSI Pierre, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. TAILHAN Jean-Louis, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. SORELLI Luca, Ph. D., membre

M. BENBOUDJEMA Farid, Ph. D., membre externe

Thèse présentée pour obtenir le grade de

Docteur de l'Université Paris-Est

Spécialité : Structures et Matériaux

par

Dominic DAVIAU-DESNOYERS

École Doctorale : Sciences, Ingénierie et Environnement

Caractérisation et modélisation de l'évolution de la fissuration des bétons  
renforcés de fibres sous charge soutenue

Thèse soutenue à Montréal, le 21 avril 2015, devant le jury composé de :

Pr. <u>BEN FTIMA</u> Mahdi, Ph. D.	Président du jury	École Polytechnique de Montréal
Pr. <u>SORELLI</u> Luca, Ph. D.	Rapporteur	Université Laval
Pr. <u>BENBOUDJEMA</u> Farid, Ph. D.	Rapporteur	ENS Cachan
Pr. <u>CHARRON</u> Jean-Philippe, Ph. D.	Directeur de thèse	École Polytechnique de Montréal
Pr. <u>ROSSI</u> Pierre, Ph. D.	Directeur de thèse	Université Paris-Est, IFSTTAR
Pr. <u>MASSICOTTE</u> Bruno, Ph. D.	Codirecteur de thèse	École Polytechnique de Montréal
Dr. <u>TAILHAN</u> Jean-Louis, Ph. D.	Examinateur	Université Paris-Est, IFSTTAR

## DÉDICACE

*À mes parents,*

*À ma sœur,*

*À Kristin,*

## REMERCIEMENTS

Cette thèse a été réalisée dans le cadre d'une cotutelle entre l'École Polytechnique de Montréal et l'IFSTTAR – Université Paris-Est. Elle est le résultat de plusieurs années de travail auquel plusieurs personnes ont contribué. Ces personnes ont toutes joué un rôle de premier plan dans le déroulement de cette thèse, quelle que soit leur contribution respective.

Je voudrais tout d'abord témoigner ma profonde reconnaissance à Messieurs Farid Benboudjema et Luca Sorelli d'avoir accepté de participer à ce jury de thèse à titre de rapporteurs, ainsi qu'à Monsieur Mahdi Ben Ftima d'avoir accepté de présider ce jury de thèse.

Je remercie sincèrement mes directeurs et co-directeurs de recherche, Jean-Philippe Charron et Bruno Massicotte, à l'École Polytechnique de Montréal, et Pierre Rossi et Jean-Louis Tailhan à l'IFSTTAR, pour m'avoir donné cette incroyable opportunité. À leur façon, ils m'ont guidé tout au long de ce projet de thèse en apportant leurs connaissances techniques, leur disponibilité, leur rigueur, et des conseils constructifs. De plus, leurs qualités humaines ont permis de créer une atmosphère de travail dynamique, conviviale et professionnelle.

Je souhaite également remercier toute l'équipe technique et les associés de recherche du laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal, notamment Cédric Androuet, Patrice Bélanger, Romain Siguier, Marc Charbonneau, David Ek, Viacheslav Koval, Martin Leclerc, et Xavier Willem pour leur aide dans la réalisation de la partie expérimentale du projet. Ce fut un réel plaisir de travailler et d'apprendre à leur côté tout au long de cette thèse. Je remercie également la secrétaire Anne-Marie Goulet pour sa disponibilité et son efficacité, les techniciens André Ducharme et Étienne Bélanger, ainsi que Claude Boulay, chargé de recherche à l'IFSTTAR, pour leur aide à la réalisation de la partie expérimentale.

Merci également à l'ensemble des étudiants du groupe de recherche en structures avec qui j'ai eu beaucoup de plaisir tout au long de ces années. Ils ont permis de créer un environnement de travail sain et équilibré. Un merci particulier à Sébastien Delsol, Fabien Lagier, Clélia Desmettre, Matthew Namy et Marc-André Dagenais pour leur aide au laboratoire. Je souhaite également remercier les stagiaires Alexandre Michou, Benoit Marleau, et David Campeau-Morissette qui ont contribué à différentes étapes du projet.

Je tiens aussi à remercier particulièrement les professeurs Robert Tremblay, Pierre Léger, Najib Bouaanani, ainsi que mes directeurs de recherche Jean-Philippe Charron et Bruno Massicotte, pour la qualité de l'enseignement offert. Ils m'ont tous sans aucun doute transmis leur passion du génie des structures et permis d'acquérir les compétences essentielles à la profession d'ingénieur.

Je remercie le Conseil National de Recherche en Sciences Naturel et en Génie du Canada (CRSNG), le Fonds Québécois de la Recherche sur la Nature et les Technologies (FQRNT), le Centre de Recherche sur les Infrastructures en Béton du Québec (CRIB), l'Institut Canadien du Béton Précontraint (CPCI) et le Ministère des Transports du Québec, l'Université Paris-Est et l'IFSTTAR pour le financement de ce projet. Je remercie Bekaert, Béton Préfabriqué du Lac, Holcim et Euclid pour avoir fourni respectivement les fibres, la poutre de 8m, le ciment et les adjuvants.

Finalement, un gros merci à ma famille, mes amis, et ma conjointe Kristin pour leurs encouragements, leur soutien, et pour m'avoir permis de préserver une vie sociale saine et équilibrée tout en contribuant au maintien de ma motivation. Merci !

## RÉSUMÉ

L'accroissement des connaissances scientifiques associées aux performances structurales et à la durabilité des bétons renforcés de fibres (BRF) illustre le potentiel énorme que les fibres peuvent amener aux ouvrages en béton alors que le développement d'un vaste éventail d'applications démontre l'intérêt grandissant de l'industrie. Afin de répondre aux enjeux modernes que pose la durabilité, il est nécessaire de maîtriser et d'anticiper les problèmes de fissuration. Ce projet de thèse a pour objectif d'identifier les mécanismes conduisant à la propagation de la fissuration sous charge soutenue, et de modéliser ces mécanismes par la méthode des éléments finis. Pour ce faire, trois programmes expérimentaux et les essais de caractérisation associés furent conduits sur des éprouvettes de différentes tailles en BRF : des poutrelles de 0.7 mètre ; quatre poutres de 4 mètres, une renforcée de fibres uniquement, une renforcée de barres d'armature crénelées, une de torons adhérents, et une de torons non-adhérents ; et enfin une poutre de 8 mètres armées des fibres uniquement. Les résultats permettent de comparer l'évolution du comportement global (flèche, complaisance, etc.) et du comportement local (ouvertures de fissures, nombre de fissures, etc.) pour trois grandeurs de poutres, et pour des conditions de renforcement différentes.

Les résultats des essais sur les poutrelles montrent que la propagation de la fissuration gouverne la rupture des poutres en BRF soumises à des niveaux élevés de charge maintenue constante et qu'il existe une relation exponentielle entre les vitesses secondaires de flèche et d'ouverture de fissure et les niveaux élevés de charge maintenue constante.

Les résultats des essais sur les poutres de 4 mètres montrent que le mécanisme moteur de la propagation de la fissuration des BRF sous charge soutenue conduisant à l'augmentation de la complaisance, et donc de l'évolution de l'endommagement global, est le même pour toutes les poutres, indépendamment du type de renforcement. De plus, la contribution de l'armature influence les vitesses secondaires de flèche une fois que l'efficacité du pontage des fibres diminue. La vitesse secondaire de flèche tend à diminuer lorsque la contribution du renforcement augmente.

Finalement, la prédiction de l'évolution de la fissuration dans le temps dans le but d'accroître la durée de vie des structures est une perspective avantageuse et prometteuse que seuls les modèles numériques cohérents avec les mécanismes de fissuration des bétons peuvent offrir. À cet effet, un modèle numérique est proposé pour l'analyse de l'évolution de la fissuration des BRF sous charge soutenue à de hauts niveaux de chargement. Ce modèle est basé sur une approche probabiliste de

la fissuration. Il a pour particularité de prendre en compte le rôle de l'hétérogénéité du matériau dans les processus de fissuration et notamment sur leur caractère aléatoire. La capacité du modèle numérique à prédire le comportement global et l'évolution de la fissuration est vérifiée à l'aide des résultats expérimentaux. Les résultats montrent que l'approche proposée permet de simuler la propagation de la fissuration des BRF sous des niveaux élevés de chargement soutenu.

## ABSTRACT

The growing scientific knowledge related to the structural performance and durability of steel fibre reinforced concrete (SFRC) demonstrates the enormous potential that fibres can provide to reinforced concrete structures while the development of a broad variety of applications shows the interest of the industry. In order to address modern durability concerns, it is necessary to control and anticipate cracking problems. This thesis aims to identify the thriving mechanisms of crack propagation under sustained loading, and simulate these mechanisms using a finite element approach. Three experimental programs were conducted on different SFRC specimen sizes: beams of 0.7 m; four beams of 4 m, one reinforced with steel fibres only, one with reinforcing bars, one with bonded strands and one with unbonded strands; and one beam of 8 m with steel fibres only. The results are used to compare the evolution of the global behaviour (deflection, compliance, etc.) and the local behaviour (crack openings, number of cracks, etc.) for three beam sizes and reinforcement conditions.

For the small beams, the results show that crack propagation governs the failure of SFRC beams submitted to high sustained loadings and that an exponential relation exists between the secondary deflection and CMOD rates per unit load and sustained load levels greater than 60%, suggesting that the creep mechanism is the same regardless of the global or local scale of observation.

For the 4 meters beams, the results show that the thriving mechanism of creep, resulting in the evolution of the compliance, and thus the evolution of the damage state under sustained loading, is the same for all beams, regardless of the reinforcement type. Moreover, the contribution of the reinforcement influences the secondary creep deflection rates once the efficiency of the bridging effect of fibres decreases. A greater contribution of the reinforcement leads to a lower secondary creep deflection rate.

Finally, the prediction of the evolution of cracking in time in order to increase the lifetime of structures is an advantageous and promising perspective that numerical models consistent with the cracking mechanisms of SFRC may offer. To this end, a numerical model is proposed to analyze the evolution of cracking of SFRC under high sustained loadings. This model is based on a probabilistic discrete cracking approach. The model takes into account the heterogeneity of the material in the cracking process, thus taking into account scale effects. The mechanical consequences of the physical mechanisms at the origin of crack propagation of SFRC under high

sustained loadings are modelled by decreasing the tensile strength and post-cracking energy in time. The model is validated using the experimental results.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	IV
REMERCIEMENTS .....	V
RÉSUMÉ.....	VII
ABSTRACT .....	IX
TABLE DES MATIÈRES .....	XI
LISTE DES TABLEAUX.....	XVII
LISTE DES FIGURES.....	XVIII
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	XXIV
LISTE DES ANNEXES.....	XXV
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Généralités et problématiques .....	1
1.2 Définition du sujet de recherche et objectifs .....	4
1.2.1 Conception des dispositifs de fluage flexionnel.....	5
1.2.2 Caractérisation de l'évolution de la fissuration sous charge maintenue constante des BRF et identification des principaux mécanismes .....	6
1.2.3 Évaluation de l'influence du renforcement sur l'évolution de la fissuration sous charge soutenue des BRF .....	7
1.2.4 Évaluation de l'influence des effets d'échelle sur l'évolution de la fissuration sous charge soutenue des BRF .....	8
1.2.5 Modélisation de la propagation de la fissuration des BRF sous charge soutenue.....	8
1.3 Portée et contributions originales .....	8
1.4 Contexte et contenu de la thèse .....	11
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE.....	12
2.1 Les bétons renforcés de fibres .....	12

2.1.1	Formulation des BRF .....	13
2.1.2	Les fibres .....	13
2.1.3	Influence de l'orientation des fibres.....	14
2.1.4	Comportement mécanique des BRF.....	17
2.1.5	Durabilité des BRF .....	22
2.2	Fluage de la matrice cimentaire .....	23
2.2.1	Mécanismes à l'origine du fluage .....	25
2.2.2	Fluage flexionnel.....	29
2.2.3	Impact du fluage sur la conception des structures.....	33
2.3	Modélisation numérique de la fissuration des bétons .....	40
2.3.1	Modèle d'endommagement.....	43
2.3.2	Modèle de la fissure cohésive de Barenblatt .....	44
2.3.3	Modèle de fissure fictive de Hillerborg.....	44
2.3.4	Modèle de la bande de fissuration.....	45
2.3.5	Comparaison entre les différents modèles .....	46
2.4	Modèle probabiliste explicite de la fissuration .....	47
2.4.1	Approche locale explicite.....	48
2.4.2	Approche semi-implicite .....	49
2.5	Modélisation numérique du couplage entre la fissuration et les effets différés .....	50
2.5.1	Approches phénoménologiques pures de fluage .....	50
2.5.2	Approches phénoménologiques basées sur les micro-mécanismes physiques sous adjacents .....	54
2.5.3	Conclusion.....	55
CHAPITRE 3	MÉTHODOLOGIE .....	57
3.1	Travaux expérimentaux.....	57

3.1.1	Dispositif de fluage flexionnel pour les poutrelles de 0.7 mètre.....	57
3.1.2	Dispositifs de fluage flexionnel pour les poutres de 4 et 8 mètres.....	71
3.2	Présentation des programmes expérimentaux .....	81
3.3	Présentation du programme relatif à la modélisation numérique.....	83
3.3.1	Modèle probabiliste explicite de la fissuration des BRF.....	83
3.3.2	Stratégie de quantification des paramètres du modèle .....	86
CHAPITRE 4	ARTICLE 1: CHARACTERIZATION OF THE PROPAGATION OF A MACROCRACK UNDER SUSTAINED LOADING IN STEEL FIBRE REINFORCED CONCRETE .....	88
4.1	Abstract .....	89
4.2	Introduction .....	90
4.3	Experimental Program.....	91
4.4	Materials and Characterization.....	92
4.5	Flexural Creep Specimens.....	93
4.6	Flexural Creep Test Procedure .....	94
4.7	Flexural Creep Test Conditions.....	96
4.8	Results and Discussion.....	97
4.8.1	Global behaviour .....	97
4.8.2	Deflection-Time and CMOD-Time.....	100
4.8.3	Secondary Creep Deflection and CMOD Rates .....	103
4.8.4	Elastic compliance.....	105
4.8.5	Influence of hydric conditions.....	106
4.9	Physical Mechanisms .....	107
4.10	Conclusions .....	108
4.11	Acknowledgments .....	110

4.12 References .....	110
CHAPITRE 5 ARTICLE 2: INFLUENCE OF REINFORCEMENT TYPE ON MACROCRACK PROPAGATION IN STEEL FIBRE REINFORCED CONCRETE BEAMS UNDER SUSTAINED LOADING.....	112
5.1 Abstract .....	113
5.2 Introduction .....	114
5.3 Physical Mechanisms of Creep under High Sustained Load Levels.....	116
5.4 Experimental Program.....	117
5.4.1 Materials and characterisation.....	117
5.4.2 Flexural creep specimens .....	120
5.4.3 Flexural creep test procedure .....	121
5.4.4 Environmental testing conditions.....	125
5.5 Results .....	126
5.5.1 Load-deflection responses.....	126
5.5.2 Deflection-time responses .....	127
5.5.3 CMOD-time responses.....	128
5.5.4 Number of cracks, spacing, and height .....	131
5.6 Discussions.....	134
5.6.1 Secondary creep deflection rates.....	135
5.6.2 Secondary creep CMOD rates.....	137
5.6.3 Compliance evolution .....	137
5.7 Conclusions .....	139
5.8 Acknowledgments .....	140
5.9 References .....	141

CHAPITRE 6 ARTICLE 3: PROBABILISTIC DISCRETE MODELLING OF MACROCRACK PROPAGATION IN STEEL FIBRE REINFORCED CONCRETE UNDER HIGH SUSTAINED LOADINGS .....	144
6.1 Abstract .....	145
6.2 Introduction .....	146
6.3 Recall of the Probabilistic Discrete Cracking Model of SFRC.....	148
6.4 Implementation of Macrocrack Propagation under High Sustained Loadings in a Probabilistic Discrete Cracking Model of SFRC .....	153
6.5 Parameter Calibration of the Probabilistic Discrete Cracking Model.....	156
6.5.1 Characterization of the tensile behaviour of SFRC.....	156
6.5.2 4-point bending tests of small beams – quasi-static and sustained loading .....	158
6.6 Validation of the Numerical Model .....	161
6.6.1 Characterization of the tensile behaviour of SFRC.....	162
6.6.2 4-point bending tests of large scale beams – quasi-static and sustained loading .....	163
6.7 Conclusions .....	166
6.8 References .....	167
CHAPITRE 7 DISCUSSION GÉNÉRALE .....	171
7.1 Comportement en traction des BRF : éprouvettes d'essais vis-à-vis de la structure ...	171
7.2 Variabilité des résultats expérimentaux et numériques.....	173
7.3 Analyse du comportement en flexion des poutres en BRF .....	175
7.3.1 Chargement maintenu constant dans le temps en condition de service .....	175
7.3.2 Chargement maintenu constant dans le temps menant à la rupture .....	178
7.4 Modélisation numérique du comportement en flexion des poutres en BRF .....	179
7.5 Influence des effets d'échelle sur l'évolution de la fissuration des BRF sous charge soutenue.....	181

CHAPITRE 8 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS .....	183
8.1    Conclusions .....	183
8.1.1    Conclusions sur la caractérisation expérimentale de la propagation d'une macrofissure dans un BRF sous charge soutenue .....	184
8.1.2    Conclusions sur l'influence du type de renforcement sur la propagation de la fissuration des BRF sous charge soutenue .....	184
8.1.3    Modélisation de la propagation de la fissuration des BRF sous charge soutenue....	186
8.2    Recommandations de travaux d'approfondissement.....	186
8.2.1    Travaux expérimentaux complémentaires .....	186
8.2.2    Travaux numériques complémentaires.....	189
8.3    Perspectives d'utilisation des connaissances acquises .....	190
8.3.1    Applications structurales pertinences.....	190
8.3.2    Modélisation de l'influence des cycles à grande amplitude.....	191
8.3.3    Modélisation de l'évolution de la fissuration des enceintes de confinement des centrales nucléaires .....	191
BIBLIOGRAPHIE .....	192
ANNEXES .....	209

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Résumé des conditions d'essais et des dosages en fibres métalliques des essais de fluage flexionnel.....	33
Tableau 3.1 : Comparaison des systèmes de chargement de fluage flexionnel .....	59
Tableau 3.2 : Composition des BRF .....	82
Tableau 3.3 : Programmes expérimentaux .....	82
Table 4.1 Mixture proportions .....	92
Table 4.2 Mixture proportions .....	93
Table 4.3 Summary of experimental results.....	97
Table 5.1 Mixture proportions .....	118
Table 5.2 Summary of the mechanical properties.....	118
Table 5.3 Summary of the experimental results.....	124
Table 5.4 Summary of number of cracks .....	134
Table 5.5 Summary of crack spacing.....	134

## LISTE DES FIGURES

Figure 2.1 : Principaux types de fibres.....	14
Figure 2.2 : Force d'arrachement normalisée en fonction de l'angle d'inclinaison de fibres crochetées (Markovic 2006).....	15
Figure 2.3 : Influence de l'angle d'inclinaison des fibres sur le comportement post-fissuration des BRF : a) angle de 0° et b) angle de 90° (Abrishambaf <i>et al.</i> 2015) .....	16
Figure 2.4 : Influence de l'angle d'inclinaison des fibres sur le comportement en flexion du BFUP (Behloul 1996).....	17
Figure 2.5 : Comportement en traction uniaxiale des BRF.....	19
Figure 2.6 : Résultats sur les effets d'échelle en flexion (Hoover <i>et al.</i> 2008).....	22
Figure 2.7: Déformation totale en fonction du temps de bétons soumis à un chargement continu en condition scellée (Guénot-Delahaie 1997).....	24
Figure 2.8: Fluage de dessiccation (effet de Pickett) .....	25
Figure 2.9: Montage type de fluage en flexion 3-points .....	30
Figure 2.10: Courbe force-ouverture d'un essai type de fluage flexionnel en condition fissurée .	31
Figure 2.11: Réparation au niveau (adaptée de Cusson <i>et al.</i> 1996) .....	35
Figure 2.12: Moments de continuité empêchés (Massicotte 2010).....	38
Figure 2.13 : Courbes de traction uniaxiale : contrainte-déformations (gauche) et courbe contrainte-ouverture (droite).....	41
Figure 2.14 : Résultats expérimentaux d'une éprouvette soumise à un chargement uniaxial en traction (Saouma) .....	42
Figure 2.15 : Modèles de fissuration du béton (Planas <i>et al.</i> 2003).....	43
Figure 2.16 : Courbe contrainte-déformations expérimentale et son idéalisation (REF).....	45
Figure 2.17 : Approche locale explicite .....	49
Figure 2.18 : Approche semi-explicite.....	50
Figure 3.1 : Dispositif de fluage en compression.....	58

Figure 3.2 : Dégagements horizontal et vertical disponibles dans le dispositif de fluage en compression.....	58
Figure 3.3 : Détails du dispositif de fluage flexionnel .....	60
Figure 3.4 : Dimensions du dispositif de fluage flexionnel .....	60
Figure 3.5 : Dispositif de pré-fissuration .....	61
Figure 3.6 : Dispositif de fluage flexionnel.....	61
Figure 3.7: Section NEBT type (gauche) et semelle inférieure type d'une section NEBT (droite)	62
Figure 3.8: Appui rotule (gauche) et rouleau (droite) .....	63
Figure 3.9 : Plan du système de chargement – poutrelles .....	64
Figure 3.10: Vanne pneumatique du cylindre d'azote (Figure 3.9 - Subdivision 1).....	64
Figure 3.11: Système chargement pneumatique (Figure 3.9 - Subdivision 2).....	64
Figure 3.12: Vannes hydrauliques (Figure 3.9 - Subdivision 3) .....	65
Figure 3.13: Pompe hydraulique manuelle (Figure 3.9 - Subdivision 4).....	65
Figure 3.14: Vérin plat Freyssinet.....	65
Figure 3.15: Instrumentation des éprouvettes .....	66
Figure 3.16 : Courbe type de charge-ouverture de fissure pour un essai de fluage flexionnel .....	67
Figure 3.17 : Diagramme d'un essai de fluage flexionnel .....	68
Figure 3.18 : Évolution de la force dans le temps .....	69
Figure 3.19: Évolution de la déformation mesurée par les jauge.....	69
Figure 3.20: Évolution de la flèche mesurée par les capteurs LVDT .....	70
Figure 3.21: Comparaison des méthodes de calcul de la flèche.....	70
Figure 3.22 : Dispositif de fluage flexionnel - poutres de 4 mètres .....	71
Figure 3.23 : Plan du dispositif de fluage flexionnel - poutres de 4 mètres : vue en élévation et vue de haut .....	72
Figure 3.24 : Photo du montage de fluage flexionnel - poutres de 4 mètres.....	73

Figure 3.25 : Appuis inférieurs – poutre de 4 mètres .....	73
Figure 3.26 : Système de transfert des efforts – poutre de 4 mètres .....	74
Figure 3.27 : Positionnement des capteurs d'ouverture de fissure sous la poutre – poutre de 4 mètres .....	74
Figure 3.28 : Mesure des ouvertures de fissure sous la poutre – poutre de 4 mètres .....	75
Figure 3.29: Mesure de la flèche – poutre de 4 mètres .....	75
Figure 3.30 : Plan du dispositif de fluage flexionnel et positionnement des capteurs d'ouverture de fissure – poutre de 8 mètres : Vue de la surface inférieure (haut) et vue en élévation (bas) .	76
Figure 3.31 : Dispositif de fluage flexionnel - poutre de 8 mètres.....	77
Figure 3.32 : Système de transfert des efforts – poutre de 8 mètres .....	77
Figure 3.33 : Mesure des ouvertures de fissure – poutre de 8 mètres .....	78
Figure 3.34 : Plan du système de chargement – poutre de 4 mètres .....	79
Figure 3.35 : Photos du système de chargement .....	80
Figure 3.36 : Critère de fissuration du BRF - modèle probabiliste de fissuration explicite.....	84
Figure 3.37 : Représentation schématique du comportement d'un élément d'interface .....	84
Figure 4.1 : Pre-cracking test apparatus .....	94
Figure 4.2 : Sustained loading test apparatus .....	94
Figure 4.3 : Typical load-CMOD curve for high sustained loads.....	95
Figure 4.4 : Static load-deflection responses .....	98
Figure 4.5 : Beam D1 – Load-deflection response.....	99
Figure 4.6 : Beam D2 – Load-deflection response.....	99
Figure 4.7 : Beam D3 – Load-deflection response.....	99
Figure 4.8 : Beam D4 – Load-deflection response.....	99
Figure 4.9 : Beam S4 – Load-deflection response .....	100
Figure 4.10 : Deflection-time responses .....	100

Figure 4.11 : CMOD-time responses .....	100
Figure 4.12 : Beam D2 – Deflection-time [0-14 days] .....	101
Figure 4.13 : Beam D3 – Deflection-time [0-14 days] .....	101
Figure 4.14 : Beam D3 – Deflection-time [21-28 days] .....	103
Figure 4.15 : Secondary rates per unit load versus load level curves .....	105
Figure 4.16 : Compliance rate versus secondary rates per unit load curves for high load levels	106
Figure 4.17 : Physicam mechanisms .....	108
Figure 5.1 : Post-cracking tensile responses .....	119
Figure 5.2 : Test device and instrumentation .....	121
Figure 5.3 : Typical load-CMOD curve of flexural creep tests .....	122
Figure 5.4 : Influence of relative humidity on measurements.....	125
Figure 5.5 : Load-deflection responses .....	126
Figure 5.6 : Deflection-time responses .....	128
Figure 5.7 : Elongation-time responses .....	129
Figure 5.8 : Critical CMOD-time responses .....	130
Figure 5.9 : Strain gauge positions a) and estimated strain-time responses b) during the flexural creep test of beam R-F .....	131
Figure 5.10 : Summary of crack patterns .....	133
Figure 5.11 : Secondary creep deflection rate – time responses .....	137
Figure 5.12 : Compliance – time responses .....	138
Figure 5.13 : Compliance rate – time responses .....	139
Figure 6.1 : Probabilistic modelling of SFRC.....	150
Figure 6.2 : Finite element mesh of the tensile test on notched specimens .....	157
Figure 6.3 : Tensile stress – displacement responses of the uniaxial tensile tests and numerical simulations on notched specimens .....	158

Figure 6.4 : Finite element mesh of the 4-point bending test on the small beams .....	159
Figure 6.5 : Static load - deflection responses of 4-point bending tests on the small beams.....	159
Figure 6.6 : Numerical loading history .....	160
Figure 6.7 : Deflection-time responses of the flexural creep tests and numerical simulations of the small beams .....	161
Figure 6.8 : Crack opening-time responses of the flexural creep tests and numerical simulations of the small beams .....	161
Figure 6.9 : Tensile stress – displacement responses of the uniaxial tensile tests and numerical simulations on notched-free specimens.....	162
Figure 6.10 : Finite element mesh of the 4-point bending test on the full-scale beams.....	163
Figure 6.11 : Load - deflection responses of the experimental and numerical pre-cracking cycle of the large beams.....	164
Figure 6.12 : Numerical loading histories of the bending simulations under high sustained loading on the large beam .....	164
Figure 6.13 : Experimental and numerical crack patterns of the large beam at a maximum crack opening of 0.5 mm .....	165
Figure 6.14 : Deflection-time responses of the experimental bending test and simulations under high sustained loading on the large beam .....	166
Figure 7.1 : Courbes complaisance-temps des essais de fluage flexionnel sur les poutres de 4 mètres en condition de service .....	176
Figure 7.2 : Courbes complaisance-temps des essais de fluage flexionnel sur les poutres de 4 mètres en condition de propagation .....	176
Figure 7.3 : Courbes complaisance-temps de l'essai de fluage flexionnel sur la poutre de 8 mètres en condition de service .....	177
Figure 8.1 : Cheminement type vers la création de normes et de recommandations .....	187
Figure 8.2 : Catégories de types de BRF .....	188
Figure 8.3 : Catégories de conditions d'essais .....	188

Figure 8.4 : Catégories de conditions environnementales.....	189
Figure 8.5 : Catégories de comportement des BRF .....	189

## LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

AASHTO	<i>American Association of State Highway Transportation Officials</i>
BFUP	Béton fibré à ultra haute performance
BRF	Béton renforcé de fibres
CRSNG	Conseil de Recherche en Sciences Naturelles et en Génie du Canada
CSH	Hydrates de silicates de calcium
$f_c'$	Résistance à la compression à 28 jours
$f_t$	Résistance à la traction
IFSTTAR	Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux
FQRNT	Fonds Québécois de la Recherche sur la Nature et les Technologies
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
m	mètre
mm	millimètre
MPa	MégaPascal
$\mu\text{m}$	micromètre
w	Ouverture de fissure

## LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A	CARACTÉRISATION ET MODÉLISATION DES BRF À L'ÉTUDE.....	210
ANNEXE B	RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES .....	226
ANNEXE C	PROCÉDURE DE L'ESSAI DE PRÉFISSURATION – POUTRELLE DE 0.7 MÈTRE .....	244
ANNEXE D	PROCÉDURE DE L'ESSAI DE FLUAGE FLEXIONNEL – POUTRELLE DE 0.7 MÈTRE .....	259
ANNEXE E	PROCÉDURE DE L'ESSAI DE FLUAGE FLEXIONNEL – POUTRES DE 4 ET 8 MÈTRES .....	276

## CHAPITRE 1 INTRODUCTION

### 1.1 Généralités et problématiques

La protection du public est depuis toujours un aspect fondamental de la réglementation dans le domaine de la construction. Traditionnellement les structures ont été conçues pour la résistance avec un niveau de préoccupation moindre pour les performances en service. Au cours des dernières années, la nécessité de construire des ouvrages en béton durables tout en demeurant compétitif a mené l'industrie à adopter une approche plus globale en insistant sur le coût du cycle de vie d'une structure, en plus des critères de sécurité usuels. Ainsi, la durabilité des structures est désormais considérée aussi importante que les critères de performance mécanique aux différents états limites et le coût initial, qui jusqu'à récemment gouvernaient la conception. L'émergence relativement récente de matériaux durables tels que les bétons renforcés de fibres permet aux propriétaires d'ouvrage d'améliorer la durabilité des structures.

L'idée d'utiliser des fibres pour maîtriser la fissuration au sein d'un matériau quasi-fragile n'est pas récente et se perd dans le temps. C'est dans l'Égypte ancienne que se retrouvent les premières traces d'un tel matériau fibré, alors que de la paille était ajoutée à des mélanges d'argile dans la fabrication de briques, pour augmenter leur résistance en flexion une fois séchées au soleil. Au fil du temps, d'autres cas historiques de renforcement à l'aide de fibres furent recensés. Le renforcement de contre-plafonds en plâtre à l'aide de fibres de roseaux et les bétons renforcés de fibres d'amiante en sont de parfaits exemples. L'approche scientifique liée à ce concept est toutefois bien plus récente.

Depuis le début des années 1960, des efforts considérables de recherche ont été consacrés au développement des bétons renforcés de fibres (BRF) partout dans le monde. Ces travaux portaient principalement sur la formulation et la caractérisation du matériau lui-même. Le concept des bétons renforcés de fibres résulte de la ferme volonté de transformer le comportement quasi-fragile en traction des bétons en un comportement plus ductile. De manière générale, les fibres incorporées au béton ont pour effet d'augmenter la résistance post-fissuration, ou résiduelle, en traction du béton en permettant le transfert des efforts à travers les fissures, assurant ainsi une meilleur distribution des contraintes au sein de la structure. La présence de fibres métalliques à l'intérieur de la matrice cimentaire permet d'augmenter la ductilité des structures en bétons renforcés de fibres

qui, sans l'inclusion des fibres, présenteraient un comportement quasi-fragile. Les fibres permettent donc le transfert d'efforts au travers des fissures. Ce phénomène est généralement appelé la couture ou le pontage des fissures par les fibres. En plus de l'amélioration considérable du comportement post-fissuration, le pontage des fissures permet d'améliorer la durabilité d'un élément structural, plus précisément en termes de contrôle de la fissuration et de perméabilité. Ceci provient du fait que le pontage des fibres contribue à limiter l'ouverture des fissures et, de fait, la pénétration d'eau. Or, l'eau constitue le moyen de transport principal des nombreux agents chimiques à l'origine de la dégradation des bétons et des armatures.

Plusieurs types de BRF existent selon la nature des fibres (en acier, synthétique, en verre ou naturelles), leurs dosages et leurs caractéristiques mécaniques (résistance, géométrie, etc.). Ainsi, certains BRF présentent un comportement post-fissuration adoucissant en traction, alors que d'autres présentent un comportement écrouissant avant la phase d'adoucissement en traction. Ces comportements sont fortement influencés par le dosage, le type, et le rapport longueur-diamètre des fibres. Cette différence de comportement divise les BRF en deux familles : les BRF conventionnels et les bétons fibrés à ultra-haute performance (BFUP) respectivement. Ces derniers ne feront pas l'objet de cette étude.

De nombreuses recherches réalisées depuis les années 1960 et le développement croissant des applications industrielles (FRC, 2014) démontrent l'énorme potentiel que les BRF peuvent procurer aux ouvrages en béton armé. Il y a presque 20 ans déjà, un travail de consolidation des connaissances sur les BRF a conduit à l'écriture d'un état des lieux (ACI 1996) alors que des travaux plus récents ont mené à des recommandations nationales et internationales (AFGC-SETRA 2002, RILEM 2003, JSCE 2008, FIB 2010). Bien que différentes approches de calcul aient été proposées, les recommandations les plus récentes proposent des méthodes de conception qui se basent principalement sur la relation contrainte de traction – ouverture de fissure ( $\sigma-w$ ) du BRF pour décrire le comportement du BRF dans sa phase adoucissante. De manière générale, ces méthodes adoptent une approche sectionnelle similaire à celle développées dans la seconde moitié du 20<sup>e</sup> siècle pour le calcul de structures en béton armé. Les méthodes de calcul utilisant l'ouverture de fissure ont l'avantage d'être pertinentes pour la conception en service et à l'état limite ultime des structures. Bien que ces recommandations rendent populaire l'utilisation des BRF, elles restent toutefois imprécises pour la conception de structures hyperstatiques et pour la conception à l'état limite de service, associé à des critères d'ouverture de fissures limites (BS 1985, BS 1997, EN

2001, BD 2004, CSA 2004, CSA 2006) ou à des contraintes admissibles (BAEL 1999, CSA 2006). En effet, l'évaluation des ouvertures de fissures est basée sur des hypothèses et des facteurs empiriques conçus pour le béton armé qui ne prennent pas en compte la distribution de la fissuration (espacement, finesse, tortuosité, discontinuités, etc.). À cela s'ajoute la difficulté à évaluer la capacité de redistribution des efforts induite par la résistance résiduelle du BRF une fois fissuré. La création et la propagation de fissures dans le béton complexifient l'approximation des déformations différées du béton (retrait, fluage) en occasionnant une redistribution des efforts de flexion et une augmentation de la profondeur de la zone tendue.

Par ailleurs, les recommandations actuelles reconnaissent l'importance des déformations différées due à l'application d'une charge soutenue sans toutefois résoudre complètement la problématique. En effet, aucune formule prédictive adaptée au BRF n'est proposée pour prendre en compte le retrait et le fluage dans le dimensionnement des structures en BRF. Les recommandations se réfèrent plutôt aux normes en vigueur, qui elles mentionnent que les effets différés du béton doivent être inclus dans le calcul des contraintes en service afin de réduire la probabilité de fissuration, en utilisant les propriétés correspondantes à l'état non-fissurée ou complètement fissuré de la section, selon le cas. Pour ce faire, la méthode généralement adoptée par les codes de calcul consiste à réduire le module élastique du béton en fonction d'un coefficient de fluage pour représenter une augmentation des déformations. Or cette approche comporte une lacune majeure. En effet, le coefficient de fluage est calculé en multipliant une série de facteurs empiriques calibrés sur des essais de fluage en compression. De ce fait, l'amplitude et la cinétique d'évolution du coefficient de fluage ne sont pas représentatives des conditions réelles d'une poutre sollicitée en flexion, faisant à la fois intervenir des composantes de fluage en compression et en traction à des intensités variables dû au gradient des déformations. Ces composantes participent simultanément au comportement différé global de la poutre dans des proportions qui ne sont pas nécessairement les mêmes. Or, peu de résultats expérimentaux concernant l'évolution de la fissuration des BRF sous charge soutenue sont actuellement disponibles, et encore moins concernant les mécanismes physiques en cause. Or cette information est essentielle pour améliorer la prédiction du comportement en service des structures.

Afin de répondre aux enjeux grandissant de la durabilité, il est nécessaire de maîtriser et d'anticiper les problèmes de fissuration. Par leurs avantages mécaniques tels que le contrôle de la fissuration, l'utilisation des fibres peut apporter une amélioration des comportements en traction, en flexion,

en torsion, en cisaillement, aux impacts et en fatigue. En plus de permettre l'optimisation du dimensionnement des structures pour réduire les coûts et les impacts environnementaux à la construction, la modélisation numérique peut contribuer à résoudre cette problématique en permettant une analyse de la fissuration précise et fiable.

Par ailleurs, la prédition de l'évolution de la fissuration dans le temps dans le but d'accroître la durée de vie des structures est une perspective avantageuse et prometteuse que seuls les modèles numériques pertinents au regard des mécanismes de fissuration des bétons peuvent offrir. À ce jour, il n'existe aucun modèle numérique qui prend en compte de manière pertinente l'évolution de la fissuration sous charge soutenue en tenant compte des phénomènes physiques observés expérimentalement.

## 1.2 Définition du sujet de recherche et objectifs

Cette thèse a pour objectif général de caractériser expérimentalement et de modéliser l'évolution de la fissuration sous charge soutenue des BRF. Les résultats de la partie expérimentale de cette thèse permettront d'approfondir les connaissances sur : les mécanismes physiques conduisant à l'évolution de la fissuration sous charge soutenue des BRF et sur l'influence des renforcements traditionnels (armatures passives, torons adhérents et non-adhérents) sur ces mêmes mécanismes. Ces mécanismes physiques formeront la base des hypothèses de modélisation, par la méthode des éléments finis, de la fissuration et de son évolution dans le temps. Les modèles numériques seront dans un premier temps validés quant à leurs aptitudes à réaliser une simulation représentative des résultats expérimentaux. Par la suite, la simulation numérique permettra de proposer une méthode d'analyse plus précise que les approches à ce jour prescrites pour décrire la fissuration au sein des structures complexes.

Ainsi, l'objectif général de ce projet de thèse peut se diviser en cinq objectifs spécifiques :

- concevoir des dispositifs expérimentaux de fluage flexionnel pour trois tailles de poutres ;
- caractériser expérimentalement l'évolution de la fissuration des BRF sous charge soutenue et identifier les principaux mécanismes physiques à l'origine de cette évolution ;
- évaluer l'influence du type de renforcement sur l'évolution de la fissuration des BRF sous charge soutenue ;

- évaluer l'importance des effets d'échelle sur l'évolution de la fissuration des BRF sous charge soutenue ;
- modéliser numériquement l'évolution de la fissuration des BRF sous charge soutenue.

Les sections suivantes décrivent de manière plus détaillée les objectifs à atteindre.

### **1.2.1 Conception des dispositifs de fluage flexionnel**

Pour atteindre cet objectif spécifique, trois dispositifs de fluage flexionnel seront conçus pour mesurer l'évolution dans le temps de la flèche et des ouvertures de fissure de poutres en BRF de tailles différentes. La procédure de chargement permettra, quant à elle, d'évaluer l'influence de l'état de préfissuration initial, du niveau de chargement, de l'historique de chargement et des conditions hydriques sur l'évolution de la fissuration et de l'endommagement dans le temps. De plus, la procédure expérimentale sera élaborée de façon à permettre l'évaluation de la fissuration et de l'endommagement dans le temps. Parallèlement, des essais de caractérisation à 28 jours tels que des essais de résistance à la compression et à la traction uniaxiale, ainsi que des essais de résistance en flexion 4-points seront réalisés afin d'obtenir la carte d'identité mécanique des BRF de cette étude.

Le développement d'un premier dispositif de fluage flexionnel pour les poutres en BRF de petite taille, en l'occurrence d'une longueur de 0.7 m, se déroulera suivant quelques étapes. Premièrement, une analyse détaillée des avantages et inconvénients des divers dispositifs proposés dans la littérature sera réalisée. Le dispositif développé devra être simple d'utilisation et durable et devra incorporer un maximum d'avantages. Il devra tenir compte des lacunes respectives de chacun des montages analysés (simplicité, cohérence des conditions limites entre les essais de préfissuration et de fluage flexionnel, etc.), et ce, tout en considérant les possibilités de modification du dispositif de fluage en compression ainsi que des contraintes budgétaires. Deuxièmement, un système d'instrumentation adéquat sera sélectionné afin d'acquérir les différentes informations nécessaires à l'analyse de l'étude expérimentale et aux modélisations numériques envisagées. Le système permettra ainsi la mesure de flèches, d'ouvertures de fissure et de déformations à différents endroits dans les éprouvettes ou les éléments structuraux.

La conception du montage de fluage flexionnel sera suivie d'une phase expérimentale de validation composée d'essais de fluage flexionnel sur des poutrelles en BRF de 0.7 m de longueur. Ces essais

ont pour but d'évaluer l'efficacité, la durabilité du bâti expérimental et la simplicité du dispositif de fluage flexionnel pour les poutres de petite taille. En d'autres termes, ils permettront de vérifier la précision de l'instrumentation, l'efficacité du système de maintien de la charge du montage et l'impact des variations de température et d'humidité relative sur les mesures. Les essais de validation seront effectués sur des éprouvettes non-fissurées afin de vérifier la précision des capteurs servant à mesurer la flèche. Les flèches mesurées seront comparées à celles calculées par les équations de flèche élastique en fonction des déformations mesurées par des jauge de déformations. Finalement, ces essais permettront d'élaborer une procédure expérimentale détaillée et uniformisée afin d'assurer la reproductibilité des conditions d'essais, tels que l'ouverture de fissure initiale avant la sollicitation de fluage, les conditions d'appuis et le maintien de la charge.

### **1.2.2 Caractérisation de l'évolution de la fissuration sous charge maintenue constante des BRF et identification des principaux mécanismes**

L'objectif sera de mesurer l'évolution de la fissuration sous charge soutenue de poutres en BRF sollicitées en flexion à différents niveaux de chargement et pour différentes conditions hydriques imposées aux structures. À cet effet, un programme d'essais expérimentaux en plus des essais de caractérisation du matériau a été réalisé dans le but de déterminer les mécanismes conduisant à l'évolution de la fissuration sous charge soutenue, qui, par la suite, serviront de base dans le développement d'un modèle numérique relatif à l'évolution de la fissuration sous charge maintenue constante dans le temps.

#### **1.2.2.1 Essais de caractérisation**

Les essais de caractérisation ont pour but de déterminer la carte d'identité du BRF à l'étude. Pour ce faire, des essais de résistance à la compression et à la traction uniaxiale, ainsi que des essais de détermination du module d'Young et du coefficient de Poisson seront effectués à 28 jours. De plus, des essais complémentaires de résistance à la compression et de détermination du module d'Young seront effectués au début de chacun des essais de fluage flexionnel pour évaluer la maturité du matériau.

Par ailleurs, des essais de fluage en compression permettront d'évaluer le fluage de la partie comprimée d'une poutre type. Tel que mentionné précédemment, l'amplitude et la cinétique d'évolution du coefficient de fluage d'une poutre sollicitée en flexion dépendent de deux

composantes : une composante de fluage en compression et une composante de fluage en traction. Ces composantes participent, simultanément, au comportement différé global de la poutre dans des proportions qui ne sont pas nécessairement les mêmes. Ces essais seront effectués sur des éprouvettes cylindriques non-fissurées pour déterminer le fluage en compression.

### **1.2.2.2 1<sup>er</sup> programme expérimental**

Le premier programme expérimental a pour but de mesurer l'évolution de la flèche, de l'ouverture de fissure et de l'endommagement de poutrelles en BRF de 0.7 m soumises à un chargement soutenu en flexion. Ces essais permettront d'évaluer l'évolution de la fissuration sous charge soutenue sous plusieurs conditions, en variant l'ouverture de fissure initiale, les niveaux de chargement, l'historique de chargement et les conditions hydriques des poutrelles. Ces conditions d'essais couvriront les situations de sollicitations réelles qu'une poutre fissurée en BRF pourrait subir durant sa vie.

### **1.2.3 Évaluation de l'influence du renforcement sur l'évolution de la fissuration sous charge soutenue des BRF**

Cette étude a pour objectif d'évaluer l'influence du renforcement sur l'évolution de la fissuration sous charge soutenue des BRF. Pour ce faire, l'évolution de la fissuration de poutres de 4 mètres en BRF avec et sans renforcement sera comparée en termes d'évolution de l'endommagement et d'évolution des vitesses secondaires de flèche et d'ouvertures de fissures.

#### **1.2.3.1 2<sup>e</sup> programme expérimental**

Le deuxième programme expérimental a pour but de mesurer l'évolution de la flèche, des ouvertures de fissures et de l'endommagement de poutres de 4 m de longueur. La conception des deux dispositifs de fluage flexionnel nécessaire à ces essais sera basée sur l'expérience acquise lors de la conception du dispositif de fluage flexionnel réalisé pour les petites poutres. Ainsi, la procédure de chargement, les conditions d'appuis et les systèmes d'acquisition seront conçus afin de préserver aux mieux la représentativité des essais à toutes échelles. Quatre configurations de poutres en BRF de 4 m seront testées : sans renforcement, avec torons adhérents, avec torons non-adhérents, et avec armatures traditionnelles. Les essais sur les poutres de 4 m permettront d'évaluer l'influence des différentes configurations de renforcement sur l'évolution de la fissuration sous

charge maintenue constante dans le temps, plus précisément en termes d'ouvertures de fissures, de nombre de fissures et de faciès de fissuration.

#### **1.2.4 Évaluation de l'influence des effets d'échelle sur l'évolution de la fissuration sous charge soutenue des BRF**

Cet objectif a pour but d'évaluer l'influence des effets d'échelle sur l'évolution de la fissuration sous charge soutenue des BRF. Pour ce faire, les résultats des essais de fluage flexionnel de trois poutres de différentes tailles en BRF uniquement, ayant subies un historique de chargement similaire, voire identique, seront comparés en termes d'ouvertures de fissures, du nombre de fissures, et des faciès de fissuration. De plus, les évolutions de l'endommagement et des vitesses secondaires de flèche et d'ouvertures de fissures pour chacune des tailles de poutres seront comparées afin d'étudier d'éventuels effets d'échelle.

##### **1.2.4.1 3<sup>e</sup> programme expérimental**

Le troisième programme expérimental a pour but de mesurer l'évolution de la flèche, des ouvertures de fissure et de l'endommagement d'une poutre en BRF de 8 m de longueur sans armature. Ce programme permettra de vérifier l'influence des effets d'échelle sur la propagation de la fissuration en comparant les résultats des trois programmes expérimentaux.

#### **1.2.5 Modélisation de la propagation de la fissuration des BRF sous charge soutenue**

L'objectif est de développer et d'intégrer le caractère évolutif de la fissuration sous charge soutenue dans un modèle de fissuration probabiliste utilisant la méthode des éléments finis. Les hypothèses et la stratégie de modélisation devront être cohérentes avec les phénomènes physiques observés expérimentalement. Le modèle sera ensuite validé à l'échelle globale via la réponse en force-déplacement et à l'échelle locale via les faciès de fissuration, les ouvertures de fissures et le nombre de fissures.

### **1.3 Portée et contributions originales**

Ce projet de thèse a pour objectif d'identifier les mécanismes conduisant à la propagation de la fissuration sous charge soutenue dans un BRF, et de modéliser ces mécanismes par la méthode des

éléments finis. Ce projet permettra ainsi d'enrichir les connaissances actuelles au sujet du comportement différé des BRF et permettra également de proposer un outil d'analyse de la fissuration des structures adapté aux enjeux de durabilité et de développement durable. Une telle méthode est nécessaire pour l'optimisation de la conception des structures et de l'analyse de la fissuration en service des structures en BRF. Les résultats de cette thèse pourront également être utilisés ultérieurement pour alimenter d'autres logiciels d'analyses de structures.

Cette thèse a également pour but de mettre en valeur l'utilisation industrielle des BRF dans des éléments structuraux et de fournir les outils de conception adaptés à la complexité des sollicitations et des structures. Cette thèse illustrera les avantages de l'analyse numérique pour la conception d'éléments structuraux optimisés et la prédition de la fissuration.

Cette thèse s'illustre scientifiquement à plusieurs niveaux :

- conception de dispositifs de fluage flexionnel à l'échelle structurale ;
- identification des mécanismes conduisant à l'évolution de la fissuration sous charge soutenue des BRF ;
- évaluation de l'influence du renforcement sur l'évolution de la fissuration des BRF sous charge soutenue dans le temps ;
- évaluation de l'influence des effets d'échelle sur l'évolution de la fissuration des BRF sous charge soutenue dans le temps ;
- modélisation de l'évolution de la fissuration sous charge soutenue.

De plus, elle inclut trois articles scientifiques qui ont été soumis pour publication dans des revues scientifiques à comités de lecture :

Article 1 : Caractérisation de l'évolution de la fissuration sous charge soutenue des BRF

- Contenu : Cet article présente les résultats du 1<sup>er</sup> programme expérimental comprenant les essais de fluage flexionnel sur les poutrelles de 0.7 m de longueur soumises à un chargement constant en flexion.
- Contributions originales :

- description d'une procédure expérimentale permettant de mesurer l'évolution de l'endommagement global, en plus de l'évolution de la flèche et de l'ouverture de fissure ;
- contribution à l'identification des mécanismes conduisant à l'évolution de la fissuration sous charge soutenue des BRF.

*Article 2 : Influence du type de renforcement sur la propagation de la fissuration des BRF sous charge soutenue*

- Contenu : Cet article présente les résultats du 2<sup>e</sup> programme expérimental portant sur les essais de fluage flexionnel sur les 4 poutres de 4 m de longueur soumises à un chargement constant en flexion.
- Contributions originales :
  - conception d'un dispositif de fluage flexionnel à l'échelle structurale ;
  - évaluation de l'influence du type de renforcement (fibres uniquement, armatures conventionnelles, torons adhérents, et torons non-adhérents) sur la propagation de la fissuration des BRF sous charge soutenue.

*Article 3 : Modélisation numérique du caractère évolutif de la fissuration sous charge soutenue*

- Contenu : Cet article présente la méthodologie de prise en compte du caractère évolutif de la fissuration sous charge maintenue constante dans le temps dans une modélisation probabiliste des processus de fissuration des BRF.
- Contributions originales :
  - développement d'une stratégie pour la modélisation probabiliste de la fissuration des BRF ;
  - implémentation du caractère évolutif de la fissuration des BRF sous charge soutenue ;
  - validation des hypothèses de modélisation et du modèle numérique.

## 1.4 Contexte et contenu de la thèse

Cette thèse sur la caractérisation et la modélisation de l'évolution de la fissuration sous charge soutenue des BRF s'inscrit dans le cadre d'un projet de cotutelle entre l'École Polytechnique de Montréal (ÉPM) et de l'Université Paris-Est - Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR). Cette collaboration permettra de maximiser l'avancement de travaux de recherche communs. Les phases expérimentales et les phases de modélisation numérique se dérouleront respectivement à l'ÉPM et l'IFSTTAR.

Cette thèse est divisée en 8 chapitres. Suite à cette introduction, une revue de la littérature présente l'état des connaissances sur les différents aspects traités dans ce projet : les BRF, les phénomènes de fluage, et les modèles numériques. Le chapitre 3 décrit l'ensemble des travaux expérimentaux et numériques, ainsi que la méthodologie de la recherche découlant de la problématique définie précédemment. Les chapitres 4 à 6 présentent intégralement les trois articles scientifiques préparés dans le cadre de cette thèse. Le chapitre 7 présente une revue critique de l'ensemble des travaux expérimentaux et numériques réalisés dans le cadre de cette thèse. Finalement, le chapitre 8 présente les conclusions et les recommandations suite à ce projet de thèse.

## CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

Dans ce chapitre, l'état des connaissances sera fait sur les bétons renforcés de fibres (BRF) afin de rappeler leur formulation, leurs propriétés à l'état frais et durci, leurs comportements mécaniques, l'influence de l'orientation des fibres et leurs applications industrielles. Par la suite, les différents hypothèses et mécanismes à l'origine du fluage du béton seront examinés. Enfin, un résumé des modèles de fissuration continus et discrets, et de couplage de la fissuration et des effets différés sera présenté conjointement à un bref historique des avancements de la mécanique de la rupture appliquée aux matériaux quasi-fragile, qui ont mené aux choix des hypothèses des modèles probabilistes de fissuration.

### 2.1 Les bétons renforcés de fibres

En béton armé, les barres d'armatures passives et les torons de précontrainte en acier sont utilisés afin d'améliorer les caractéristiques mécaniques du béton lui-même, telles que la faible résistance en traction et le contrôle déficient de la fissuration. Les armatures en acier sont généralement continues et localisées à des endroits déterminés dans la structure afin d'en optimiser la performance. L'ajout des fibres dans le béton vise les mêmes objectifs. Toutefois, à l'inverse des armatures continues, les fibres sont discontinues et généralement distribuées aléatoirement au sein de la matrice cimentaire.

Depuis quelques décennies, des efforts considérables de recherche ont été consacrés au développement des bétons renforcés de fibres partout dans le monde. L'intérêt grandissant des chercheurs et de l'industrie démontre l'énorme potentiel qu'un tel matériau peut procurer aux ouvrages de béton armé en améliorant le comportement des structures vis-à-vis des contraintes de traction. Ces avantages peuvent permettre de réduire ou même d'éliminer les armatures passives, et d'offrir un meilleur contrôle des ouvertures de fissures pour améliorer la ductilité et la durabilité des structures. Les prochaines sections portent donc sur la description des bétons de fibres courants, plus précisément de leur formulation, des types de fibres, sur l'influence de l'orientation préférentielle des fibres, sur leur comportement, sur les propriétés à l'état frais et durci, sur les bétons fibrés à ultra-haute performance, et, finalement, sur les applications structurales et industrielles.

### 2.1.1 Formulation des BRF

Généralement, le choix des constituants des BRF se fait en fonction de l'application industrielle afin de minimiser la modification des techniques de mise en place utilisées avec le béton ordinaire et pour maximiser la maniabilité. Selon la méthode Baron-Lesage (1969), développée au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) pour l'optimisation du squelette granulaire des bétons ordinaires non fibrés, le béton le plus compact est le béton le plus maniable et conduit donc à une formulation optimisée. Pour un type et une quantité de fibres donnés à ajouter au béton, une longueur de fibre au minimum deux fois plus grande que le plus gros granulat doit être choisie (Rossi 1998). La méthode consiste principalement à faire varier le rapport massique sable/granulats (S/G) pour un dosage en fibres fixe afin de déterminer le rapport optimal correspondant à la meilleure maniabilité et compacité. En général, le maniabilimètre est utilisé pour optimiser le rapport S/G alors que le test d'étalement est utilisé pour optimiser la quantité d'adjuvants.

### 2.1.2 Les fibres

La résistance, la rigidité, le dosage, et l'adhérence au béton sont les caractéristiques des fibres qui contribuent le plus au comportement en traction souhaité du matériau. Des études antérieures de Snyder *et al.* (1972) et Swamy *et al.* (1974) ont démontré que le rapport d'élancement entre la longueur et le diamètre des fibres ( $L/d$ ) influence fortement la maniabilité du mélange de sorte que :

- la maniabilité d'un BRF diminue lorsque le rapport d'élancement augmente pour un dosage en fibres donné ;
- le risque de formation d'oursins de fibres augmente lorsque le rapport d'élancement augmente pour un dosage en fibres donné ;
- l'utilisation de fibres courtes conduit à une plus grande maniabilité que l'utilisation de fibres longues, et ce pour des rapports d'élancement similaires.

Les fibres droites de 2 à 13 mm de longueur, et d'un diamètre entre 0.15 et 0.2 mm, sont habituellement utilisées pour le micro renforcement des bétons alors que les fibres avec ancrage mécanique (crochets, ondulations, cônes, etc.) entre 15 et 60 mm de longueur sont utilisées pour le contrôle des macrofissures (Rossi *et al.* 1987). En d'autres termes, les fibres courtes ont pour effet

de retarder l'apparition des macrofissures, ce qui a pour effet d'augmenter la résistance et la ductilité en traction du béton, alors que les fibres longues avec ancrage mécanique ont quant à elles pour effet de retarder la rupture, permettant ainsi l'augmentation de la capacité portante, de la ductilité en flexion et de la résistance à l'effort tranchant.

Les principaux types de fibres sont illustrés à la Figure 2.1. Les crochets ou l'élargissement aux extrémités des fibres permettent d'améliorer l'ancrage des fibres à la matrice, et d'ainsi retarder l'arrachement des fibres de la matrice cimentaire tout en dissipant une quantité d'énergie lors du processus d'arrachement.

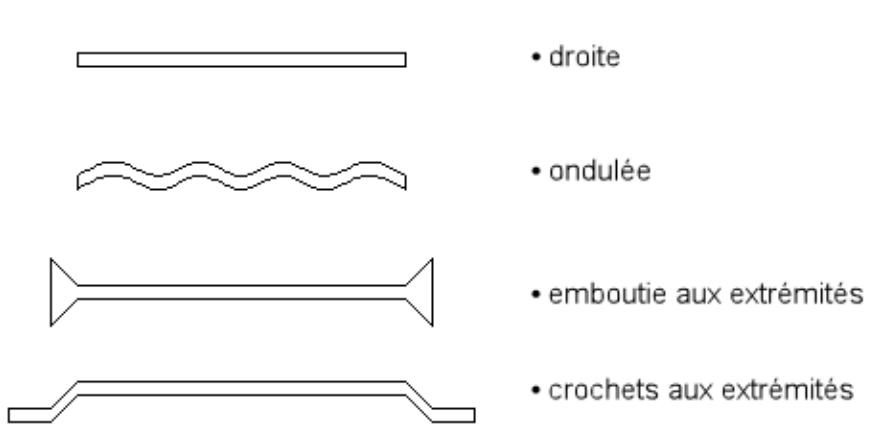


Figure 2.1 : Principaux types de fibres

### 2.1.3 Influence de l'orientation des fibres

Dans la littérature, il est communément accepté que l'orientation des fibres soit étroitement liée à la technique de mise en œuvre utilisée et aux effets liés à l'écoulement. Les problèmes connus sont : les effets de paroi, les effets de voûte ou d'écran, les effets de cheminée, et la ségrégation des fibres (Rossi 1998). Les travaux de Rossi (1998) offrent des descriptions détaillées de ces problèmes, alors que les travaux de Markovic (2006) et de Delsol (2012) présentent une revue complète de la documentation au sujet de l'orientation des fibres.

Plusieurs travaux ont été réalisés pour vérifier l'influence des fibres sur les propriétés mécaniques des BRF par des essais d'arrachement, de traction uniaxiale ou de flexion 3-points (Maage 1977, Bartos *et al.* 1994, Robins *et al.* 2002, Markovic 2006, Laranjeira *et al.* 2008). Outre l'influence de la mise en œuvre, la géométrie de la fibre, la composition de la matrice cimentaire, la vitesse de

chargement et l'inclinaison de la fibre constituent les principaux facteurs du comportement de la fibre.

La Figure 2.2, extraite des travaux de Markovic (2006), présentent un résumé de plusieurs travaux sur l'arrachement des fibres en fonction de l'angle d'inclinaison de fibres crochétées. Cette figure montre que la force nécessaire pour arracher une fibre décroît comparativement à une fibre parfaitement alignée lorsque l'angle d'inclinaison de la fibre dépasse 20 degrés. L'augmentation de la force nécessaire pour arracher une fibre observée sur la Figure 2.2 peut s'expliquer par le fait que toutes les fibres ne sont jamais parfaitement orientées dans l'angle d'inclinaison souhaitée. Par ailleurs, les travaux de Maage (1977) et de Bartos *et al.* (1994) ont montré que la force nécessaire pour déchausser une fibre décroît de manière quasi linéaire avec l'augmentation de l'angle d'inclinaison de la fibre.

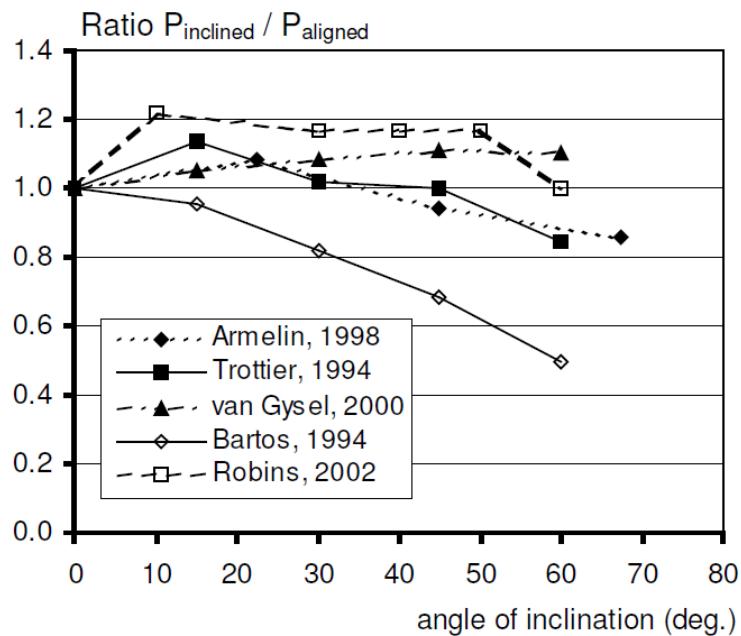


Figure 2.2 : Force d'arrachement normalisée en fonction de l'angle d'inclinaison de fibres crochétées (Markovic 2006)

La Figure 2.3, extraite des travaux de Abrishambaf *et al.* (2015), présente respectivement l'influence de l'angle d'inclinaison des fibres sur le comportement en traction des BRF. Le comportement adoucissant observé sur la Figure 2.3-b peut s'expliquer par le fait que l'angle d'inclinaison estimé des fibres est la moyenne de l'inclinaison de toutes les fibres. Or les fibres ne sont jamais toutes spatialement orientées dans l'angle d'inclinaison théorique souhaité. Ces figures

confirment l'importance de l'orientation des fibres à l'échelle de la structure. En traction, une orientation préférentielle des fibres, perpendiculaire aux plans de fissuration, contribue à augmenter la ductilité du comportement post-fissuration en traction.

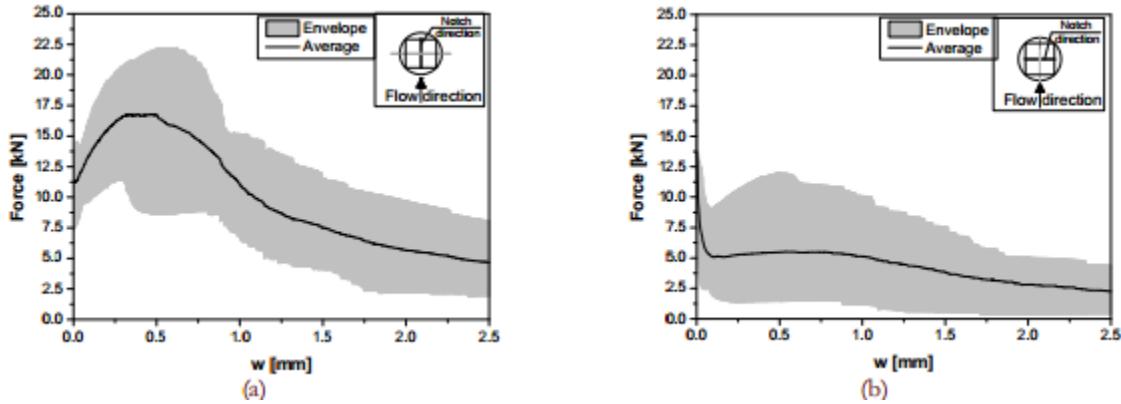


Figure 2.3 : Influence de l'angle d'inclinaison des fibres sur le comportement post-fissuration des BRF : a) angle de  $0^\circ$  et b) angle de  $90^\circ$  (Abrishambaf *et al.* 2015)

En flexion, une orientation préférentielle des fibres contribue à la fois à augmenter la phase élastique et la ductilité du comportement en flexion. Ceci provient du fait que les fibres contribuent à ponter les fissures dès l'atteinte du moment de fissuration, soit bien avant d'atteindre la force maximale. Ce comportement est vrai pour des dosages généralement supérieurs à  $40 \text{ kg/m}^3$  pour lesquels on observe un comportement écrouissant en flexion alors que le matériau est adoucissant en traction directe. La Figure 2.4, extraite des travaux de Behloul (1996), illustre l'influence de l'orientation des fibres sur le comportement flexionnel d'un BFUP renforcé par 2%-volume de fibres. La même observation peut aussi être faite pour les BRF.

Enfin, il est important de noter que le pourcentage de fibres bien orientées par rapport aux chemins de fissures potentielles dans la structure est primordial, et non le pourcentage total de fibres présentes dans la matrice cimentaire. À défaut de pouvoir garantir une orientation préférentielle des fibres dans un élément, soit une orientation de fibres perpendiculaires aux plans de rupture attendus, il importe de bien maîtriser la technique de mise en œuvre du matériau et sa structuration dans l'élément, et de prendre en considération l'orientation réelle des fibres dans les analyses.

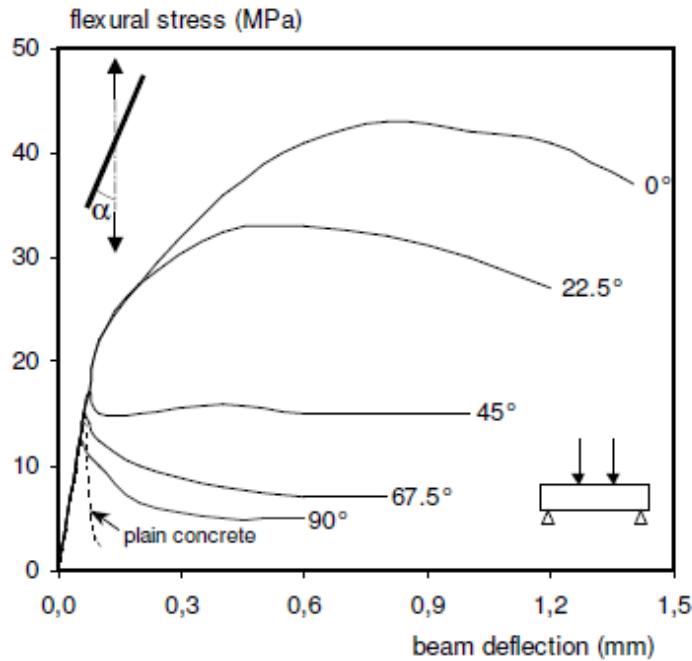


Figure 2.4 : Influence de l'angle d'inclinaison des fibres sur le comportement en flexion du BFUP (Behloul 1996)

## 2.1.4 Comportement mécanique des BRF

Cette section se base principalement sur les travaux de Rossi (1998). Le lecteur est invité à s'y référer pour plus de détails. Il est bien connu que les fibres métalliques augmentent la ductilité des structures en BRF. Les fibres incorporées au béton ont pour effet d'augmenter la résistance post-fissuration, ou résiduelle, en traction du béton en permettant une meilleure distribution des contraintes au sein de la structure. La présence de fibres métalliques à l'intérieur de la matrice cimentaire permet d'augmenter la ductilité des éléments en BRF qui, sans l'inclusion des fibres, présenteraient un comportement quasi-fragile typique de ceux fabriqués avec des bétons conventionnels. Les fibres permettent donc le transfert d'efforts au travers des fissures. Ce phénomène est généralement appelé la couture ou le pontage des fissures par les fibres. En plus de l'amélioration considérable du comportement post-fissuration, le pontage des fissures permet d'améliorer la durabilité d'un élément structural, plus précisément en termes de contrôle de la fissuration et de perméabilité. Cependant, pour un BRF sans autres renforcements, l'efficacité des fibres à augmenter la résistance dépend principalement du type de sollicitation, alors que l'augmentation de la ductilité est principalement due au type et au pourcentage de fibres utilisées.

Généralement, deux processus de fissuration englobent la majorité des sollicitations quasi statiques perçues par les structures de béton :

- un processus de fissuration engendré par des contraintes de traction ;
- un processus de fissuration engendré par des contraintes de compression.

#### **2.1.4.1 Fissuration engendrée par des contraintes de traction**

La Figure 2.5 présente un bref rappel du processus de fissuration des BRF. Lors d'un essai statique en traction uniaxiale, trois phases de fissuration surviennent.

- La première phase résulte de la création de microfissures diffuses au sein du matériau (1). Ces microfissures résultent de l'hétérogénéité du matériau, et donc de la présence de défauts au sein du matériau. À ce moment, les fibres d'acier, ayant de grandes dimensions par rapport à l'échelle de la microfissuration, n'agissent pas sur la création et l'évolution de ces microfissures.
- La seconde phase coïncide avec la localisation de la fissuration. Lors de cette phase, les microfissures s'unissent en une ou plusieurs macrofissures (2). Cette phase est appelée la localisation. À partir de cet instant, le comportement doit être qualifié de comportement structural puisque la localisation affecte le matériau à l'échelle de l'éprouvette et non du matériau. Lors de cette courte étape, les fibres n'interviennent pas de manière significative.
- Finalement, la troisième phase résulte de la propagation de la ou des macrofissures, et est responsable du comportement adoucissant des BRF (3). Lors de cette étape, l'effet de pontage des fibres en pointe de fissure a pour effet de contrôler la propagation et l'ouverture de la macrofissure.

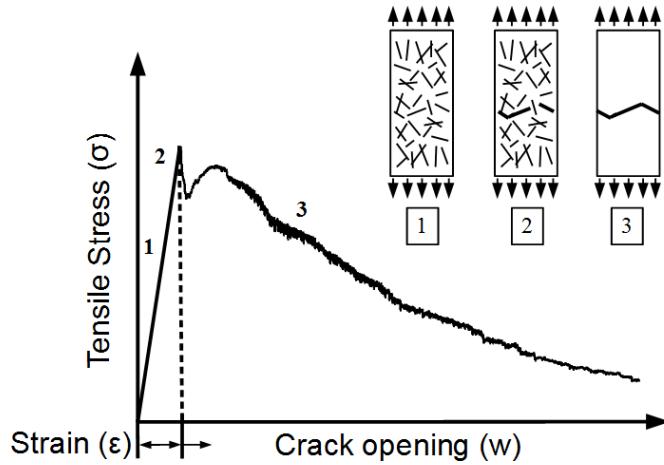


Figure 2.5 : Comportement en traction uniaxiale des BRF

Pour résumer, le processus de fissuration pré-pic en traction des BRF est entièrement lié à la matrice cimentaire, et l'effet des fibres est mécaniquement neutre. Une fois le pic atteint, l'effet de pontage des fibres en pointe de fissure devient important et a pour effet de contrôler la propagation et l'ouverture de la macrofissure.

En réalité, dans les ouvrages modernes, le béton n'est rarement, voire jamais, utilisé en traction uniaxiale. Seuls quelques ouvrages d'arts historiques ont été conçus avec des tirants en béton armé ou précontraint et de telles applications sont plutôt exceptionnelles. Les éléments structuraux tels les poutres ou les dalles sont plutôt sollicités en flexion qui engendre des contraintes de traction dans la zone tendue de l'élément. Ainsi, l'amélioration de la résistance en flexion est principalement due à l'apport de ductilité amené par les fibres dans la zone tendue d'une poutre. Les fibres permettent de ralentir l'ouverture des macrofissures, ce qui a pour effet d'augmenter la capacité portante et la ductilité de la structure. En effet, les fibres augmentent le moment ultime et la flèche ultime en flexion des poutres traditionnelles en béton armé, et ce proportionnellement à l'augmentation des contraintes de traction engendrées par la présence des fibres. Conséquemment, la fissuration du béton provoque un déplacement de l'axe neutre de la section vers la zone comprimée. À l'effort tranchant, l'apport des fibres ne se limite pas à une augmentation de la résistance, mais contribue également à réduire la fragilité des éléments structuraux après fissuration, ce qui, de fait, rend la rupture moins brutale.

#### **2.1.4.2 Fissuration engendrée par des contraintes de compression**

Le mécanisme de fissuration engendrée par des contraintes de compression peut se décomposer en trois phases. Premièrement, tout comme en traction, le chargement induit la microfissuration diffuse au sein du matériau. Les microfissures sont dispersées aléatoirement avec une orientation préférentielle parallèle à la contrainte de chargement. En faisant l'hypothèse que la fissuration est engendrée par la traction, l'hétérogénéité du matériau explique l'aspect aléatoire des microfissures, alors que la différence de rigidité entre la pâte et les granulats crée des contraintes de traction perpendiculaires au chargement qui explique l'orientation préférentielle verticale des fissures, soit parallèle à la contrainte de compression. Par la suite, la redistribution des contraintes due aux frottements dissymétriques des macrofissures verticales conduit à un chargement excentré de type flexion composée qui crée des fissures obliques. La rupture en compression serait due à ces fissures obliques qui forment un plan de glissement (Rossi *et al.* 1996).

En compression, des études citées dans l'ACI 1996 (Chen *et al.* 1971, Johnson 1974, Williamson 1974) ont montré que la résistance en compression d'un béton contenant 1.5% de fibres est jusqu'à 15% supérieure à un béton non fibré comparable. Or, cette différence de résistance provient du comportement structural de l'éprouvette, plus précisément du frettage de l'éprouvette suite à la localisation d'une macrofissure (Rossi 1998). Le frettage, favorisé par la présence des fibres, résulte du frottement entre les deux sections traversées par la macrofissure. Il provient donc de l'aspect structural de l'essai. Ainsi, les fibres n'influencent pas directement la résistance à la compression du matériau. Les fibres contribuent toutefois à réduire la fragilité du béton au-delà du pic maximal. La baisse de résistance graduelle en compression est moins prononcée en présence des fibres en compression uniaxiale (Aubré 2014). Cet effet est encore plus marqué en flexion car la présence de fibres amène un accroissement de la ductilité, variable selon le type et la quantité d'armatures en traction de l'élément. Dans les deux cas il s'agit d'un comportement structural et non matériau.

#### **2.1.4.3 Effets d'échelle**

Le concept de l'effet d'échelle dans la nature, et donc les matériaux, a été introduit par Galilée (1638) avec sa théorie de la faiblesse des géants. Par la suite, ce concept a été introduit par Griffith (1921) à l'intérieur des théories classiques des milieux continus le biais de la loi de distribution de Weibull afin de représenter le caractère hétérogène et les discontinuités omniprésentes du matériau.

Dans des travaux de recherche sur l'influence de l'hétérogénéité du matériau sur la résistance à la traction et le module élastique du béton, Rossi *et al.* (1994) concluent que :

- les effets de volume sont plus importants lorsque la résistance à la traction du béton diminue, phénomène expliqué par le manque d'homogénéité des bétons à faible résistance à la traction ;
- la résistance à la traction du béton dépend principalement de la résistance à la traction de la matrice cimentaire, et dépend du rapport des volumes entre l'éprouvette et le plus gros granulat.

Un résumé fait par Hoover (2008) de dix études sur du béton ordinaire, et illustré sur la Figure 2.6, montre la notion d'effet d'échelle au niveau structural pour laquelle le module de rupture diminue lorsque la profondeur de l'éprouvette augmente. Plusieurs chercheurs sont d'avis qu'il est essentiel de définir une loi de transition entre les théories classiques des milieux continus, qui ne comportent aucune longueur caractéristique, et la mécanique linéaire de la rupture pour laquelle uniquement la pointe de la fissure représente la rupture, soit respectivement les bornes inférieure et supérieure des effets d'échelles. De plus, cette loi de transition devra inclure la bande de fissuration communément appelée *Fracture Process Zone* (FPZ) qui généralement supprime l'effet statistique de la loi Weibull dû à la redistribution des contraintes et la perte graduelle de l'énergie de fissuration (Bazant *et al.* 1998).

L'influence des fibres sur les effets d'échelle fut aussi étudiée par Rossi (2012). L'auteur conclut, suite à une étude expérimentale, que l'énergie post-fissuration moyenne en traction des BRF et l'écart-type ne sont pas significativement sensibles aux effets d'échelle.

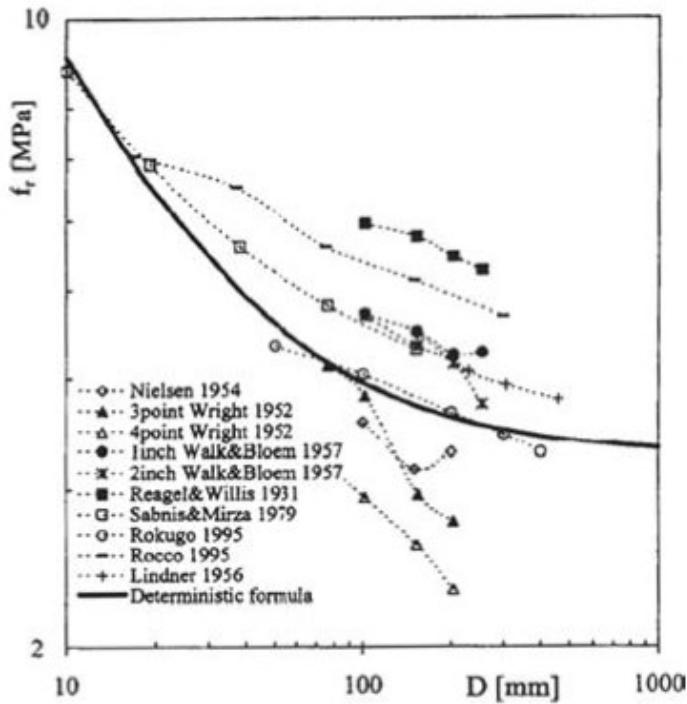


Figure 2.6 : Résultats sur les effets d'échelle en flexion (Hoover *et al.* 2008)

### 2.1.5 Durabilité des BRF

Tel que mentionné en introduction, la durabilité des structures est désormais considérée aussi importante que les critères de performance mécanique aux états limites et le coût initial qui, jusqu'à récemment, gouvernaient la conception. L'émergence de matériaux innovateurs tels que les bétons renforcés de fibres pouvant améliorer la durabilité des structures offre une alternative avantageuse aux propriétaires d'ouvrage dans le but d'améliorer la durabilité et la durée de vie des structures. Cette section fait un bref état des avantages liés à l'inclusion de fibres au sein du béton.

Il est généralement accepté dans la communauté scientifique que les BRF améliorent considérablement le comportement post-fissuration et la durabilité d'un élément structural, plus précisément en termes de contrôle de la fissuration et de perméabilité (Hubert *et al.* 2014). Au cours de la vie utile d'un élément structural en béton, les charges appliquées peuvent conduire à la création de macrofissures. En raison de la capacité des BRF à résister aux contraintes après la formation d'une macrofissure, les macrofissures ne compromettent pas automatiquement l'intégrité structurale. Cependant, ces macrofissures peuvent affecter la durabilité de la structure et conséquemment sa pérennité. De manière générale, la pénétration d'agents agressifs dans le béton

survient principalement dans à proximité des macrofissures. Le mode de transport des agents agressifs à travers le matériau est alors la perméabilité. Or, de récents travaux expérimentaux sur la perméabilité ont permis de montrer que le BRF, à l'état fissuré ou non, présente des coefficients de perméabilité au moins trois fois plus petits que ceux du béton ordinaire (Desmettre 2011, Desmettre *et al.* 2012, Hubert *et al.* 2014, Charron *et al.* 2015). Ainsi, l'inclusion de fibres dans le béton peut prolonger la durabilité en zone fissurée et non fissurée.

Par ailleurs, une revue générale de la littérature portant sur la durabilité des BRF a récemment été présentée par l'ACI (2010). Les principaux points de ce rapport portent sur la résistance au feu, la résistance au gel/dégel, la résistance à l'érosion et à l'écaillage, et la résistance à la corrosion. Les principales de cette revue sont les suivantes :

- les travaux de Di Prisco *et al.* (2003) ont montré que des dalles en BRF résistent au feu de trois à neuf fois plus longtemps que des dalles témoins sans fibre ;
- les travaux de Balaguru *et al.* (1986) ont montré que la résistance au gel/dégel est similaire pour le BRF et le BO pour un même contenu en air entrainé ;
- les travaux de Cantin *et al.* (1996) ont montré que la présence et le type de fibres n'influencent pas la résistance à l'écaillage ;
- les travaux de Nemegeer *et al.* (2003) ont montré que la résistance à la corrosion des fibres ne semblent pas influencée jusqu'à une ouverture de fissure de 0.5 mm.

## 2.2 Fluage de la matrice cimentaire

Il est généralement accepté que les granulats et les fibres en acier ne fluent pas. En ce sens, cette section focalisera sur le fluage de la matrice cimentaire.

Lorsqu'une pâte cimentaire est soumise à une charge extérieure constante, elle subit une déformation instantanée élastique au moment du chargement, puis une déformation différée qui débute immédiatement après le chargement. Le fluage propre correspond à la déformation différée du béton qui se manifeste sous un chargement soutenu et en l'absence d'échange hydrique avec le milieu ambiant. Tel que montré sur la Figure 2.7, la déformation totale se décompose en trois composantes pour un essai de fluage en compression en condition scellée : la déformation élastique instantanée et le fluage propre du béton, tous deux relatifs au fluage, et le retrait endogène de la

pâte cimentaire qui s'amorce avec l'hydratation du ciment. Lors du déchargement, la recouvrance instantanée est le recouvrement élastique, alors que la recouvrance différée s'explique par la tendance du matériau à recouvrir son état original.

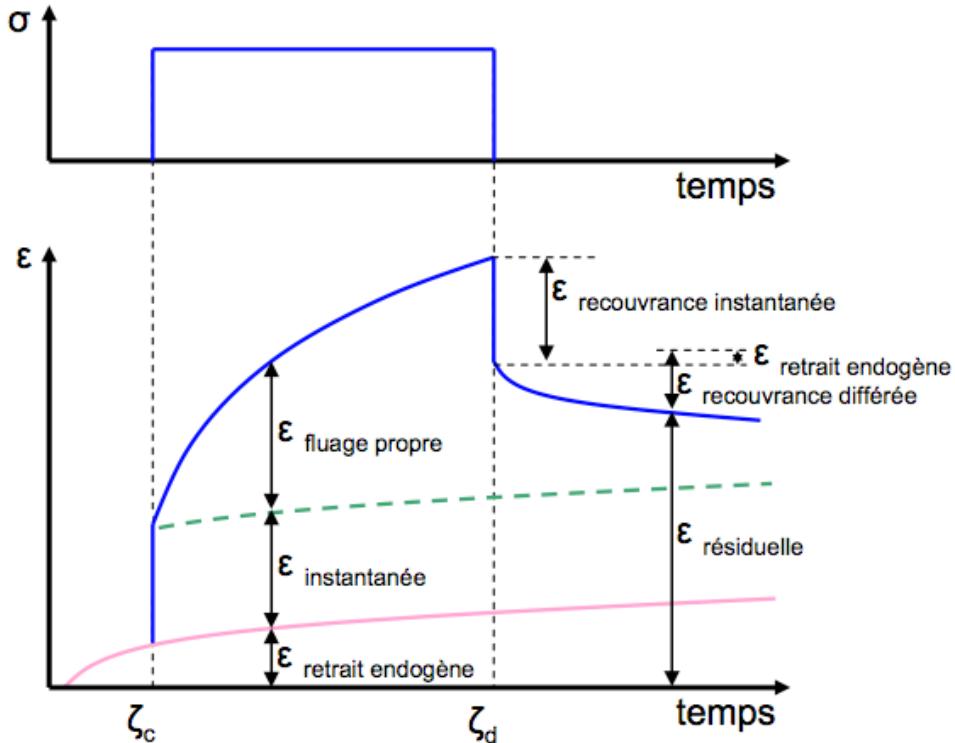


Figure 2.7: Déformation totale en fonction du temps de bétons soumis à un chargement continu en condition scellée (Guénot-Delahaie 1997)

Le retrait endogène, qui survient lorsque le béton n'a aucun échange hydrique avec le milieu ambiant, a volontairement été inclus à la déformation totale puisqu'il survient implicitement dès le début de l'hydratation.

Par ailleurs, les travaux expérimentaux de Pickett (1942) ont mis en évidence qu'une éprouvette de béton en cours de séchage subit généralement un fluage plus important qu'une éprouvette en équilibre (Figure 2.8). Ce phénomène est généralement appelé effet Pickett ou fluage de dessiccation. Il réfère à la déformation différée supplémentaire d'un béton soumis simultanément au fluage et à la dessiccation, après la déduction du retrait mesuré sur une éprouvette témoin non chargée et de la déformation de fluage sans dessiccation.

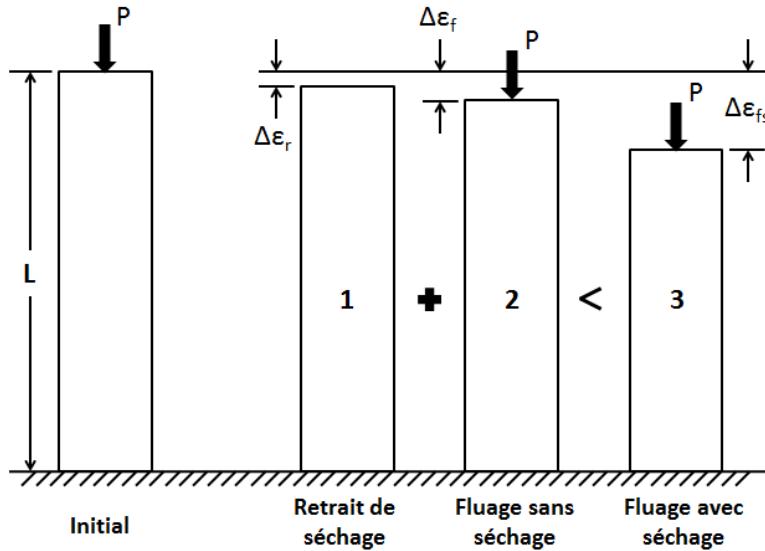


Figure 2.8: Fluage de dessiccation (effet de Pickett)

La section suivante présente brièvement les différentes théories proposées dans la littérature pour expliquer les mécanismes à l'origine du fluage.

## 2.2.1 Mécanismes à l'origine du fluage

Une bonne connaissance des mécanismes à l'origine du fluage est essentielle à la compréhension de celui-ci. Plusieurs hypothèses ont été proposées par la communauté scientifique afin d'expliquer les différents mécanismes à l'origine du fluage. Les prochains paragraphes résument les mécanismes les plus acceptés dans la littérature, soit un mécanisme de migration d'eau, un mécanisme d'écoulement visqueux, et un mécanisme de contribution de la microfissuration.

Cependant, aucun de ces mécanismes ne peut seul expliquer l'ensemble des résultats observés, suggérant ainsi que le fluage s'explique par une combinaison de mécanismes (Neville 1970, Wittmann 1982). Les mécanismes du fluage intervenant à l'échelle des hydrates, il est très complexe de les observer directement, et indirectement avec une mesure des déformations de fluage. Un résumé des hypothèses les plus récurrentes pour expliquer l'origine du fluage est présenté dans les sections suivantes.

### 2.2.1.1 Théorie de la migration de l'eau

Cette théorie provient de la comparaison de la pâte de ciment à un gel rigide auquel l'application d'une charge cause généralement l'expulsion de l'eau des pores de gel de petites tailles vers les

pores capillaires de plus grandes tailles du squelette d'hydrates (Neville 1970). En conséquence, il y a une redistribution de contrainte de l'eau vers la pâte ou le squelette d'hydrates.

Originalement proposée par Lynam (1934), cette théorie a par la suite été reprise et améliorée par Lea et Lee (1946) et Seed (1948). Cette théorie suppose qu'un état d'équilibre existe entre la pression interne de l'eau et la pâte jusqu'à ce qu'une charge externe soit appliquée. La pression interne vient créer une perturbation qui entraîne un changement du contenu en eau dans les pores du gel. Ce mouvement d'eau transfère graduellement la contrainte de l'eau au squelette d'hydrates, alors que la pression hydrique et le taux de changement diminuent. Le fluage serait donc dû au délai du rétablissement de l'équilibre entre les molécules d'eau et le squelette d'hydrates. Lors du déchargeement, la recouvrance différée représente la tendance des molécules d'eau à reprendre leur position initiale. Ceci explique le caractère dégressif du fluage et la partie réversible du recouvrement. Cependant, il subsiste des déformations résiduelles permanentes dans le matériau. Ces déformations sont dues à la formation de nouveaux liens rigides entre les hydrates lors du chargement qui empêchent partiellement le retour de l'eau et la recouvrance totale (Neville 1970). Lynam (1934) ajoute que le chargement en compression crée une diminution de la section des pores capillaires et augmente la densité du squelette d'hydrates. La variation de section des pores capillaires gêne alors le mouvement de l'eau.

Malgré un support considérable au fil des années, cette théorie présente quelques lacunes. Premièrement, elle n'explique en aucun cas pourquoi le béton séché à l'air libre et ensuite chargé en compression sous l'eau flue deux fois plus qu'un béton conservé sous l'eau tout au long du processus. De fait, le béton conservé sous l'eau a peu de molécules d'eau à déplacer (Hansen 1960), alors que le béton séché à l'air libre offre la possibilité aux molécules d'eau de migrer en fonction des gradients hydriques. Finalement, la dernière objection formulée par Neville (1970) provient du fait que la perte d'eau d'une éprouvette chargée à l'air libre est pratiquement comparable à celle d'une éprouvette témoin non chargée. Cependant, cette dernière remarque n'invalide pas la théorie de la migration de l'eau décrite précédemment, puisque les mouvements des molécules d'eau se font à l'échelle du squelette d'hydrates (des pores de gel vers les pores non saturés) sans la nécessité d'un échange hydrique avec le milieu ambiant.

### **2.2.1.2 Théorie de l'écoulement visqueux**

Le principe de cette théorie est que la pâte de ciment hydratée se comporte comme un liquide très visqueux. Au cours du vieillissement du béton, de nouveaux liens chimiques se forment entre les feuillets d'hydrates, augmentant la viscosité de la pâte (Neville 1970).

Cette théorie, initialement proposée par Thomas (1937), consiste à considérer le béton en deux composantes : la pâte de ciment, qui se comporte comme un matériau visqueux lorsqu'elle est chargée, et les granulats rigides qui, à l'inverse, ne fluent pas lorsqu'ils sont chargés. En ce sens, lorsque le béton est soumis à un chargement constant, la pâte de ciment visqueuse s'écoule entre les granulats rigides. Ceci se solde par un transfert progressif des efforts de la pâte de ciment vers les granulats (Neville 1970). Ainsi, le taux de déformation dégressif du fluage est cohérent avec l'écoulement visqueux qui ralentit au fur et à mesure que les efforts de la pâte sont transmis aux granulats.

Plus tard, Hansen (1960) a suggéré que l'écoulement visqueux de la pâte de ciment survient dans les espaces entre les feuillets d'hydrates où les liens mécaniques les plus faibles se retrouvent. Ainsi, le déplacement entre les feuillets d'hydrates de la pâte de ciment est similaire aux réarrangements polycristallins localisés aux joints de grains de certains métaux comme l'acier.

Une variation de contraintes, de température ou du taux d'humidité relative peuvent être à l'origine de la déstabilisation de couches d'eau absorbée et initier l'écoulement visqueux en facilitant le glissement des feuillets d'hydrates (Ruetz 1968).

Pour cette théorie, le caractère dégressif du fluage s'explique par le fait qu'une portion des déformations irréversibles du fluage serait due à l'endommagement progressif et permanent de la pâte de ciment s'étant écoulée (Neville 1970). Cependant, cette théorie est limitée par l'absence d'explication de la partie réversible du fluage communément appelée recouvrance.

### **2.2.1.3 Apports des techniques de nano-indentation**

Les récentes avancées en nanotechnologie offrent maintenant la possibilité de caractériser le comportement des matériaux à l'échelle nano par des techniques de nano-indentation. Ainsi, Vandamme *et al.* (2009) ont utilisé la technique de mesure par indentation pour caractériser le fluage de la pâte cimentaire. Les auteurs suggèrent que le fluage des feuillets de CSH résulte du glissement de nano particules. Ce glissement conduirait à une augmentation locale de la densité

jusqu'à ce que le glissement des feuillets ne soit plus possible, condition correspondant à un état de tassement maximal. À l'approche de cet état de tassement maximal, les changements volumétriques sont considérés comme petits par rapport à cet état limite de tassement et négligeables par rapport aux propriétés mécaniques des phases de CSH. En d'autres termes, le fluage serait donc associé au réarrangement des particules de CSH jusqu'à ce qu'un état de tassement maximal soit atteint. Toujours selon les auteurs, cette méthode de caractérisation du fluage aurait l'avantage de réduire significativement le temps nécessaire pour observer les phénomènes de fluage.

#### **2.2.1.4 Contribution de la microfissuration**

Dans sa première forme, cette théorie suggère qu'entre 10 et 25% de la déformation totale de fluage provient de la contribution de la fissuration présente dans le béton. De plus, la contribution de la fissuration est en partie responsable de la déformation résiduelle ou permanente associée au fluage (Meyers 1967). Le développement de la fissuration dans la pâte cimentaire dépend principalement du niveau d'endommagement immédiatement après le chargement. En ce sens, le fluage n'est pas responsable de l'initiation de la fissuration. Il contribue cependant à la propagation des fissures, éventuellement jusqu'à la rupture, lorsque le niveau de chargement est supérieur à 70% de la résistance ultime (Neville 1970).

Plus tard, les travaux de Rossi *et al.* (1994) ont permis de démontrer que la déformation due au fluage propre est proportionnelle à l'état de microfissuration du matériau. Ainsi, les fissures créées par le chargement, initialement vides d'eau, entraînent un soudain déséquilibre hydrique entre les fissures et la pâte environnante dû à des gradients de concentration hygrométrique. Ces gradients déclenchent un mouvement des molécules d'eau des pores capillaires vers les microfissures et provoquent l'assèchement des pores (Rossi *et al.* 1994), et donc induisent des gradients de pression dans le matériau qui à leur tour modifient ou augmentent l'état de contrainte local du matériau et favorisent la propagation de la fissuration. Ceci renforce donc l'hypothèse de la contribution de la microfissuration comme mécanisme à l'origine du fluage.

Par ailleurs, Rossi *et al.* (2012) ont récemment démontré que les fissures constituent un chemin d'accès privilégié pour les molécules d'eau. Ce chemin d'accès privilégié pour les molécules d'eau résulte en l'accélération de la cinétique de l'hydratation des grains de ciment anhydre. Ainsi, ce phénomène d'auto-cicatrisation des fissures provoque une augmentation de l'amplitude et de la

cinétique du retrait d'auto-dessiccation. Les auteurs concluent que le fluage propre est principalement dû à la microfissuration qui induit du retrait d'auto-dessiccation supplémentaire.

## 2.2.2 Fluage flexionnel

Les travaux expérimentaux sur le couplage des effets différés et de la fissuration des bétons des bétons renforcés de fibres seront présentés dans cette section. Une brève revue des montages expérimentaux les plus courants est tout d'abord présentée. Par la suite, une revue des études expérimentales portant sur ce couplage est présentée.

### 2.2.2.1 Montages expérimentaux de fluage flexionnel

À ce jour, les montages expérimentaux les plus courants pour étudier le fluage sont ceux où les éprouvettes d'essai sont soumises à un chargement soutenu en compression (Neville 1970, ASTM 2002) ou en traction (Domone 1974, Bissonnette *et al.* 1995, Kovler *et al.* 1999). Or, tel que mentionné précédemment, ces essais ne sont pas représentatifs des conditions réelles d'une poutre sollicitée en flexion, faisant à la fois intervenir des composantes de fluage en compression et en traction. Afin de répondre à cette problématique, différents montages expérimentaux de fluage flexionnel se retrouvent dans la littérature. Les montages proposent des chargements soutenus en flexion 3-points ou à 4-points. Dans les deux cas, les charges appliquées sont transmises par des charges gravitaires (Bissonnette *et al.* 1995, Kovler *et al.* 1999, Altoubat *et al.* 2001, Ostergaard *et al.* 2001, Atrushi 2003, Bastien-Masse 2010, Garas 2010) ou par un vérin appliquant une charge constante (Tan *et al.* 1994, Granju *et al.* 2000, Kurtz *et al.* 2000, MacKay *et al.* 2004, Barragán *et al.* 2008, Omar *et al.* 2009, Zerbino *et al.* 2012, Rossi *et al.* 2014).

Les essais en flexion 3-points sont généralement effectués sur des éprouvettes ayant une entaille à la mi-portée. Ceci a pour avantage de localiser la fissuration à un endroit spécifique, puisque la section réduite présente une résistance moindre de l'éprouvette, sans toutefois être la zone de résistance moindre du matériau. Ainsi, les mesures de l'ouverture de fissure sont grandement simplifiées.

Les essais en flexion 4-points ont l'avantage d'avoir une zone de moment constant entre les points de chargements. Ceci a pour effet de favoriser la fissuration au plan de faiblesse réel de l'éprouvette, tout en sachant l'effort réel, induit par le moment constant entre les points de chargement, à l'endroit où la fissuration survient. Ainsi, il est difficile de prédire l'emplacement

exact de la fissuration, et donc de positionner les équipements de mesure. Cependant, par sa stabilité accrue, cette méthode d'essais offre la possibilité d'empiler et de tester plusieurs éprouvettes sur un même bâti expérimental.

Les différents montages permettent de mesurer la flèche, l'ouverture de fissure, et parfois la déformation à la fibre supérieure ou inférieure. Tel qu'illustré sur la Figure 2.9, les capteurs mesurant la flèche sont généralement placés sur une tige horizontale supportée au droit des appuis. Ce système permet de mesurer la flèche relative de l'éprouvette, sans tenir compte de l'écrasement du béton aux appuis. L'ouverture de fissure est quant à elle mesurée par un capteur horizontal qui enjambe l'entaille. Dans le cas où les déformations sont mesurées, des jauge de déformations sont collées aux fibres extrêmes de l'éprouvette, soit à la fibre tendue et la fibre comprimée.

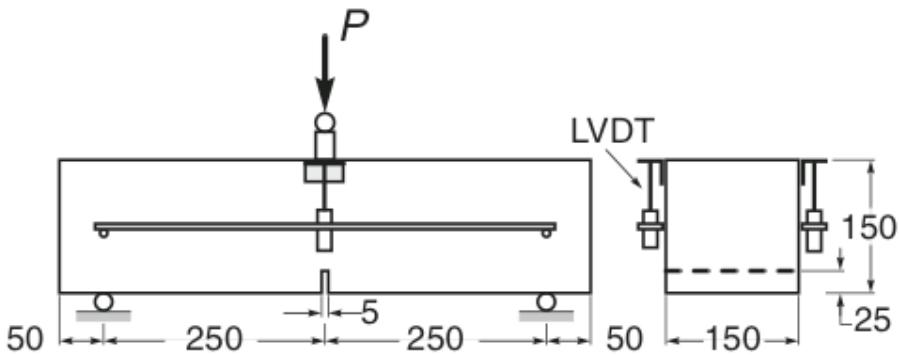


Figure 2.9: Montage type de fluage en flexion 3-points

### 2.2.2.2 Études expérimentales de fluage flexionnel des BRF

Depuis les deux dernières décennies, quelques chercheurs (Granju *et al.* 2000, MacKay *et al.* 2004, Barragán *et al.* 2008, Ferretti *et al.* 2008, Bernard 2010) ont effectué des travaux sur le fluage des bétons renforcés de fibres en condition fissurée. Ces travaux avaient principalement pour but de déterminer l'impact du fluage sur le comportement post-fissuration des bétons renforcés de fibres, de suivre l'évolution de la fissuration, et d'en déterminer la résistance. La Figure 2.10 présente la courbe force-ouverture d'un essai type de fluage flexionnel en condition fissurée composé d'un pré-chargement et d'un chargement maintenu constant dans le temps. Cette figure suppose que le BRF est écrouissant en flexion et donc que la fissuration survient avant l'atteinte la force maximale  $P_{MAX}$ . Dans un premier temps, l'éprouvette est chargée jusqu'à une ouverture de fissure définie, appelée  $w_0$ . La charge correspondant à l'ouverture  $w_0$  est appelée  $P_0$ . Par la suite, l'éprouvette est

déchargée et rechargée au niveau de chargement souhaité pour la durée de l'essai de fluage. Le niveau de chargement s'exprime généralement en fonction du rapport  $P_s / P_0$ .

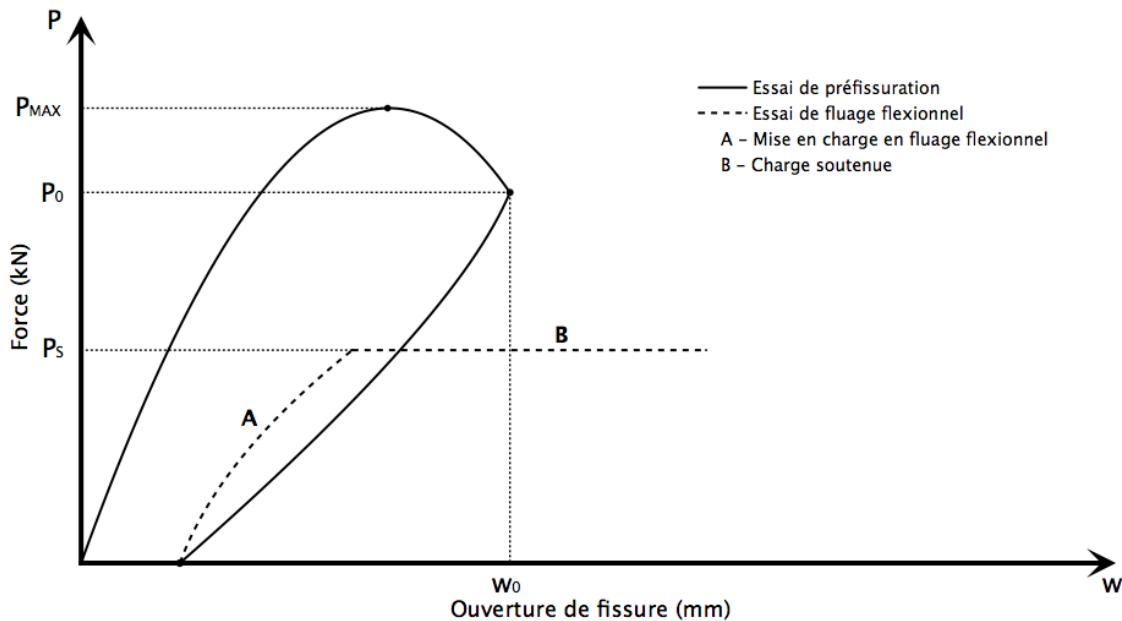


Figure 2.10: Courbe force-ouverture d'un essai type de fluage flexionnel en condition fissurée

Granju *et al.* (2000) furent les premiers à s'intéresser à l'évolution de la fissuration des BRF sous charge soutenue. Les auteurs ont effectué une série d'essais expérimentaux de fluage flexionnel sur des poutres entaillées en BRF (dosage de  $65 \text{ kg/m}^3$  de fibres métalliques). Dans une première étape, ces poutres ont été pré-fissurées jusqu'à une ouverture de fissure égale à 0.3 mm. Par la suite, une charge soutenue correspondant à 60% de la charge requise pour pré-fissurer les poutres fut appliquée et maintenue pendant 12 mois. Les auteurs ont conclu que le fluage se stabilise vers une asymptote après six mois et que le fluage ne modifie pas le comportement post-fissuration. Ainsi, à ce niveau de chargement, le fluage ne menace pas la sécurité des structures. Dans cette même étude, les auteurs signalent que, pour cette condition de chargement, le fluage semble causer moins de dommage que la fatigue due à un chargement cyclique.

Plus tard, les travaux de Bernard (2004) ont montré que le fluage du BRF en condition fissurée n'est pas dû à la déformation des fibres. Dans cette étude, plusieurs éprouvettes ont rompu au cours des essais de fluage même si la résistance de l'éprouvette était suffisante pour reprendre la charge imposée au début du chargement. Ces ruptures sont survenues dans les éprouvettes de BRF synthétiques ( $9 \text{ kg/m}^3$ ), alors qu'aucune éprouvette de BRF en acier ( $50 \text{ kg/m}^3$ ) n'a rompu. L'auteur

suggère que les éprouvettes de BRF en acier auraient aussi pu rompre si les niveaux de chargement soutenu avaient été plus élevés. Par ailleurs, l'auteur a conclu que la rupture des éprouvettes résultait de l'arrachement des fibres de la matrice. Cette même conclusion a également été constatée par MacKay et Trottier (2004) lors d'une étude visant à comparer le comportement différé flexionnel de poutres en BRF d'acier ( $24 \text{ kg/m}^3$ ) et synthétiques ( $4.6 \text{ kg/m}^3$ ). De plus, MacKay et Trottier ont noté que le fluage flexionnel en condition fissurée se stabilise lorsque la charge soutenue ne dépasse pas 60% de la résistance résiduelle de la poutre.

Dans une étude exhaustive, Barragan et Zerbino (2008, 2012) ont effectué des essais de fluage flexionnel à différents niveaux de pré-fissuration, variant de 0.19 mm à 3.54 mm, et de chargement, variant de 46 % à 156 % de la charge requise pour pré-fissurer les poutres en BRF (dosage de  $40 \text{ kg/m}^3$  de fibres métalliques). Les résultats montrent que le fluage flexionnel mène à la rupture des éprouvettes pré-fissurées à des ouvertures de fissure supérieures ou égales à 0.5 mm. À l'inverse, pour des ouvertures de fissure inférieures à 0.5 mm, le fluage flexionnel se stabilise même pour des niveaux de chargement ( $P_s/P_0$ ) égaux aux niveaux de chargement provoquant la fissuration ( $P_{max}$ ), donc un rapport  $P_s/P_{max}$  de 1. De plus, les auteurs ont conclu que le fluage se stabilise lorsque la vitesse d'ouverture de fissure est inférieure à  $0.2 \mu\text{m/h} / \text{MPa}$  lors des premiers mois sous charge soutenue. Parmi les poutres qui ont rompu, une seule éprouvette a présenté une réponse de fluage en trois étapes, primaire, secondaire, et tertiaire, alors que toutes les autres éprouvettes ont cassé soit lors du chargement initial, soit lors d'un cycle de déchargement-chargement effectué pour remplacer une éprouvette ayant rompu dans un empilement d'éprouvettes (bâti permettant l'empilement de trois éprouvettes), soit après l'augmentation du niveau de chargement. Par conséquent, la rupture du BRF sous charge soutenue est donc fortement liée à l'application de la charge en soi. En conclusion, les auteurs recommandent de ne pas dépasser une contrainte équivalente à 50% de la contrainte résiduelle  $f_{R4}$  qui représente la contrainte à une ouverture de fissure de 3.5 mm selon la nomenclature de la norme européenne EN 14651 (2004), également adoptée par le Code Modèle (FIB, 2010). Il convient de noter que cette ouverture de fissure excède d'un ordre de grandeur l'ouverture admissible sous charges de services.

Le Tableau 2.1 présente un résumé des conditions d'essais et des dosages en fibres métalliques des différentes études expérimentales de fluage flexionnel.

Tableau 2.1 : Résumé des conditions d'essais et des dosages en fibres métalliques des essais de fluage flexionnel

Auteurs	Pré-fissuration	Fluage	Dosage (kg/m <sup>3</sup> )
Granju (2000)	Poutre flexion 3-points	Poutre flexion 3-points	65
Bernard (2004)	Dalette circulaire	Dalette circulaire	50
MacKay (2004)	Poutre flexion 3-points	Poutre flexion 4-points	24
Barragan et Zerbino (2008 ; 2012)	Poutre flexion 3-points	Poutre flexion 4-points	40

Finalement, dans une étude expérimentale portant sur les sources du fluage en traction des BRF et l'arrachement de fibres, Boshoff *et al.* (2009) ont conclu que les fibres ne fluent pas, et que l'arrachement des fibres est la cause de la rupture des éprouvettes de BRF sous charge soutenue. Dans ces essais, toutes les fibres ont été arrachées en moins de 70 heures sous une charge soutenue inférieure à 50 % de la résistance en cisaillement de l'interface fibre-matrice. Cependant, les auteurs modèrent cette observation en ajoutant que les essais d'arrachement sous charge soutenue ne représentent pas la complexité du matériau. Cette remarque est autant plus vraie au niveau de la structure.

### 2.2.3 Impact du fluage sur la conception des structures

Dépendamment des situations, l'impact du fluage peut être nuisible tout comme souhaitable. En général, le fluage n'affecte pas la résistance ultime d'une membrure de structure en béton, mais peut mener à des courbures et des flèches excessives. À l'inverse, le fluage peut toutefois être souhaitable dans une réparation en béton soumise à des conditions de déformations restreintes soulage les contraintes induites par le retrait au jeune âge, qui peuvent conduire à une fissuration précoce du béton préjudiciable à sa durabilité. De plus, le fluage dans les structures en béton précontraint peut aussi conduire à une importante limitation de l'usage en service si les pertes de précontraintes sont sous-estimées. Les prochains paragraphes expliquent chacune des problématiques mentionnées ci-dessus.

### 2.2.3.1 Flèche

Lorsqu'aucune analyse détaillée de fluage d'un élément de structure n'est effectuée, la norme A23.3 (CSA 2004 [Article 9.8.2.5]) mentionne que les flèches instantanées en flexion sous un chargement soutenu de cinq ans ou plus doivent être multipliées par trois afin de considérer le fluage. Pour le béton ordinaire, la courbure initiale d'une section de poutre en béton armé fissurée est plus grande que celle d'une section non fissurée. En effet le béton fissuré sous l'axe neutre ne reprend plus de contraintes de traction et ne flue plus en traction, puisque les contraintes de traction sont majoritairement reprises par l'armature. À l'inverse, l'augmentation de la compression dans la zone comprimée, soit au-dessus de l'axe neutre, conduit à l'augmentation du fluage de compression.

Pour une section fissurée, pour le béton fibré ou non fibré, la position de l'axe neutre est déterminée par les équations d'équilibre et de compatibilité, par les relations constitutives des matériaux en traction et en compression et la distribution des contraintes qui en résulte. Pour le béton renforcé de fibres, la distribution des contraintes tient compte de l'action des fibres en mode post-fissuration. La contribution en traction des fibres amène un fluage en traction beaucoup plus important que celui du béton ordinaire.

Le fluage du béton a pour conséquence d'augmenter la courbure et la flèche des membrures en flexion. Cet effet du fluage dépend de plusieurs facteurs tels que : le niveau de fissuration du béton, spécialement dans la zone en traction, le niveau de chargement, la quantité et l'emplacement du renforcement en acier, et les propriétés mécaniques du béton. Ainsi, le gradient des déformations produit un fluage différentiel qui cause une rotation des sections et résulte en l'augmentation de la courbure et de la flèche (Picard 2001). Lorsque les contraintes sont inférieures à un niveau généralement situé à 40% de la résistance en compression, la même loi de fluage s'applique peu importe le niveau de contrainte de sorte que la variation de courbure associée au fluage d'une section non fissurée n'affecte pas la position de l'axe neutre. Il est toutefois autrement pour une section fissurée, avec ou sans fibres.

Cette augmentation de flèche devient particulièrement problématique lors de la vérification des conditions limites d'utilisation des structures en service. Dans le cas de ponts à travées continues, la courbure, et donc la flèche, est un paramètre important au confort des usagers circulant d'une travée à l'autre. En ce sens, une bonne connaissance des déformations différenciées dans le béton doit

être acquise afin d'estimer adéquatement l'augmentation de la flèche des membrures en service. Pour cette raison, une règle de bonne pratique des ouvrages modernes préconise une condition non fissurée en service. Le sous-dimensionnement d'une membrure mène à une fissuration importante, des problèmes de durabilité et de sécurité lors de la perte de précontrainte, alors que le surdimensionnement n'est pas économique. Or le fluage accentuera les problèmes de fissuration liés au sous-dimensionnement d'une membre.

### 2.2.3.2 Réparation

Plusieurs publications concernant la réparation de structures en béton armé sont disponibles comparativement à la documentation relative à la réparation de structures en béton précontraint. La détérioration des structures en béton peut être causée par l'endommagement des armatures ou des torons, par la dégradation du béton, ou par l'endommagement d'une membrure due à un impact. La sévérité de la détérioration dépend principalement de l'emplacement sur l'élément et de l'agressivité des conditions climatiques.

Une interaction complète entre le béton existant et la couche de béton de réparation est désirable lors de la réparation pour permettre de traiter la section réparée comme une section structurale homogène. Tel qu'illustré sur la Figure 2.11, le substrat de la réparation reçoit des contraintes internes supplémentaires lorsque la couche de béton endommagé est remplacée, puisque la nouvelle couche de béton a une rigidité inférieure au substrat.

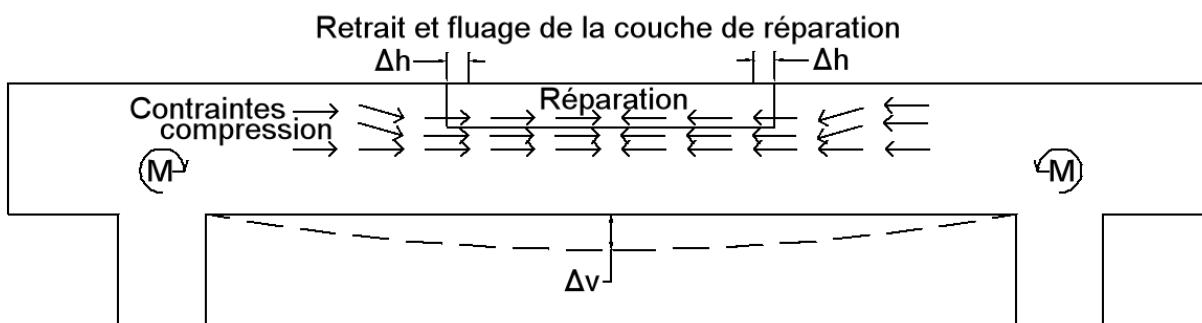


Figure 2.11: Réparation au niveau (adaptée de Cusson et al. 1996)

Dans les zones comprimées, le fluage en compression du béton de réparation peut mener à une réduction de la capacité portante de la couche de réparation et peut affecter le transfert des charges du béton de réparation au substrat (Cusson *et al.* 1996). À l'inverse, dans les zones de traction, le

fluage en traction du béton de réparation est bénéfique, puisqu'il aide à réduire les effets néfastes du retrait en relaxant les contraintes (Saucier *et al.* 1992).

### 2.2.3.3 Effet sur la précontrainte

L'utilisation de poutres préfabriquées en béton précontraint est très répandue dans les ouvrages d'art. La précontrainte permet d'augmenter la capacité portante des poutres et leur portée, alors que la préfabrication permet de réduire le temps et les coûts de construction par rapport à la construction *in situ*. La piètre performance des ouvrages en béton construits depuis les années 1960, amène des exigences grandissantes pour la construction des nouveaux ouvrages, tant pour leur durée de vie que dans la complexité amenée pour le remplacement d'ouvrages existants. Dans ce contexte la détermination la plus juste possible de la condition de l'ouvrage à court et à long termes devient essentielle et l'estimation des pertes de précontraintes causées par le retrait et le fluage devient primordiale. En effet, les erreurs d'approximation n'affectent pas nécessairement la résistance ultime des membrures en flexion, mais qu'elles peuvent être critiques dans le cas des conditions en service reliées à la courbure, la flèche, la fissuration et, à terme, sur la durabilité des ouvrages. Dans certains cas cela mène à des désordres structuraux majeurs, voire des effondrements.

La construction par encorbellement est un exemple d'ouvrages complexes qui requiert une bonne connaissance et une estimation précise des effets différés et des pertes de précontrainte. Ce type de construction en porte-à-faux génère un historique de chargement complexe, puisque chaque nouvelle partie précontrainte par post-tension entraîne un relâchement d'une partie de la précontrainte appliquée sur les sections précédentes. De plus, les porte-à-faux de piles opposées doivent se rencontrer à mi-portée avec une pente et une élévation précise (Shiu *et al.* 1987).

Il y a un siècle, la méconnaissance des phénomènes de retrait et du fluage, en plus de la relaxation de l'acier, ont entraîné la perte des premiers ouvrages de béton précontraint (Marray *et al.* 2003). Une membrure subit un raccourcissement longitudinal dû au retrait et au fluage causé par les contraintes de compression engendrées par la précontrainte. Ainsi, les déformations différées causent une réduction de la précontrainte dans la zone tendue à la fibre inférieure. Ceci peut mener à l'initiation de fissures à la fibre tendue. C'est ce qui a causé les désordres majeurs observés au pont de Grand-Mère (Massicotte *et al.* 1994) et possiblement à l'effondrement d'un ouvrage en Asie (Bazant *et al.* 2010).

Pour une poutre précontrainte, une perte de précontrainte provoque une variation du taux de fluage en raison de la recouvrance élastique et différée causée par cette diminution de charge. À l'échelle de la poutre, une augmentation de la courbure et de la flèche crée des efforts supplémentaires dans la dalle. Ces efforts peuvent éventuellement provoquer une fissuration supplémentaire préjudiciable à la durabilité de l'ouvrage. Il est donc crucial d'estimer les pertes de précontrainte dues aux déformations différées. La perte de précontrainte est directement influencée par la contrainte du béton à l'interface des torons. En ce sens, la perte de précontrainte dans la membrure varie selon l'emplacement des torons (Picard 2001).

#### **2.2.3.4 Poutres mixtes préfabriquées**

Au Québec, les ponts continus sur plusieurs travées faits de béton précontraint sont fréquemment utilisés pour des portées de 20 à 45 mètres (MTQ 2004 [Tableau 1.8-1]). Les poutres préfabriquées en béton précontraint sont alors rendues continues lorsque la dalle est coulée *in situ*. Cette méthode de construction permet de franchir les obstacles relativement rapidement et facilement, puisqu'elle ne requiert aucun étalement. Une fois la dalle mise en place, la section poutre-dalle devient mixte. L'âge du béton des poutres et de la dalle étant différent, le retrait différentiel entre les éléments des poutres mixtes induit des déformations axiales, des flèches et des rotations additionnelles. Ainsi, lorsque le système structural devient continu, les rotations deviennent empêchées aux piles et créent des moments de continuité, tel qu'illustré sur la Figure 2.12. Ces moments ont pour effet de soulager les moments aux appuis intermédiaires, alors que les moments en travée sont amplifiés.

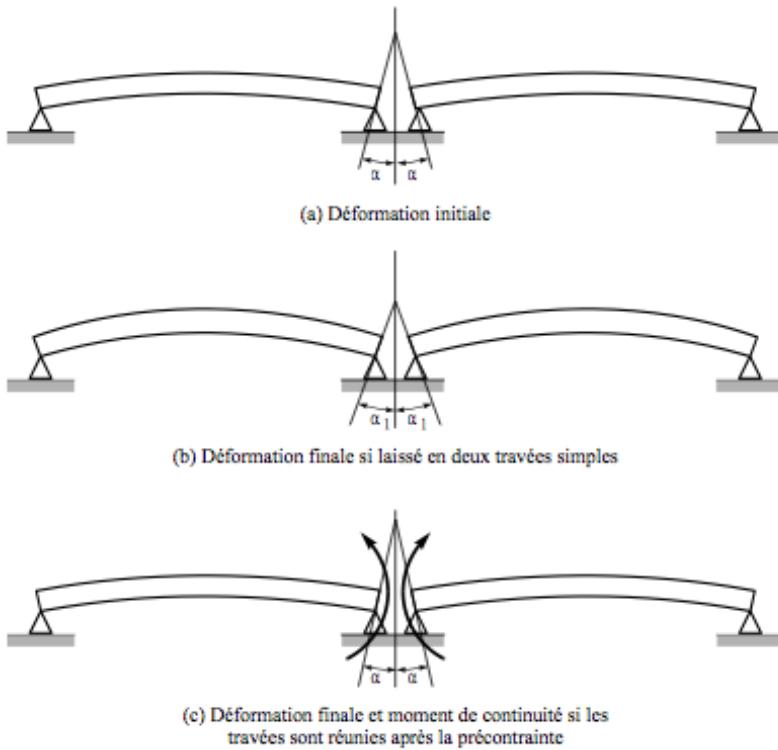


Figure 2.12: Moments de continuité empêchés (Massicotte 2010)

### 2.2.3.5 Utilisation combinée des BRF et de la précontrainte

Au fil des années, la définition de la précontrainte partielle a évolué jusqu'à celle proposée par l'AASHTO LRFD (2007). Cette norme stipule que la précontrainte partielle est une approche pour la conception et la construction dans laquelle la précontrainte ou une combinaison de précontrainte et de barres d'armature est utilisée de façon à ce que les efforts de traction dus à la flexion et les fissures du béton soient permis sous les charges vives tout en satisfaisant les états limites ultimes et de service.

Pour tirer avantage de la précontrainte, un élément à précontrainte partielle est généralement conçu de façon à ne pas fissurer sous l'effet des charges permanentes. Or, tout le potentiel de l'action combinée des BRF et de la précontrainte apparaît à juste titre lorsque la fissuration est permise (précontrainte partielle) afin d'exploiter le comportement post-fissuration avantageux des BRF. Les fissures apparaissent donc uniquement lors du passage des charges vives et se referment immédiatement après. Ces fissures provoquent une variation de la position de l'axe neutre dans les éléments et une soudaine augmentation des contraintes dans l'acier et le béton.

Les critères devant être satisfaits aux états limites de service sont probablement les plus importants à considérer lors du dimensionnement de membrures à précontrainte partielle. Il est bien connu que le facteur prédominant du contrôle de la fissuration n'est pas le nombre de fissures, mais l'ouverture maximale de celles-ci. Les ouvertures de fissures sont principalement influencées par l'augmentation des contraintes dans les torons après l'initiation de la fissuration, ainsi que les caractéristiques d'adhérence acier-béton, l'enrobage et la distribution de l'armature passive. La fissuration du béton enrobant et protégeant les torons rend les torons vulnérables à des problèmes de durabilité telle la corrosion induite par les agents agressifs. La corrosion de l'acier engendre des efforts supplémentaires à l'interface acier-béton qui peuvent nuire à l'adhérence des torons au béton. De plus, lors de la fissuration du béton à précontrainte partielle, la contrainte de traction, initialement prise par le béton, est soudainement transmise aux torons causant un brusque transfert de contraintes dans l'acier. Une grande variation de contraintes peut résulter à la création de fissures internes à l'interface acier-béton qui contribue à l'augmentation de l'ouverture des fissures. Pour les ouvrages d'art, les variations de contraintes dans les torons sous le passage des charges routières peut également amener des problèmes de fatigue (Braike 2007).

Des travaux effectués par Thomas et Ramaswamy (2006) ont permis de démontrer les effets bénéfiques des bétons renforcés de fibres sur l'adhérence acier-béton. L'adhérence supplémentaire offerte par les BRF permet de diminuer la variation de contraintes dans l'acier qui, avant la venue des BRF, était la principale restriction de la précontrainte partielle. De plus, cette même étude a permis de démontrer que l'ajout de fibres seulement dans l'âme de la poutre à précontrainte partielle permet de réduire significativement les ouvertures de fissures, et que l'utilisation de fibres dans la section entière permet d'obtenir des ouvertures de fissures du même ordre de grandeur que la poutre ayant des fibres dans l'âme uniquement. Cette conclusion s'explique du fait que les fibres présentent dans la zone de compression des poutres ne participent pas au comportement global ou au contrôle de la fissuration.

L'utilisation des bétons renforcés de fibres semble optimisée et économique lorsqu'ils sont mis à profit en condition fissurée en combinaison avec les torons de précontrainte afin de s'assurer un meilleur transfert des contraintes du béton à l'acier (de Broucker 2013, Cordoni 2015). Par ailleurs, le BRF améliore considérablement la résistance à l'effort tranchant par rapport à un non sans fibre. De plus, l'utilisation du BRF combiné à la précontrainte permet de simplifier la disposition des étriers et d'en réduire la quantité nécessaire (Casanova 1995, Casanova *et al.* 1997, de Broucker

2013). Malgré le fait qu'il soit difficile en chantier de produire des sections comportant plusieurs bétons, l'utilisation dans la fabrication de poutres préfabriquées de bétons renforcés de fibres spécifiquement dans les zones en traction est une solution attrayante, à la fois économique et durable.

Lorsque bien maîtrisée, la précontrainte partielle offre plusieurs avantages. Comparativement à la précontrainte totale, elle peut offrir un meilleur contrôle de la fissuration, de la flèche, et de la courbure lorsqu'elle est combinée à de l'armature non-précontrainte qui prévient la fissuration (ACI 1999). De plus, l'ouverture de fissure permet de dissiper une grande quantité d'énergie tout en augmentant la ductilité de la membrure. Ainsi, les fibres peuvent remplacer partiellement l'armature non-précontrainte et apporter une solution innovante de précontrainte partielle.

Afin d'assurer la durabilité, l'utilisation de la précontrainte partielle requiert à nouveau une bonne connaissance du comportement différé des matériaux en condition fissurée.

## **2.3 Modélisation numérique de la fissuration des bétons**

Avant de présenter les modèles numériques de mécanique de la rupture des matériaux quasi-fragiles ayant mené au développement des modèles numériques de fissuration probabiliste, il est important de rappeler que le mode de fissuration prédominant dans le comportement des structures est celui de l'ouverture pure (mode I) due à des contraintes locales de traction. De ce fait, il est utile de faire un rappel général sur le comportement en traction d'un BRF. Dans ce rappel, le comportement pré-pic sera distingué du comportement et post-pic du BRF (Figure 2.13).

Le béton montre une relation linéaire entre les contraintes et les déformations jusqu'au pic, qui représente la résistance maximale à la traction ( $f_T$ ). Avant même l'application d'une charge mécanique, le béton contient des défauts à l'échelle microscopique dus à la présence de pores et de vides de différentes tailles à l'intérieur de la pâte cimentaire. Ces défauts participent à l'hétérogénéité de la pâte cimentaire et peuvent résulter d'une concentration de contraintes à l'intérieur du matériau due au retrait au jeune âge de la pâte cimentaire faisant en sorte que des contraintes élevées sont atteintes dans des volumes microscopiques de l'éprouvette et créent des microfissures. Ainsi, l'hétérogénéité structurelle, due à la présence de granulats et de défauts dans la pâte, et l'hétérogénéité des contraintes au sein du matériau font en sorte que le béton présente aussi une fissuration initiale liée à l'historique au jeune âge du matériau. Lorsque ce retrait est gêné,

totalelement (réparation mince sur un élément rigide) ou partiellement (armatures), des contraintes additionnelles sont créées.

Pour un matériau et un volume d'éprouvette donnés, un nouvel état de fissuration survient dès le début du chargement mécanique dû à la création de nouvelles fissures et à la propagation des fissures existantes. De plus, la création et la propagation de fissures provoquent une redistribution des contraintes et induisent par le fait même une hétérogénéité supplémentaire au sein du matériau. L'augmentation du chargement a pour effet de densifier progressivement la microfissuration jusqu'à la phase de coalescence conduisant à la localisation. Cette phase de coalescence des microfissures coïncide avec le pic de la courbe. La résistance d'une éprouvette est donc étroitement liée à la présence de microfissures (défauts) à l'intérieur du matériau. En ce sens, le problème de la fissuration est grandement influencé par la distribution et la taille des microfissures à l'intérieur du matériau et peut donc être considéré comme un problème statistique, puisque ces dernières se forment aléatoirement au sein du matériau jusqu'à ce qu'elles se localisent en une macrofissure.

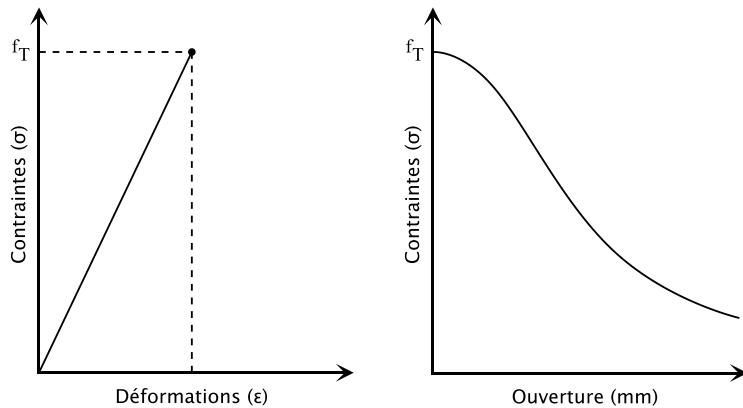


Figure 2.13 : Courbes de traction uniaxiale : contrainte-déformations (gauche) et courbe contrainte-ouverture (droite)

Une fois la résistance à la traction atteinte, la propagation de la macrofissure conditionne le comportement post-pic de l'éprouvette, alors que le reste de l'éprouvette se décharge progressivement. Ainsi, la partie post-pic de la courbe contrainte-déformations ne représente plus une propriété du matériau, mais une réponse structurale. La Figure 2.14 illustre bien ce phénomène. Une fois que la résistance maximale à la traction est atteinte et que la fissuration se localise, le

capteur 1 enregistre un déchargement élastique, alors que les capteurs 2 et 3 enregistrent un comportement adoucissant et une refermeture respectivement.

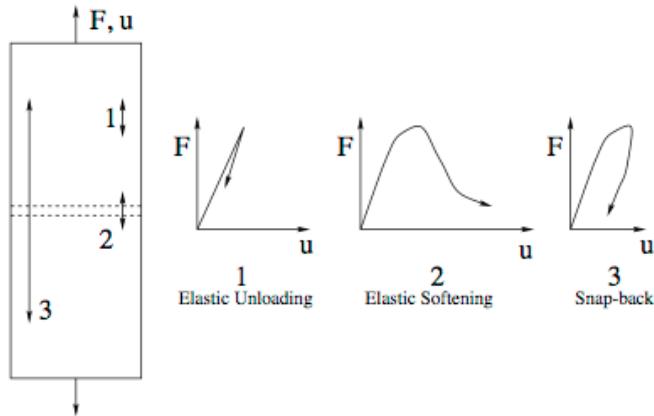


Figure 2.14 : Résultats expérimentaux d'une éprouvette soumise à un chargement uniaxial en traction (Saouma)

Ainsi, le comportement du béton est dit propre au matériau avant la localisation, et à la structure après la localisation. Les sections suivantes présentent les principes de base des différents modèles numériques disponibles. Cette revue de la littérature sur les modèles de fissuration est donc volontairement non-exhaustive, alors que celle concernant le couplage des effets différés et de la fissuration l'est davantage.

En raison de la complexité des problèmes de mécanique de la rupture, plusieurs modèles ont été développés pour décrire le comportement du béton. Or, cette section a pour but de présenter, au travers de références fondatrices, les concepts de base des grandes familles de modèles numériques disponibles sans toutefois en faire une revue exhaustive de tous les modèles numériques. La Figure 2.15 est un exemple d'illustration schématique des différentes orientations et relations entre ces grandes familles de modèles numériques. Il est aussi possible de classer les différentes approches en fonction de la manière dont la fissuration est considérée.

- De manière explicite, en considérant une discontinuité matérielle et cinématique en s'intéressant à la description de l'état de contrainte en pointe de fissure ou dans la bande de fissuration communément appelée *fracture process zone*. Ceci forme la base de la mécanique linéaire de la rupture. Par ailleurs, les méthodes de type X-FEM (Moës *et al.* 1999) abordent aussi les discontinuités matérielles de cette manière.

- De manière implicite, en considérant une grandeur macroscopique qui représente l'effet mécanique d'une fissuration diffuse sur le volume élémentaire représentatif. La mécanique de l'endommagement en est un exemple.
- De manière mixte, avec des approches comme celle de la fissure cohésive et celle du *crack band model* qui peuvent être considérées comme se situant à l'interface des deux familles précédentes.

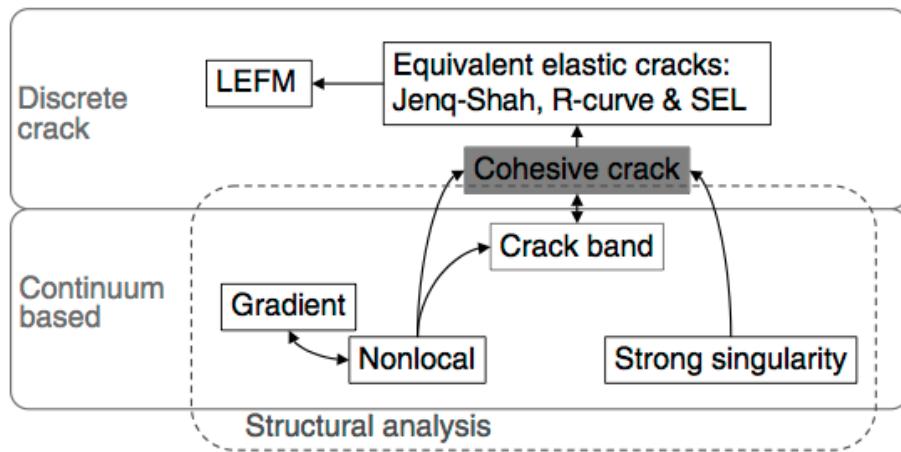


Figure 2.15 : Modèles de fissuration du béton (Planas *et al.* 2003)

### 2.3.1 Modèle d'endommagement

Kachanov (1958) et Rabotnov (1968) furent probablement les premiers à introduire le concept de l'endommagement au fluage des métaux en introduisant une variable continue d'endommagement pour décrire la détérioration des matériaux par les caractéristiques élastiques. Dans sa formulation, Kachanov utilise un scalaire variant de zéro à un pour reproduire les effets du développement graduel de la microfissuration tels la perte de rigidité. Cette variable continue d'endommagement est égale à 1 au moment initial et diminue pour représenter l'augmentation de l'endommagement.

De nombreux modèles ont par la suite été développés suivant ce concept d'endommagement. Lemaitre *et al.* (1982) et Mazars (1984) ont ensuite repris et adapté le concept de l'endommagement pour les bétons. La loi de comportement est donnée par la relation suivante :

$$\sigma = (1 - D)A\epsilon^e \quad (\text{Eq. 2-1})$$

où  $\mathbf{A}$  est la matrice de Hooke,  $D$  la variable d'endommagement, et  $\epsilon^e$  la déformation élastique. La variable d'endommagement varie entre 0 et 1 pour un matériau sain et rompu respectivement. L'évolution de l'endommagement est pilotée par une déformation équivalente qui tient compte de l'état triaxial de déformation : la déformation équivalente est exprimée en fonction des parties positives de déformations principales. Cette formulation considère que les microfissures sont provoquées par les extensions suivant les directions principales des tenseurs de déformation.

### 2.3.2 Modèle de la fissure cohésive de Barenblatt

Le modèle de rupture fragile de Barenblatt (1959) est basé sur quelques hypothèses générales de la structure de la fissure et des forces cohésives entre les lèvres de la fissure, et sur l'hypothèse de contraintes finies à la pointe de la fissure. Cette dernière hypothèse a originellement été posée par Khristianovitch *et al.* (1955) dans ses travaux sur la fissuration des roches. Le modèle considère que de grandes forces cohésives sont présentes lorsque les surfaces opposées des lèvres en pointe de fissure sont très près l'une de l'autre. L'intensité des forces cohésives est donc dépendante de la distance entre les lèvres. Ces forces cohésives, qui s'opposent aux forces de traction en pointe de fissure, ont pour effet de rapprocher les lèvres de la fissure et induisent un point de singularité à la pointe de la fissure. Finalement, ce modèle considère qu'une fissure existante, sous une charge uniforme dans un matériau homogène, isotrope et linéaire élastique se propage lorsque la contrainte en pointe de fissure atteint la résistance maximale à la traction locale. Aussitôt cette limite atteinte, la contrainte chute à zéro et la fissure cesse alors de transmettre toute contrainte.

### 2.3.3 Modèle de fissure fictive de Hillerborg

Le modèle de fissure fictive (Fictitious Crack Model) de Hillerborg (1976) se base sur les hypothèses fondamentales de Barenblatt. Contrairement au modèle linéaire élastique fragile de Barenblatt, Hillerborg suggère que la contrainte à la pointe de la fissure ne chute pas drastiquement à zéro lorsque  $f_T$  est atteint. Hillerborg propose plutôt d'intégrer dans un modèle mécanique une relation contrainte-ouverture de fissure dans laquelle la contrainte diminue lorsque l'ouverture de fissure augmente (Figure 2.16). Il justifie cette diminution graduelle de la contrainte en pointe de fissure par la présence de liens pontant les surfaces de la fissure, par lesquels surviendraient des transferts de contraintes. Cette relation est d'autant plus intéressante puisqu'elle traduit aussi que localement

le comportement n'est plus un comportement de type matériau et qu'une loi contrainte-déformation perd son sens.

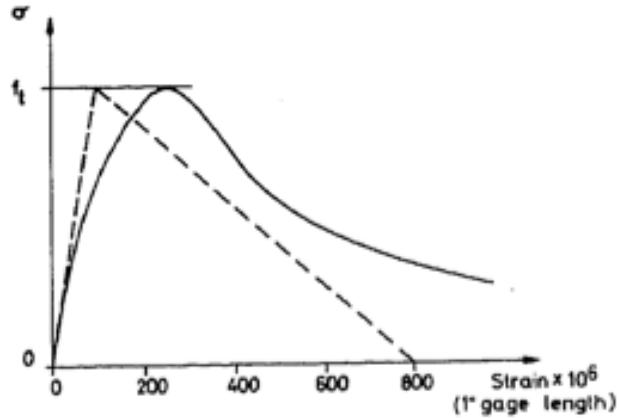


Figure 2.16 : Courbe contrainte-déformations expérimentale et son idéalisation (REF)

Lors de la création ou propagation d'une fissure, une certaine quantité d'énergie est dissipée. Son modèle, s'inspirant du principe de conservation de l'énergie de la thermodynamique, suggère qu'une quantité d'énergie ( $G_F$ ) est absorbée par le matériau lors de la formation d'une unité de surface de fissure. La propagation survient alors lorsque la quantité d'énergie dégagée est plus grande que la quantité d'énergie absorbée par le matériau. Le modèle permet de dissiper de l'énergie une fois que la fissuration se localise, et permet à la fois de représenter la création et la propagation de fissures.

L'énergie de fissuration  $G_F$ , utilisée dans plusieurs modèles numériques, n'est pas à confondre avec l'énergie  $G_C$  qui, contrairement à l'énergie de fissuration  $G_F$ , dépend de l'effet d'échelle.  $G_C$  est une caractéristique intrinsèque au matériau et indépendante au chargement. Ceci est dû au fait que l'énergie de fissuration  $G_F$  est identifiée à partir d'essais sur des éprouvettes qui ne sont pas suffisamment grosses pour que la FPZ se développe complètement sans être influencée par les conditions limites. Or cette énergie de fissuration  $G_F$  tend vers l'énergie  $G_C$  lorsque la dimension de la bande de fissuration est très petite comparativement à la taille de l'éprouvette sollicitée.

### 2.3.4 Modèle de la bande de fissuration

Bazant et Oh (1983) se sont aussi intéressés à la problématique de la mécanique de la rupture appliquée aux matériaux quasi-fragiles. Les auteurs ont repris le concept d'Hillerborg et l'adaptent

à un support numérique différent qui consiste à diffuser l'effet de la fissure sur une bande de largeur finie. Il est à noter que ce modèle utilise l'énergie de fissuration,  $G_F$ , sensible aux effets d'échelle. Ainsi, le modèle de la bande de fissuration (*Crack Band Model*) proposé par Bazant et Oh peut être vu comme une adaptation du modèle de fissure fictive d'Hillerborg pour les modèles de la fissure répartie (*Smeared Crack Model*).

Due à l'hétérogénéité du matériau, les auteurs soutiennent que le volume représentatif perd tout sens physique lorsque les contraintes ou les déformations sont distribuées sur une distance plus grande que plusieurs granulats. Ceci est d'autant plus vrai que la formation des microfissures n'est pas linéaire, mais bien tortueuse, déviant de chaque côté des granulats sur une distance égale aux diamètres de ces derniers (Mindess *et al.* 1977, Petersson 1980).

Il est important de noter que le modèle de Bazant et Oh traite la microfissuration en réduisant progressivement le module élastique du matériau par un coefficient multiplicateur, et que l'endommagement est inhérent à une zone d'une largeur caractéristique,  $w_C$ , ou d'un critère énergétique.

Finalement, l'approche énergétique proposée par Bazant et Oh permet de considérer, selon les auteurs, l'effet d'échelle par le biais d'une longueur caractéristique, et de s'affranchir de la dépendance de la taille du maillage. Or, cette longueur considérée comme un paramètre intrinsèque au matériau n'a en fait aucune réalité physique, en plus d'être dépendante du type de structure et du type de chargement. Son utilisation peut donc être considérée comme un artifice numérique pour rendre le résultat peu dépendant de la taille du maillage.

### **2.3.5 Comparaison entre les différents modèles**

Il est intéressant de noter que la plupart de ces approches entretiennent des liens étroits entre elles, voire certaines similitudes.

Par exemple, il a été démontré par Bazant *et al.* (1983) que le modèle de fissure cohésive de Hillerborg et le *crack band model* de Bazant sont équivalents. En effet, le *crack band model* peut être vu comme un modèle de fissure cohésive dans lequel l'ouverture de fissure est diffusée sur l'élément fini (Planas *et al.* 2003).

Par ailleurs, alors que le *crack band model* intègre dans sa formulation une condition particulière limitant la taille minimale de la zone de localisation, le modèle de fissure cohésive peut être vu comme un cas particulier d'une formulation non locale (Planas *et al.* 1993).

Plus encore, les travaux de Bazant *et al.* (1983) et de De Borst (2002) soulignent également des similarités en ce qui concerne le formalisme entre le *crack band model* et des modèles d'endommagement orthotrope. La principale différence reste cependant dans la façon que ces approches ont de considérer le phénomène d'adoucissement. Alors que l'approche de type fissure cohésive et le *crack band model* considèrent clairement ce phénomène comme la manifestation structurale de la propagation d'une macrofissure localisée, les choses semblent nettement moins évidentes dans le cas des modèles d'endommagement, où la phase d'adoucissement est souvent intégrée dans la formulation du comportement même du matériau.

## 2.4 Modèle probabiliste explicite de la fissuration

En constant développement depuis la fin des années 80 au LCPC puis à l'IFSTTAR, les modèles probabilistes de fissuration, initialement développés par Rossi, proposent une approche numérique tenant compte de l'hétérogénéité du béton, à l'origine des effets d'échelle, et du caractère aléatoire des mécanismes de fissuration (Rossi *et al.* 1987, Rossi *et al.* 1992, Rossi *et al.* 1994, Rossi *et al.* 1996, Rossi 1998, Tailhan *et al.* 2010, Tailhan *et al.* 2013). À ce jour, aucun autre modèle ne propose une philosophie de modélisation comparable à celle proposée par l'approche probabiliste explicite. Dans cette approche, des propriétés mécaniques, telles que la résistance à la traction, le module d'Young, éventuellement l'énergie dissipable, sont aléatoirement distribuées sur les éléments finis du maillage selon des fonctions de distribution choisies, dépendant de deux facteurs : le degré d'hétérogénéité du matériau et la qualité de la pâte (Rossi *et al.* 1992). Numériquement, le premier facteur est naturellement défini comme étant le rapport entre le volume de l'élément fini considéré et le volume du plus gros granulat, une donnée du problème. Le second facteur est directement lié à la résistance à la compression du béton, considérée comme étant un bon indicateur de la qualité de la pâte, qui est alors aussi considérée comme une donnée du problème. Les relations de dépendance entre les fonctions de distributions et ces deux facteurs sont obtenues par analyse inverse sur la base de résultats expérimentaux (Rossi *et al.* 1994) ou tirés de la littérature. Ainsi, ces modèles sont alimentés par des variables probabilistes alors que la résolution numérique reste quant à elle déterministe. De ce fait, l'utilisation de ces modèles nécessite un grand nombre de

simulations numériques, suivant une approche de type Monte-Carlo, afin d'obtenir une analyse statistique des réponses (Rossi *et al.* 1987, Rossi *et al.* 1992, Tailhan *et al.* 2010).

Les approches développées s'intègrent dans une stratégie multi-échelles de modélisation dans laquelle interviennent des considérations sur l'adéquation entre les échelles globale et locale de modélisation et la typologie d'information souhaitée sur la fissuration (macrofissuration structurelle ou microfissuration à l'échelle du matériau). De ces considérations découlent les choix du modèle mécanique local et du type de support choisi pour la représentation de la fissuration, qui bien sûr, conditionne le coût final du calcul.

Les prochaines sections présentent deux exemples d'approches représentant des processus de fissuration à des échelles de modélisation différentes :

- approche locale explicite ;
- approche semi-explicite.

#### **2.4.1 Approche locale explicite**

Cette approche permet de représenter les processus de fissuration de façon très fine, puisque la microfissuration et la macrofissuration peuvent être simultanément représentées. Dans cette approche, chronologiquement développée au début des années 1990, un maillage d'éléments finis volumiques séparés par des éléments d'interface représente le béton de structure susceptible de se fissurer. Les éléments d'interfaces, lieux probables des fissures, ont des résistances en traction, et en cisaillement, distribuées aléatoirement comme indiqué précédemment en fonction du volume de matière sollicité. Ce volume est défini par les deux éléments massifs entourant un élément d'interface. Le comportement de cette cellule élémentaire est supposé élastique fragile. La dissipation locale d'énergie est négligée et finalement reportée à l'échelle structurelle globale. La conséquence de cette hypothèse est que la finesse du maillage doit rester suffisamment fine par rapport à la taille des zones où se développent les gradients de contraintes. La Figure 2.17 illustre le principe de cette approche.

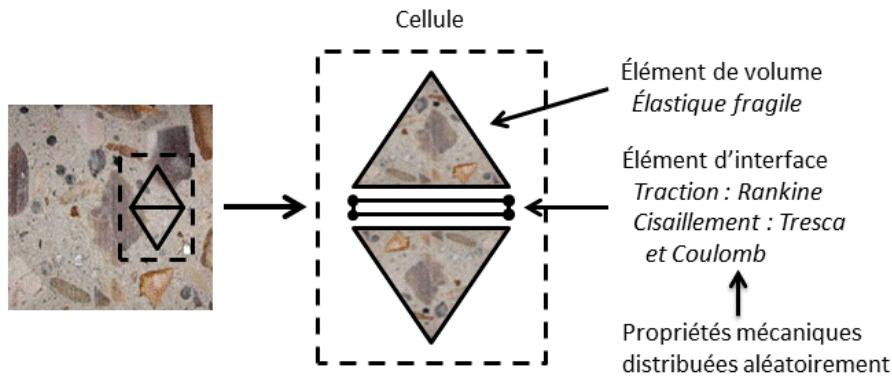


Figure 2.17 : Approche locale explicite

### 2.4.2 Approche semi-implicite

Cette approche permet de représenter les processus de fissuration à une échelle supérieure par rapport à la précédente. Le béton est représenté par un maillage d'éléments finis massifs, sans éléments d'interface. Chaque élément représentant un volume équivalent de matériau hétérogène, son comportement mécanique est donc dépendant de sa taille. Les processus de fissuration sont décrits à l'échelle de l'élément. Une macrofissure élémentaire s'initie potentiellement et se propage dans l'élément. Le modèle mécanique reprend ces deux aspects. L'initiation est représentée par l'atteinte d'une contrainte maximale, par exemple dans la direction de la contrainte principale majeure) et la propagation par une dissipation d'énergie au niveau de cet élément. La contrainte maximale et l'énergie dissipée sont des grandeurs supposées aléatoires et dépendantes de la taille de l'élément considéré. Lorsque l'énergie dissipable est entièrement consommée, l'élément est alors considéré comme complètement fissuré. Sa contribution est enlevée du calcul. Contrairement à l'approche précédente, la macrofissure est ici représentée par une succession de trous dans le maillage. La Figure 2.18 illustre le principe de cette approche.

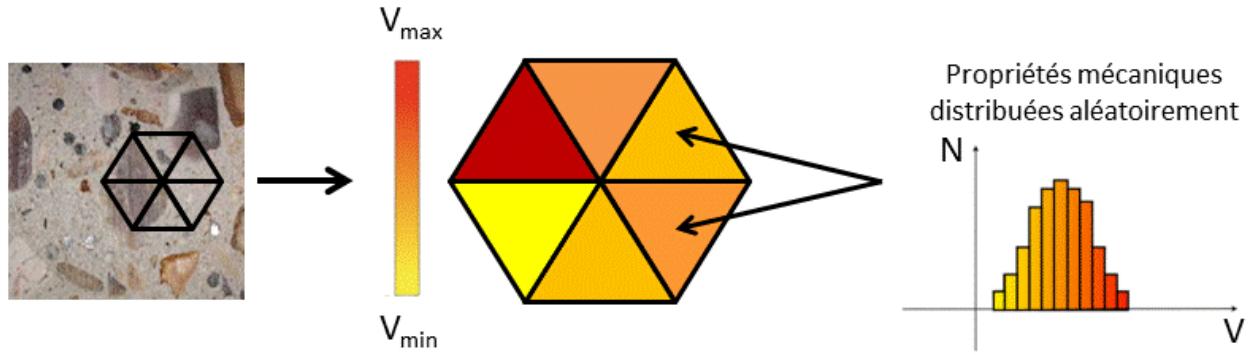


Figure 2.18 : Approche semi-explicite

Ces approches de modélisation partagent donc une même et unique philosophie de modélisation qui a pour but de s'assurer de la cohérence entre l'échelle de modélisation du béton et le processus de fissuration décrit.

## 2.5 Modélisation numérique du couplage entre la fissuration et les effets différés

La littérature étant inexisteante au sujet de la modélisation numérique du couplage des effets différés et de la fissuration des BRF, les travaux numériques sur les bétons ordinaires seront présentés. La modélisation du couplage de la fissuration et des effets différés peut se diviser en deux catégories :

- les approches phénoménologiques pures de fluage ;
- les approches phénoménologiques basées sur les micro-mécanismes physiques sous adjacents.

### 2.5.1 Approches phénoménologiques pures de fluage

Les approches phénoménologiques pures de fluage sont celles dans lesquelles un modèle implicite ou explicite est combiné à une cinétique de fluage pour simuler le comportement macroscopique du fluage.

#### 2.5.1.1 Combinaison d'un modèle rhéologique et d'un modèle de fissure fictive

Tel que discuté précédemment, les modèles de fissure fictive furent les premiers appliqués à la mécanique non linéaire de la rupture du béton. Il est donc naturel que les premiers travaux sur la

dépendance du temps sur la fissuration aient été effectués en se basant sur ces modèles. Ainsi, Hansen (1992) a adapté le modèle de fissure fictive d'Hillerborg (1976) en l'associant à un modèle rhéologique de type Thompson-Pyonging. Le résultat fut la création de la première loi d'adoucissement dépendante du temps appliquée dans un modèle de fissure cohésive. Cette approche manque cependant de sens physique en utilisant des modules élastiques négatifs et un fluage négatif pour une contrainte constante. De manière similaire, Zhou *et al.* (1992) ont aussi proposé une loi d'adoucissement tenant compte du caractère viscoélastique du béton, uniquement dans la bande de fissuration, dans un modèle de fissure fictive. Ce modèle est basé sur l'hypothèse que les contraintes transmises dans la zone de fissuration diminuent dans le temps. De plus, les auteurs mentionnent que le phénomène de fluage à l'extérieur de la zone de fissuration est probablement négligeable. Ils considèrent que la dépendance du temps sur la loi d'adoucissement de la bande de fissuration est probablement la source de la propagation de la fissuration. Ainsi, Zhou *et al.* proposent un modèle incrémental en séparant les variations de contraintes dues à la relaxation et à l'augmentation de l'ouverture de fissure durant un incrément de temps. L'auteur choisit une chaîne modifiée de Maxwell pour simuler la variation de contrainte due à la relaxation, puisque celle-ci est difficile à obtenir expérimentalement par des essais de relaxation. Ceci est une importante simplification et, de ce fait, une lacune du modèle.

Carpinteri *et al.* (1995) ont ajouté au modèle de Zhou *et al.* un comportement viscoélastique non linéaire dont les paramètres sont déterminés à partir d'essais de fluage en traction. Ceci a pour effet de lier la variation de contrainte due à la relaxation à des observations réalisées lors d'essais expérimentaux.

De manière générale, les résultats numériques de ces modèles semblent montrer une difficulté à modéliser le fluage tertiaire des éprouvettes.

### **2.5.1.2 Combinaison d'un modèle rhéologique à un modèle micromécanique**

Karihaloo *et al.* (1999) combinent un modèle rhéologique de type Kelvin, qui représente les fonctions de fluage et de relaxation, à un modèle micromécanique pour simuler la loi d'adoucissement en traction d'un matériau fissuré et vieillissant. Le modèle micromécanique a pour avantage de tenir compte de la fraction volumique des granulats, des déviations de fissures dues aux granulats, et des phénomènes d'évitement des fissures. Le vieillissement du matériau est quant à lui modélisé à l'aide de la théorie de solidification (Barros *et al.* 1999). Ce modèle permet

donc de réduire progressivement la capacité à transmettre les contraintes résiduelles aux surfaces de la bande de fissuration.

À la suite aux travaux de Karihaloo, Barpi *et al.* (2004) ont proposé un modèle plus généralisé utilisant des lois fractales qui permettent d'inclure un éventail de mécanismes de dissipation à l'intérieur d'un simple élément visqueux.

### **2.5.1.3 Combinaison d'un modèle rhéologique à un modèle continu**

Pijaudier-Cabot *et al.* (2005) proposent un modèle sur l'interaction entre la viscoélasticité et l'endommagement. La viscoélasticité est représentée en termes de relaxation par un modèle rhéologique, soit une chaîne généralisée de Maxwell, alors que l'endommagement provient d'une fonction indépendante du temps qui réduit progressivement la rigidité élastique du modèle. En ce sens, l'endommagement est introduit dans la fonction de fluage par une approche de contrainte effective. La loi d'évolution de la fonction d'endommagement suit les relations originalement formulées par Mazars (1984) combinée à une approche non-locale utilisant la contrainte effective. Les principales lacunes de ce modèle proviennent du fait que les paramètres de la fonction de relaxation doivent être choisis et ne peuvent être calculés à partir de données expérimentales. Ces paramètres ont donc peu de sens physique. De plus, le modèle ne tient pas compte de l'effet d'échelle.

Challamel *et al.* (2005) proposent un modèle d'endommagement dépendant du temps fondé sur les principes de la thermodynamique. Ce modèle est en quelque sorte une extension des modèles d'endommagement indépendant du temps. Le processus viscoélastique d'endommagement est décrit par un tenseur de déformations et d'une variable d'endommagement. Cette dernière décrit les processus irréversibles de la structure interne dus à la propagation des fissures existantes et à la création de nouvelles fissures. Dans ce modèle, les auteurs expliquent le phénomène de rupture dû au fluage sous de hauts taux de chargement par le phénomène de bifurcation de la solution (Guckenheimer 1987). Une des lacunes de ce modèle provient du fait que le modèle ne prend pas en compte la refermeture de fissures.

#### **2.5.1.4 Combinaison d'une approche par l'énergie d'activation et d'une loi d'adoucissement dépendante du temps**

Bazant (1993) est le principal fondateur de l'approche par l'énergie d'activation et d'une loi d'adoucissement dépendante du temps. Le premier modèle de rupture linéaire élastique équivalent qu'il proposa est basé sur la courbe R pour décrire la variation du taux d'énergie de fissuration par rapport à une longueur de fissure (Wu *et al.* 1993). De plus, la vitesse de propagation de la fissure dépend du rapport entre le facteur d'intensité de contrainte ( $K$ ) et le facteur d'intensité de contrainte critique ( $K_c$ ), ou à la différence entre ces deux valeurs. La viscoélasticité est quant à elle prise en compte en remplaçant les constantes élastiques des équations de la mécanique de la rupture élastique par un opérateur viscoélastique linéaire (Bazant 1993). Toutefois, ce modèle est insuffisant lorsque la zone de fissuration est affectée par les conditions limites de l'éprouvette (Bazant *et al.* 1997). Bazant (1993) suggère que la rupture du matériau dans le temps est liée à deux sources : le fluage et la vitesse de rupture des liaisons. Dès lors, Bazant se questionne sur la considération du fluage dans la bande de fissuration, puisque les phénomènes qui surviennent dans la bande de fissuration sont possiblement inclus dans un modèle de rupture généralisé dépendant du temps. En ce qui concerne la rupture des liens entre les surfaces d'une fissure, Bazant conclut que la quantité d'énergie nécessaire à rompre l'équilibre, et les ligaments pontant la fissure par le fait même, doit être supérieure à une quantité d'énergie appelée énergie d'activation. De plus, la fonction de rupture de ces liens est non linéaire.

Faisant suite aux travaux de Bazant (1993) sur le développement d'une approche combinant l'énergie d'activation et une loi d'adoucissement dépendante du temps, Van Zijl *et al.* (2001) ont proposé une loi d'adoucissement plastique dépendante du temps. Ces travaux ont permis de confirmer le rôle physique, en plus des avantages liés à la régularisation numérique, des variables prenant en compte le taux de fissuration dans le temps.

Finalement, Chaimoon *et al.* (2008) ont récemment repris ces hypothèses dans l'élaboration d'un modèle numérique qui simule la fissuration par des éléments de contact. Cependant, ils introduisent la composante viscoélastique par des déplacements inélastiques irréversibles qu'ils considèrent comme proportionnels aux déplacements élastiques réversibles.

## 2.5.2 Approches phénoménologiques basées sur les micro-mécanismes physiques sous adjacents

Les approches phénoménologiques basées sur les micro-mécanismes physiques sous adjacents sont celles qui proposent un sens physique au comportement macroscopique sur la base d'hypothèses faites sur les micro-mécanismes physiques sous-adjacents.

### 2.5.2.1 Combinaison d'un modèle rhéologique et d'un modèle hydro-mécanique

Benboudjema *et al.* (2005) ont proposé un modèle de séchage et de fluage propre couplé à un modèle d'endommagement orthotrope élastique-plastique. Ce modèle a pour but d'étudier chacune des composantes des déformations différencées afin d'isoler le comportement du matériau de celui de la structure. Dans ce modèle, les auteurs supposent que le phénomène de fluage survient uniquement dans la partie saine du matériau, et est dû à la contrainte effective appliquée. Malgré le fait qu'aucune théorie ne soit universellement acceptée pour décrire le fluage, il a été admis grâce à des évidences expérimentales que l'eau joue un rôle fondamental (Rossi 1990, Tamtsia *et al.* 1999). Les auteurs décrivent le phénomène de fluage résultant des déformations sphériques et déviatoriques qui sont associées à la migration de l'eau absorbée dans les micro et nano pores et au glissement des feuillets de CSH respectivement. Les auteurs suggèrent donc que les mécanismes du fluage agissent à des échelles d'observation distinctes. Ce modèle requiert un grand nombre de variables à déterminer et rend donc son utilisation relativement complexe. Bien que le modèle ait été validé pour des essais à faibles taux de chargement, aucune évidence ne montre que le modèle s'adapte bien au comportement observé expérimentalement pour des éprouvettes soumises à des niveaux de chargement élevés. Sa validation reste donc à être faite pour des essais à des niveaux de chargement élevés.

### 2.5.2.2 Combinaison d'un modèle rhéologique et d'un modèle poro-mécanique

Sellier *et al.* (2012) s'intéressent au caractère non linéaire du fluage propre, et suggèrent que le fluage propre est dépendant de la fissuration à l'échelle de la microstructure (microfissuration). Ils expliquent ce phénomène par la relaxation des contraintes de la phase visqueuse. Cette relaxation induit progressivement des concentrations de contraintes sur les phases non-visqueuses et qui, de fait, les endommagent. Les auteurs concluent que ce phénomène n'explique pas le fluage de séchage. Ainsi, les auteurs proposent un mécanisme pour expliquer ce phénomène : le fluage de

séchage est dû aux micro-défauts de la matrice cimentaire et est induit par le retrait de la pâte cimentaire générée par les agrégats et les phases anhydres de la pâte de ciment. Ceci contribuerait à modifier la microstructure en modifiant la pression interstitielle et son transfert vers le squelette rigide. Contrairement aux méthodes généralement utilisées dans la littérature, le modèle proposé par Sellier *et al.* ne dissocie pas le retrait endogène, le retrait de séchage, le fluage propre, et le fluage de séchage. Les auteurs suggèrent qu'il existe un couplage entre l'endommagement et le processus de consolidation qui modifie la viscosité apparente du modèle rhéologique de type Maxwell. Ce couplage s'explique ainsi : le fluage propre induit l'endommagement des phases non-visqueuses par le transfert de contraintes et crée alors un potentiel de fluage propre additionnel. Ainsi, la formulation poro-mécanique modifiée permet de considérer la composante d'endommagement induite par le fluage propre. L'équation (Eq. 2-2) présente cette formulation.

$$\sigma = (1 - d_c)\sigma' - b^0(1 - \sigma/\sigma^{dc})\pi \quad (\text{Eq. 2-2})$$

où  $d_c$  est l'endommagement induit par la relaxation,  $\sigma^{dc}$  est un paramètre du matériau qui considère l'hétérogénéité du champ de contraintes et son effet sur l'amplitude équivalente de pression,  $\pi$  est une fonction qui représente la pression équivalente déterminée par analyse inverse sur des essais de retrait libre, et  $b^0$  est le tenseur de Biot. Cette méthode, bien qu'elle ne dissocie pas les différentes composantes des effets différés, permet d'expliquer partiellement les phénomènes du fluage en les liant aux mécanismes physiques. En ce sens, plusieurs paramètres permettant le couplage du fluage propre et de l'endommagement sont dépourvus de sens physiques, tels la valeur asymptotique d'endommagement et le potentiel de fluage. Finalement, les auteurs concluent que l'évolution de la microfissuration entraîne une augmentation du fluage propre. Cette observation confirme l'importance de la fissuration au sein du béton comme mécanisme du fluage.

### 2.5.3 Conclusion

Malgré les recherches expérimentales et les nombreuses théories proposées dans la littérature, la présente revue de la littérature sur le couplage des effets différés et de la fissuration montre que très peu de modèles sont basés sur une analyse fine des micro-mécanismes dans lesquels on considère le couplage fort entre la microfissuration et le fluage. À quelques exceptions près, la majorité des modèles ne sont pas basés sur des mécanismes physiques justifiables par des observations expérimentales. Ils sont plutôt basés sur des expressions mathématiques telles que les

chaînes de Kelvin et de Maxwell, fonctions de puissance, et des fonctions logarithmiques. Bien que les déformations expérimentales puissent être estimées plus ou moins précisément à l'aide de ces expressions, ces dernières ne sont aucunement justifiées physiquement, ni en conformité avec les mécanismes réels observés expérimentalement. Par ailleurs, seuls deux modèles (X et Y) tentent d'expliquer le comportement macroscopique du fluage en se basant sur les micro-mécanismes physiques. De plus, parmi l'ensemble des modèles, seul le modèle de Sellier *et al.* (2012) inclut un couplage de la fissuration et du fluage dans lequel la fissuration joue un rôle important dans le phénomène de fluage.

Or, la compréhension des mécanismes physiques est cruciale dans le développement de modèles réalistes. Le modèle proposé dans cette thèse a pour objectif de se baser sur des observations expérimentales pour expliquer les mécanismes physiques responsables du couplage entre le comportement différé des BRF et la fissuration.

## **CHAPITRE 3 MÉTHODOLOGIE**

Ce chapitre présente la méthodologie ayant mené à la réalisation des travaux expérimentaux et numériques décrits dans les chapitres suivants.

### **3.1 Travaux expérimentaux**

Cette section a pour but de présenter la conception du dispositif de fluage flexionnel pour les poutres de différentes tailles, la mise au point de la procédure de chargement, et les essais de validation réalisés avant d'entreprendre les principaux programmes expérimentaux. Ensuite, un résumé des différents programmes d'essais réalisés pour atteindre les objectifs spécifiques visés dans la thèse est présenté.

#### **3.1.1 Dispositif de fluage flexionnel pour les poutrelles de 0.7 mètre**

La mise au point d'un essai de fluage flexionnel pour les poutrelles provient d'un cheminement impliquant plusieurs questions.

- Comment transformer le montage de fluage en compression en un montage de fluage en flexion tout en minimisant les coûts ?
- Quelle géométrie choisir pour les éprouvettes ?
- Quels types d'appuis seront utilisés ?
- Quelles seront les mesures réalisées pendant les essais ?
- Comment assurer la reproductibilité des conditions d'essais ?

Ces questions, parfois interdépendantes, mènent au développement de l'essai de fluage flexionnel qui se divise en trois étapes : la conception du montage expérimental, la procédure de chargement et la validation, toutes détaillées dans les prochaines sections.

### 3.1.1.1 Conception du dispositif de pré-fissuration et de fluage flexionnel – poutrelles de 0.7 mètre

#### 3.1.1.1.1 Modification du dispositif de fluage en compression

Plusieurs dispositifs de fluage en compression étaient disponibles au laboratoire de structures de l’École Polytechnique de Montréal. Afin de minimiser les coûts, la solution privilégiée pour la conception fut de modifier un des dispositifs de fluage en compression pour en faire un dispositif de fluage flexionnel. Les figures 3.1 et 3.2 présentent respectivement le dispositif de fluage en compression à modifier et les dégagements horizontal et vertical disponibles.

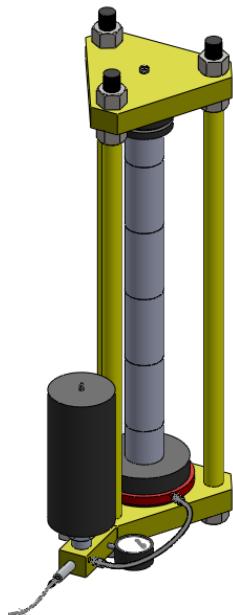


Figure 3.1 : Dispositif de fluage en compression

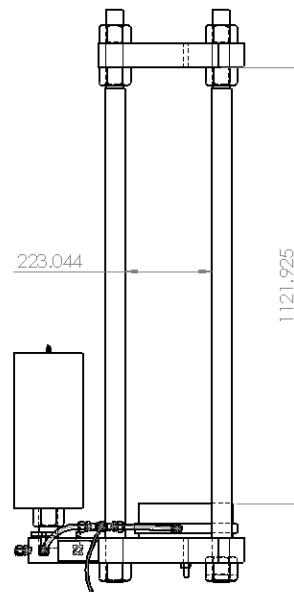


Figure 3.2 : Dégagements horizontal et vertical disponibles dans le dispositif de fluage en compression

Une l’analyse détaillée des avantages et inconvénients des différents montages de fluage flexionnel proposés dans la littérature est donnée dans le

Tableau 3.1. Ce tableau montre que certains travaux manquent de cohérence entre la méthode choisie pour initier la fissuration et l’étude du fluage flexionnel. Quoique très efficace pour les bétons ordinaires, le système gravitaire de sollicitation ne convient pas aux niveaux élevés de charge requis pour des BFHP, et éventuellement des BFUP, en raison de l’espace limité disponible

dans la salle environnementale. Ainsi, il est pratiquement impossible d'empiler suffisamment de charges gravitaires pour obtenir le niveau de sollicitation souhaité avec un bras de levier suffisamment long.

Tableau 3.1 : Comparaison des systèmes de chargement de fluage flexionnel

Auteurs	Pré-fissuration	Fluage	Avantages	Inconvénients
Carpinteri (1997)	3-points	3-points	<ul style="list-style-type: none"> <li>Système de chargement hydraulique</li> <li>Instrumentation automatisée</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Système de chargement hydraulique en circuit ouvert</li> </ul>
Granju 2000	3-points	3-points	<ul style="list-style-type: none"> <li>Système de chargement hydraulique</li> <li>Instrumentation automatisée</li> </ul>	
Kurtz 2000	3-points	3-points		<ul style="list-style-type: none"> <li>Montages de pré-fissuration et de fluage différents</li> <li>Charge gravitaire appliquée via un bras de levier</li> <li>Instrumentation manuelle</li> </ul>
MacKay 2004	3-points	4-points	<ul style="list-style-type: none"> <li>Empilement de 3 éprouvettes</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Montages de pré-fissuration et de fluage différents</li> <li>Charge gravitaire appliquée via un bras de levier</li> <li>Instrumentation manuelle</li> </ul>
Barragan 2008	3-points	4-points	<ul style="list-style-type: none"> <li>Empilement de 3 éprouvettes</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Montages de pré-fissuration et de fluage différents</li> <li>Charge gravitaire appliquée via un bras de levier</li> </ul>
Omar 2009	3-points	3-points		<ul style="list-style-type: none"> <li>Charge gravitaire appliquée via un bras de levier</li> </ul>
Arango 2012	3-points	4-points	<ul style="list-style-type: none"> <li>Empilement de 3 éprouvettes</li> <li>Instrumentation automatisée</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>Montages de pré-fissuration et de fluage différents</li> <li>Charge gravitaire appliquée via un bras de levier</li> </ul>
Parent 2003 / Rossi 2014	4-points	4-points	<ul style="list-style-type: none"> <li>Système de chargement hydraulique</li> <li>Instrumentation automatisée</li> </ul>	

Ainsi, le dispositif de fluage flexionnel choisi pour la thèse s'inspire principalement des travaux de Parant (2003) et de Rossi *et al.* (2014). Ce dispositif permet de s'affranchir de l'application de la

charge par un système de bras de levier et de charges gravitaires en utilisant un système de chargement hydraulique pour maintenir une charge constante dans le temps.

La Figure 3.3 présente une première ébauche du dispositif de fluage flexionnel incluant les différentes composantes. Cette ébauche a permis de vérifier la faisabilité du dispositif. Le dispositif permet d'effectuer des essais en flexion 3-points ou 4-points. Toutefois, tous les essais de ce projet de recherche ont été effectués en flexion 4-points. Les poutrelles ont été posées sur des appuis espacés de 600 mm et soumises à deux charges concentrées à 200 mm l'une de l'autre (Figure 3.4). Les essais en flexion 4-points ont pour avantage de maintenir un effort constant entre les points d'application de la charge. La flexion 4-points, combinée à une entaille à mi-portée de la poutrelle, permettra d'assurer une zone d'effort constant sur la totalité de la zone de fissuration.

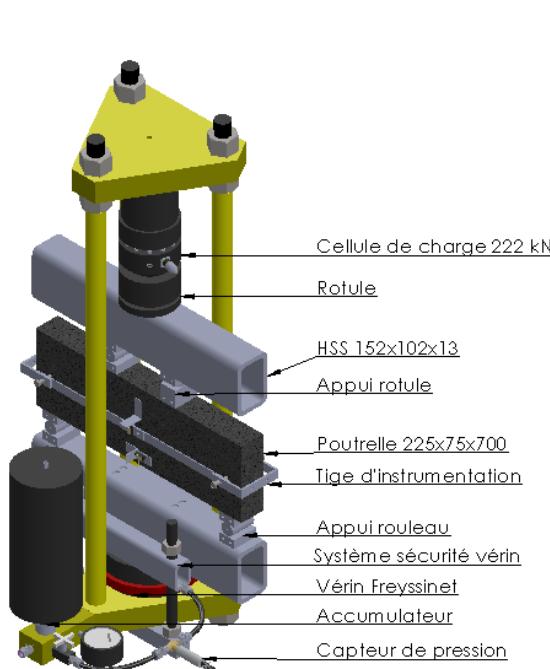


Figure 3.3 : Détails du dispositif de fluage flexionnel

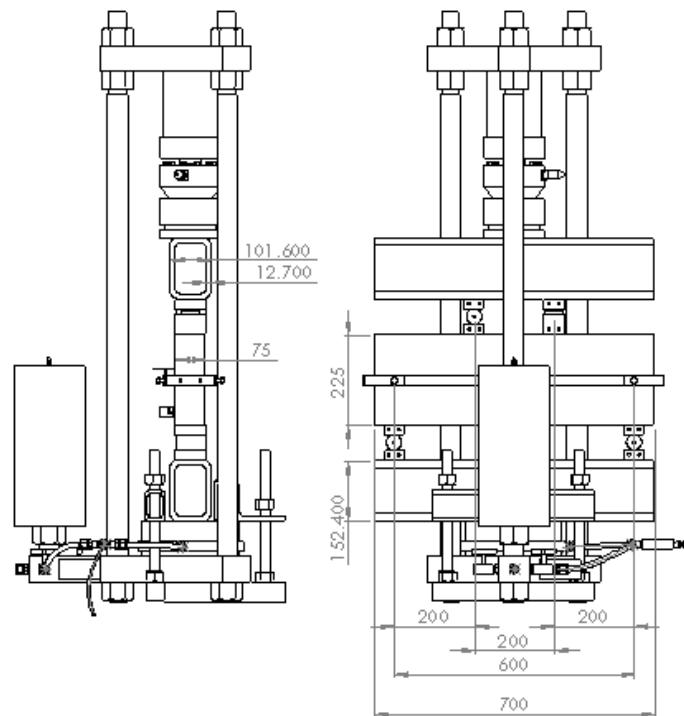


Figure 3.4 : Dimensions du dispositif de fluage flexionnel

Afin de préserver des conditions d'essais identiques, les profilés tubulaires en acier de 152 x 102 x 13 mm servant de poutres de transfert et les appuis sont utilisés à la fois pour l'essai de préfissuration (Figure 3.5) et pour l'essai de fluage flexionnel (Figure 3.6). Par ailleurs, les profilés

tubulaires d'acier ont été dimensionnés pour être au minimum 10 fois plus rigide que la rigidité de la poutrelle en BRF.

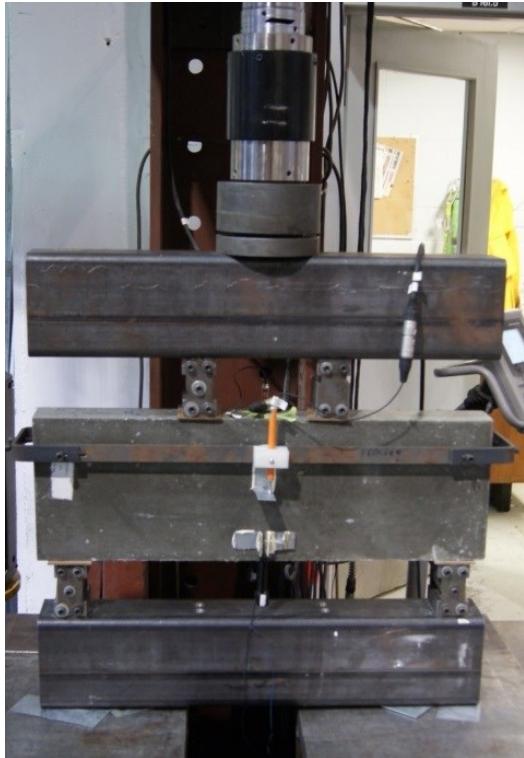


Figure 3.5 : Dispositif de pré-fissuration



Figure 3.6 : Dispositif de fluage flexionnel

#### *3.1.1.2 Géométrie des éprouvettes*

Les éprouvettes relatives aux essais de fluage flexionnel sont des poutrelles de 75 x 225 x 700 mm avec une entaille à mi-portée. La largeur a été établie à 75 mm en fonction du dégagement horizontal maximal offert par le montage. Une entaille de 37.5 mm de hauteur a été réalisée à 28 jours d'un seul trait de scie de 3.175 mm de largeur. De cette manière, l'orientation préférentielle des fibres suivant la direction de l'écoulement et favorisée par les effets de bords créés par les coffrages a été préservée. L'entaille a pour avantage de localiser la fissuration à un endroit spécifique, puisque la section réduite présente une résistance moindre de l'éprouvette. Ceci facilite la mesure de l'ouverture de fissure. De plus, l'entaille permettra, idéalement, de caractériser la propagation d'une seule fissure dans le temps.

Les dimensions des poutrelles ont été choisies pour représenter une tranche de la semelle inférieure d'une poutre NEBT, couramment utilisée en Amérique du Nord. Ces poutres, illustrées sur la Figure 3.7, sont couramment utilisées pour la construction de ponts de type dalle sur poutres de portée de 15 à 45 mètres. De fait, l'une des applications potentielles des résultats de la thèse est pour le développement de poutres en BRF précontrainte partiellement, c'est-à-dire une poutre partiellement fissurée en service soumise à des charges soutenues et cycliques.

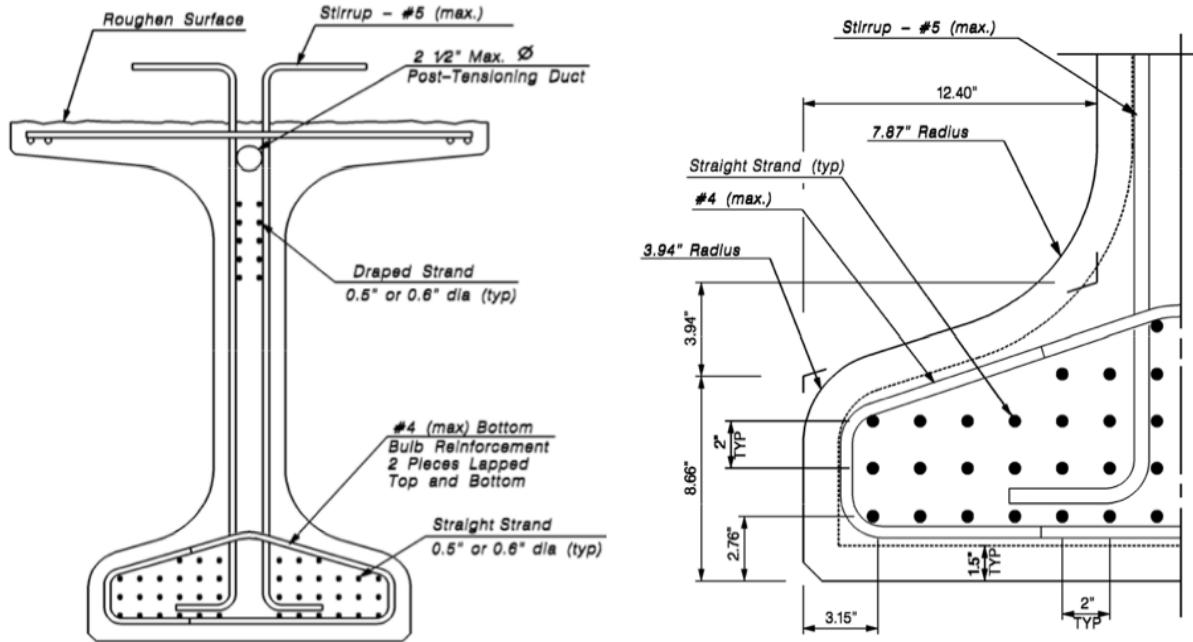


Figure 3.7: Section NEBT type (gauche) et semelle inférieure type d'une section NEBT (droite)

#### 3.1.1.1.3 Appuis

Les conditions d'appuis sélectionnées sont une combinaison de rouleaux et de rotules. Les rotules ont pour but de reprendre les imperfections des éprouvettes causant le non parallélisme des surfaces inférieures et supérieures, alors que les rouleaux ont pour but de permettre le déplacement horizontal des éprouvettes. La Figure 3.8 illustre les appuis développés pour ce montage. Les dimensions du rouleau ont été fixées en fonction de la résistance à l'écrasement de l'acier et du béton, alors que les dimensions de la rotule ont été fixées afin d'assurer la symétrie des appuis. De plus, des plaques stabilisatrices fixées à l'aide d'écrous ont été conçues afin de stabiliser la mise en place des poutrelles. Celles-ci permettent également de centrer et de mettre à niveau les appuis. Ces plaques sont retirées une fois l'éprouvette en place pour l'essai.



Appui de type rotule



Appui de type rouleau

Figure 3.8: Appui rotule (gauche) et rouleau (droite)

#### 3.1.1.1.4 Système de chargement

Le fluage se mesure à très petite échelle. Il est donc primordial que la charge soit maintenue avec précision afin de ne pas inclure les déformations dues au relâchement de la charge. Une perte progressive de charge a pour effet de réduire le fluage, et rend impossible la différenciation des déformations de fluage de celles dues au relâchement de la charge.

La Figure 3.9 illustre le système de chargement retenu pour les essais de fluage flexionnel. Ce dernier est composé :

- d'une pompe hydraulique manuelle de 10 000 lb ;
- de vannes hydrauliques (VH) et pneumatiques (VP) ;
- de capteurs de pression hydraulique (CPH) et pneumatique (CPP) ;
- de manomètres ;
- d'un cylindre d'azote comprimé ;
- d'un accumulateur à diaphragme de 2.5 gallons ;
- d'un vérin plat Freyssinet.

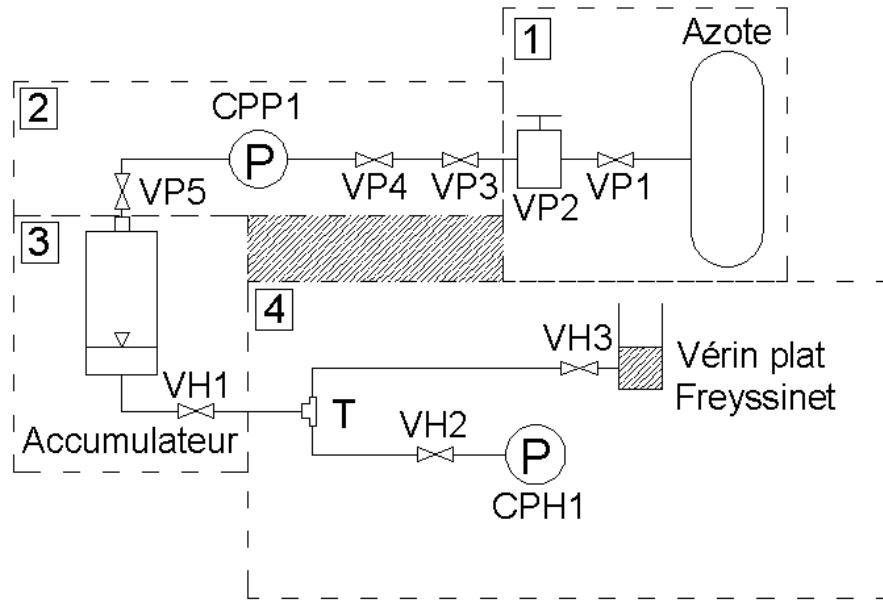


Figure 3.9 : Plan du système de chargement – poutrelles

Les figures 3.10 à 3.15 présentent les différentes subdivisions du système de chargement illustré sur la Figure 3.9.



Figure 3.10: Vanne pneumatique du cylindre d'azote (Figure 3.9 - Subdivision 1)



Figure 3.11: Système chargement pneumatique (Figure 3.9 - Subdivision 2)



Figure 3.12: Vannes hydrauliques (Figure 3.9 - Subdivision 3)



Figure 3.13: Pompe hydraulique manuelle (Figure 3.9 - Subdivision 4)

Pour ce système de chargement, la charge est créée et maintenue par une pression d'azote qui comprime l'huile contenue dans un accumulateur (Figure 3.12) et provoque le gonflement du vérin plat Freyssinet (Figure 3.14). Le gonflement du vérin comprime alors les éléments se trouvant à l'intérieur des plaques inférieure et supérieure du montage sur lesquelles s'appuient les poutres de transfert. Finalement, les poutres de transfert transmettent la charge aux éprouvettes de béton par le biais d'appuis décrits précédemment.

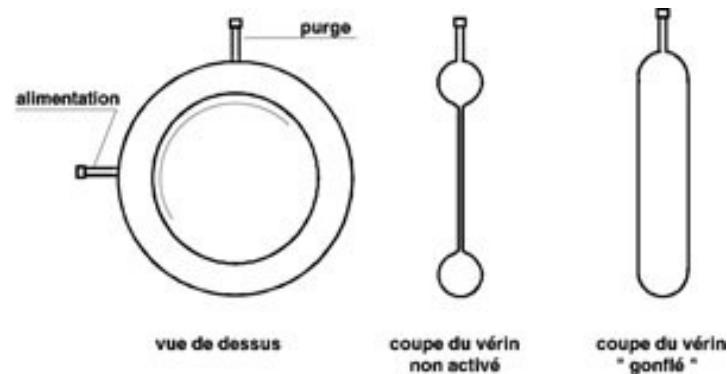


Figure 3.14: Vérin plat Freyssinet

En cas de rupture de la poutrelle, un système de retenue, illustré sur la Figure 3.4 et composé de profilés tubulaires et de tiges filetées, a été mis en place pour prévenir la plastification du vérin Freyssinet suite à un gonflement excessif de ce dernier.

#### 3.1.1.5 *Instrumentation*

La charge, l'évolution de la flèche et l'évolution de l'ouverture de fissure sont les principales mesures requises. Ces mesures servent à la caractérisation de l'évolution de l'endommagement sous charge soutenue. La Figure 3.15 illustre les différents LVDTs, positionnés de chaque côté de l'éprouvette pour mesurer la flèche et l'ouverture de fissure. Ainsi, il est possible de calculer la flèche moyenne et l'ouverture de fissure moyenne de l'éprouvette. Les LVDTs mesurant la flèche sont fixés à une tige horizontale d'instrumentation supportée au droit des appuis. Ce système permet de mesurer uniquement la flèche moyenne relative de l'éprouvette, sans tenir compte de l'écrasement du béton aux appuis. La cellule de charge mesurant la force réelle appliquée est quant à elle positionnée au-dessus de la poutre de transfert supérieure (Figure 3.3).

##### Tige d'instrumentation

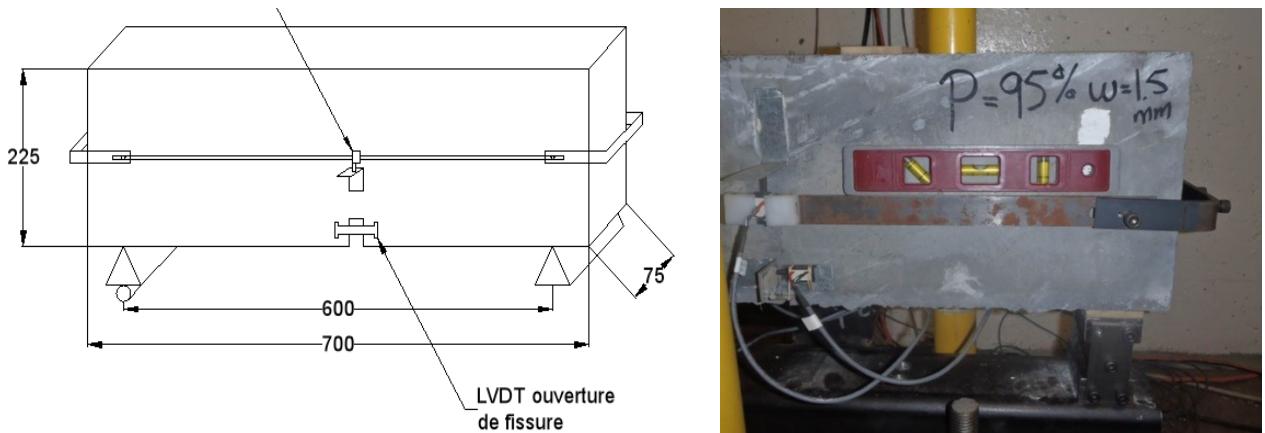


Figure 3.15: Instrumentation des éprouvettes

#### 3.1.1.2 Développement de la procédure de chargement

Suivant la procédure proposée par Granju *et al.* (2000), les essais de fluage flexionnel ont été divisés en trois phases (Figure 3.16). Lors de la première étape, les éprouvettes ont été pré-fissurées à l'aide du vérin de 240 kN jusqu'à une ouverture de fissure moyenne  $w_0$  spécifiée (Figure 3.5). L'utilisation d'un système de contrôle servo-hydraulique a permis d'imposer une vitesse de

chargement constante de 0.2 mm/min et de contrôler précisément le critère d'ouverture de fissure moyenne marquant le début du déchargement, réalisé à la même vitesse. La charge mesurée pour  $w_0$  est appelée  $P_0$ , et est utilisée comme valeur de référence pour déterminer le niveau de charge maintenue à l'essai de fluage flexionnel subséquent.

Une fois l'éprouvette complètement déchargée du montage de pré-fissuration, la deuxième étape a consisté à transférer l'éprouvette dans le montage de fluage flexionnel (Figure 3.6). Une fois le transfert effectué, les éprouvettes ont été chargées à un niveau de chargement  $P_S$  correspondant à un pourcentage de la charge  $P_0$ . La charge a été mesurée par une cellule de charge de 222 kN calibrée pour des charges allant de 0 à 50 kN.

Finalement, des cycles de déchargement-rechargement ont été effectués tous les sept jours afin d'évaluer l'évolution de la complaisance élastique des poutrelles. En mécanique de la rupture classique, la complaisance d'une éprouvette (ce qui est associable à la flexibilité flexionnelle) est une fonction de la profondeur du plan de fissuration principal. Ainsi, pour les matériaux quasi-fragiles, l'utilisation de cette technique permet d'évaluer l'évolution de l'endommagement d'une éprouvette. Cette étape de la procédure expérimentale a été inspirée d'une étude similaire réalisée sur un béton ordinaire (Rossi *et al.* 2014).

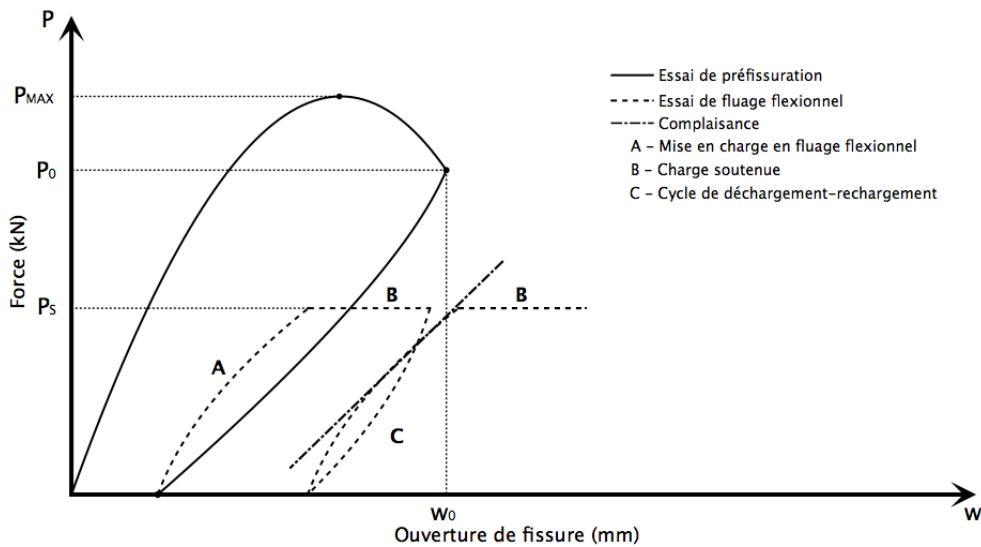


Figure 3.16 : Courbe type de charge-ouverture de fissure pour un essai de fluage flexionnel

La Figure 3.17 présente un diagramme des étapes décrites précédemment. Afin d'uniformiser les essais et d'en assurer la reproductibilité, deux procédures détaillées ont été mises en place pour les

étapes de préfissuration et de fluage flexionnel. Ces procédures sont présentées respectivement dans les Annexes C et D.

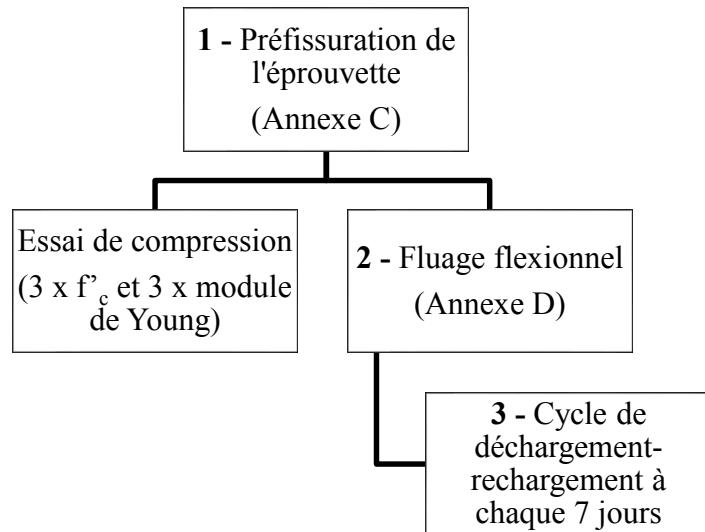


Figure 3.17 : Diagramme d'un essai de fluage flexionnel

### 3.1.1.3 Essais de validation

Tel que mentionné précédemment, les essais de validation ont pour but de valider chacun des aspects d'un essai de fluage flexionnel, soit le système de chargement, l'instrumentation et le protocole de chargement. Pour ces essais, deux éprouvettes matures, de plus de 90 jours, de BRF70 en condition de séchage libre furent soumises à une charge inférieure à 40% du module de rupture d'une éprouvette de même géométrie afin de rester dans le domaine de comportement élastique de l'éprouvette. De plus, les éprouvettes n'ont pas été entaillées. Les paragraphes suivants résument les différents résultats obtenus.

La Figure 3.18 illustre les résultats de la dernière configuration du système de chargement. Cette même figure montre que la charge est maintenue à  $\pm 2.5\%$  de la charge souhaitée et qu'aucune perte de charge ne survient sur un intervalle de 14 jours. Ce système de chargement s'avère donc acceptable et peut être utilisé pour les essais subséquents.

Lors des essais de validation, des jauge de déformations ont été placées aux fibres tendues et comprimées des poutrelles pour comparer la flèche calculée à partir des jauge et des capteurs LVDT. Cette étape permet de s'assurer que les résultats des différentes méthodes de calcul de la flèche coïncident pour une sollicitation donnée. La Figure 3.19 illustre les déformations mesurées

par les jauge de déformations. Cette figure montre que les déformations mesurées sur les deux éprouvettes augmentent progressivement dans le temps tel qu'attendu dans les essais de fluage. De plus, la faible variabilité des résultats en compression montre que la précision des jauge est satisfaisante. Par ailleurs, la variabilité des résultats en traction est jugée acceptable considérant l'hétérogénéité du matériau.

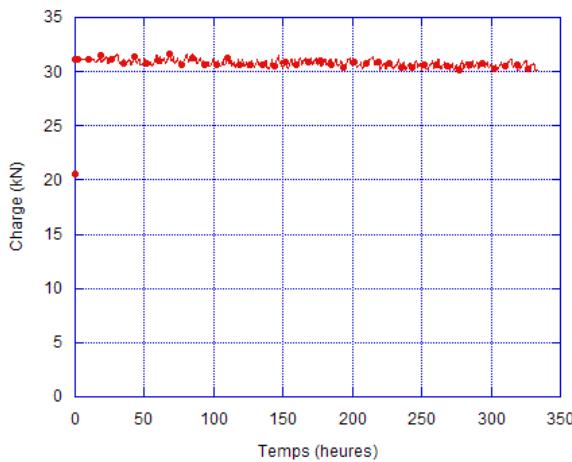


Figure 3.18 : Évolution de la force dans le temps

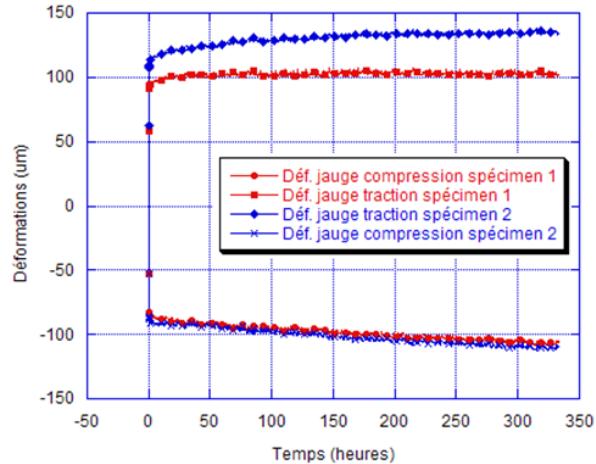


Figure 3.19: Évolution de la déformation mesurée par les jauge

La Figure 3.20 illustre la moyenne des flèches différences, incluant la flèche élastique, mesurée sur chacune des éprouvettes avec les capteurs LVDT. Tout comme pour les mesures de déformations, l'amplitude et la tendance des flèches montrent que la reproductibilité des mesures entre les deux éprouvettes est satisfaisante. De plus, la Figure 3.20 montre que la moyenne des flèches mesurées par les LVDT de l'éprouvette 1 est largement supérieure celle de l'éprouvette 2. Ceci s'explique par la grande variabilité observée sur un des deux capteurs LVDT mesurant la flèche de l'éprouvette 1. Après une observation du montage, plus particulièrement du positionnement des capteurs, il a été constaté que le capteur était positionné en fin de course, et donc probablement dans la zone d'imprécision du capteur. Une attention particulière sera portée au positionnement des capteurs lors des essais subséquents afin de minimiser le bruit occasionné par un mauvais positionnement des capteurs.

La Figure 3.21 illustre les mesures de flèche selon les différentes méthodes d'instrumentation. La comparaison des flèches mesurées par les LVDT à celles calculées à partir des jauge de

déformations confirme que la théorie des poutres (TP) s'applique aux calculs des flèches, et qu'une approche du type poutre profonde (PP) tenant compte de la composante de la flèche provenant de l'effort tranchant surestime les flèches. Pour l'approche du type poutre profonde, la composante de la flèche provenant du glissement moyen caractérisant la déformation due à l'effort tranchant a été calculé à partir de l'équation 3-1.

$$\gamma = -\frac{V}{GA_s} \quad (\text{Eq. 3-1})$$

La figure démontre également la similarité des flèches entre les deux méthodes de mesure, soit avec les capteurs LVDT et les jauge de déformations couplées à la théorie des poutres. De plus, les courbes relatives à chacune des éprouvettes, à savoir les courbes des moyennes des flèches mesurées par les LVDT et celles calculées à partir des jauge de déformations, montrent la reproductibilité des résultats entre les essais réalisés, puisque leur amplitude et leur tendance sont comparables. Il est à noter que, dans ces essais, les éprouvettes ont été maintenues dans un domaine de comportement élastique. En conséquence, l'ouverture de fissure n'a pas été mesurée.

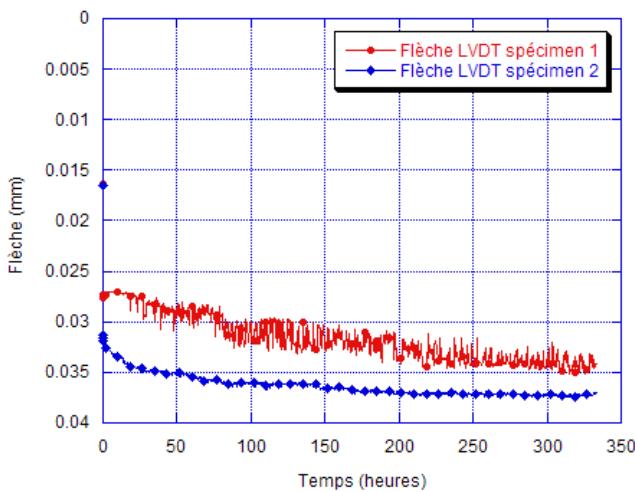


Figure 3.20: Évolution de la flèche mesurée par les capteurs LVDT

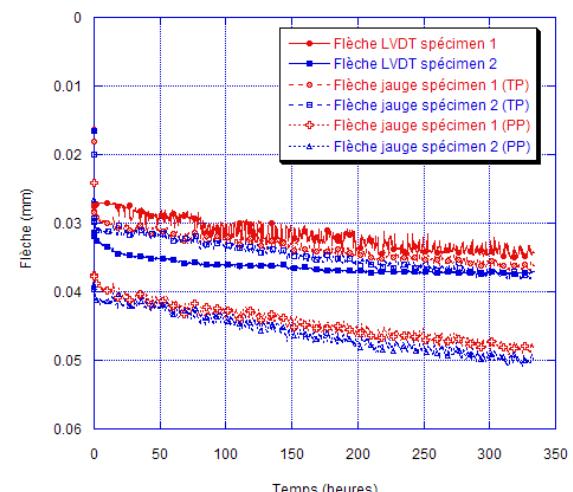


Figure 3.21: Comparaison des méthodes de calcul de la flèche

En conclusion, le dispositif permet de maintenir efficacement une charge et de mesurer précisément, et de manière reproductible, l'évolution de la flèche dans le temps.

### 3.1.2 Dispositifs de fluage flexionnel pour les poutres de 4 et 8 mètres

Le dispositif de fluage flexionnel pour les poutres de 4 et 8 mètres a été conçu suite à la conception et à la validation du dispositif de fluage flexionnel pour les poutrelles de 0.7 mètre. Tout comme pour la conception du dispositif présenté précédemment, une première ébauche du dispositif en trois dimensions a été réalisée pour les deux dispositifs. Cette ébauche a permis de dimensionner chacune des composantes du dispositif en fonction des contraintes d'espace limité. Les appuis ont été choisis pour reproduire les conditions d'appuis des essais sur poutrelles. À défaut d'utiliser une tige d'instrumentation pour s'affranchir des déformations aux appuis, deux capteurs de type LVDT ont été placés au droit des appuis. Ces mesures pourront par la suite être soustraites de la mesure de la flèche.

#### 3.1.2.1 Poutres de 4 mètres

Afin de contrôler plus facilement les conditions environnementales, les essais de fluage flexionnel sur les poutres de 4 mètres ont été effectués au sous-sol du laboratoire. Ainsi, la dalle d'essai, d'un mètre d'épaisseur, faisait office de plafond.

Les Figures 3.22 et 3.23 présentent respectivement le dispositif et les principales dimensions du dispositif de fluage flexionnel pour les poutres de 4 mètres. Les poutres seront posées sur des appuis espacés de 3600 mm et soumises à deux charges concentrées à 600 mm l'une de l'autre.

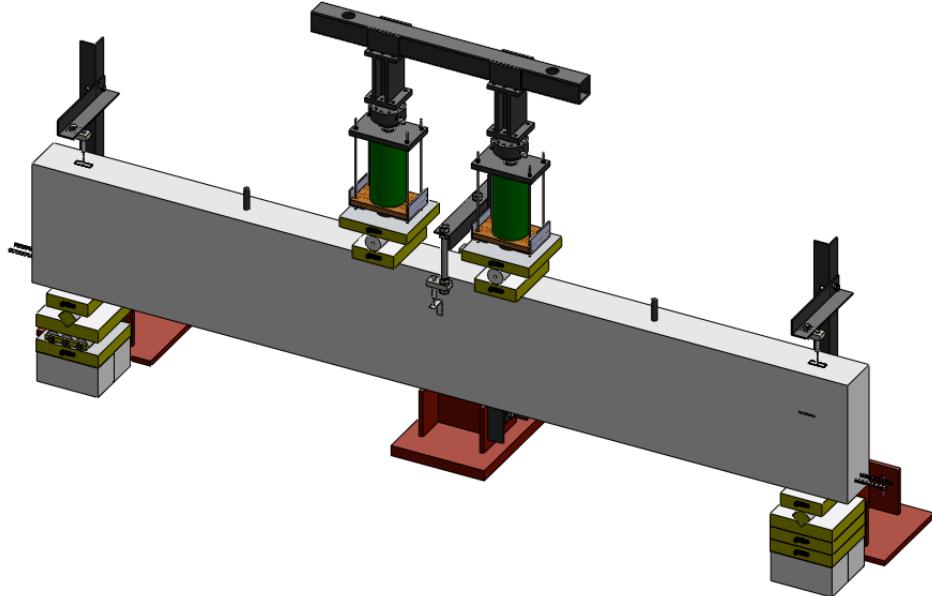


Figure 3.22 : Dispositif de fluage flexionnel - poutres de 4 mètres

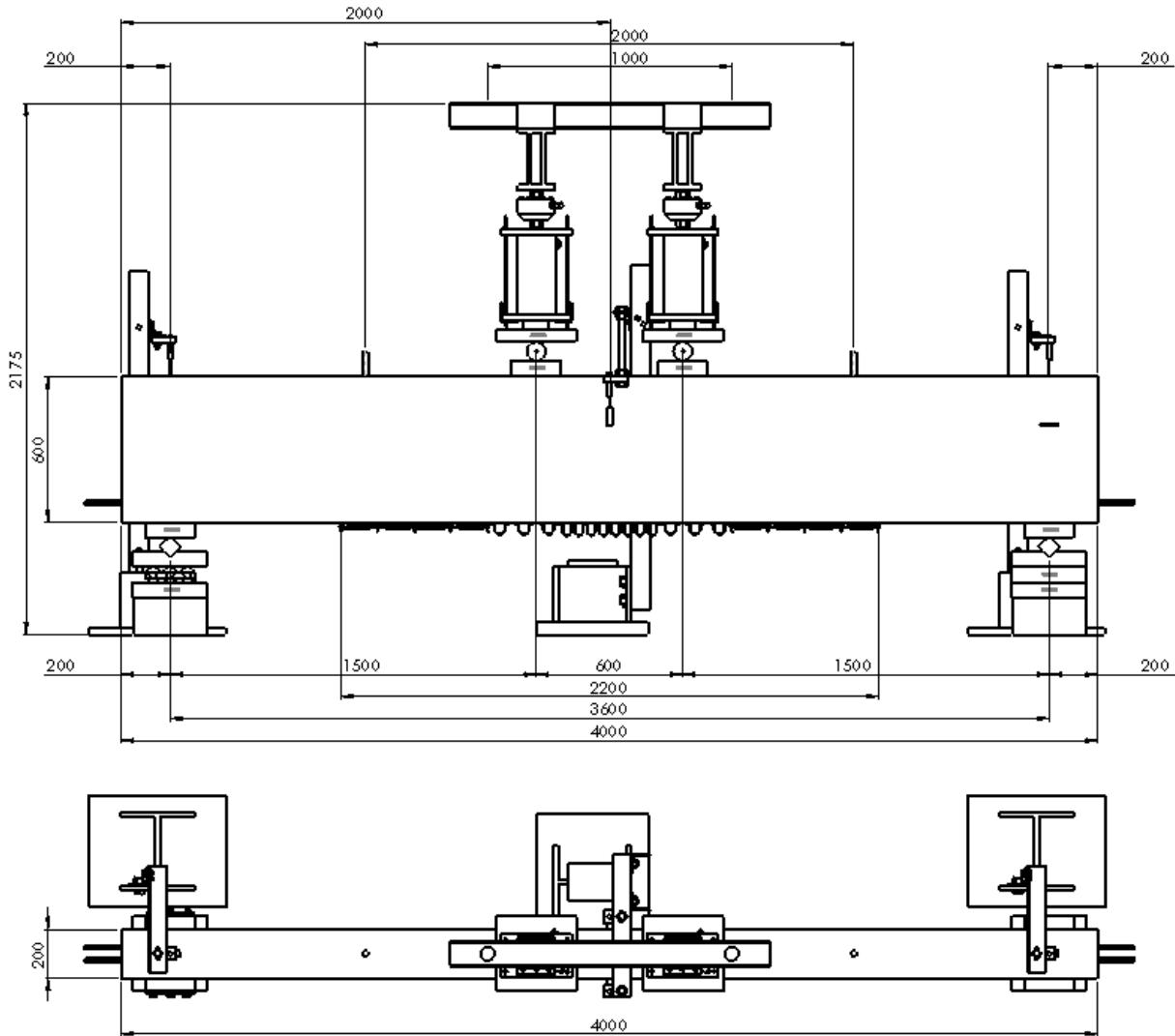


Figure 3.23 : Plan du dispositif de fluage flexionnel - poutres de 4 mètres : vue en élévation et vue de haut

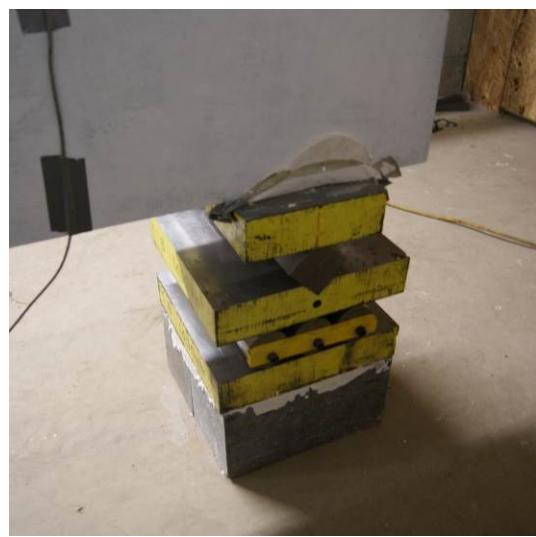
Les Figures 3.24 et 3.25 montrent respectivement les appuis supérieurs et inférieurs utilisés lors des essais. Les appuis inférieurs ont été placés sur deux blocs de BRF70 afin de surélever la poutre, facilitant ainsi l'installation des capteurs d'ouvertures de fissure sous la poutre. Un coulis expansif haute résistance à très faible fluage a été appliqué entre chacune des surfaces acier-béton. Ce coulis a permis de s'affranchir des imperfections de surface du béton et de faciliter la mise à niveau longitudinale et transversale de la poutre.



Figure 3.24 : Photo du montage de fluege flexionnel - poutres de 4 mètres



Appui nord de type rotule



Appui sud de type rouleau-rotule

Figure 3.25 : Appuis inférieurs – poutre de 4 mètres

Pour transférer la charge, un système de transfert des efforts (Figure 3.26), composé d'une poutre d'ancrage, de plaques de renforcement, de sections de transfert, et de deux vérins et leurs supports, a été conçu. Une fois le système assemblé, il a été positionné et fixé sous la dalle d'essai à l'aide de deux tiges filetées (Figure 3.24).

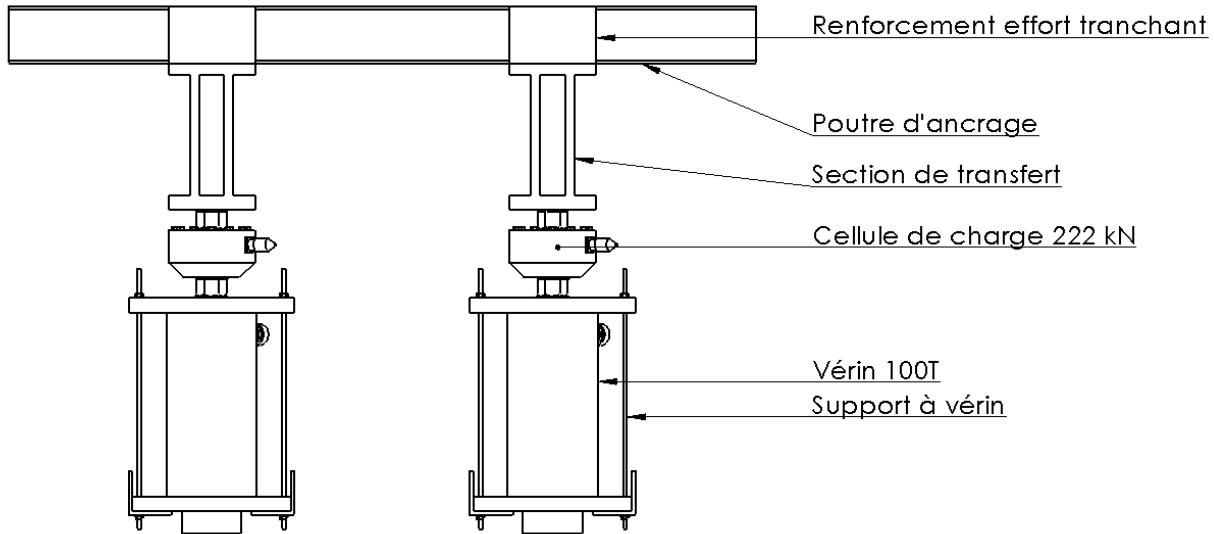


Figure 3.26 : Système de transfert des efforts – poutre de 4 mètres

Les figures 3.27 et 3.28 présentent respectivement le positionnement des capteurs d'ouvertures de fissure et la photo correspondante. L'instrumentation composée de 8 capteurs Pi de 50 mm, de 6 capteurs Pi de 100 mm, et de 8 potentiomètres de 150 mm placés en quinconce à la fibre inférieure des poutres a permis de mesurer l'ouverture des fissures le long de la face tendue.

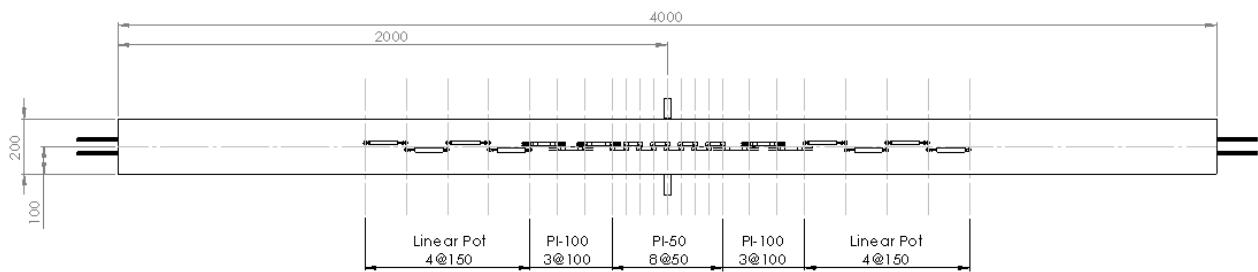


Figure 3.27 : Positionnement des capteurs d'ouverture de fissure sous la poutre – poutre de 4 mètres

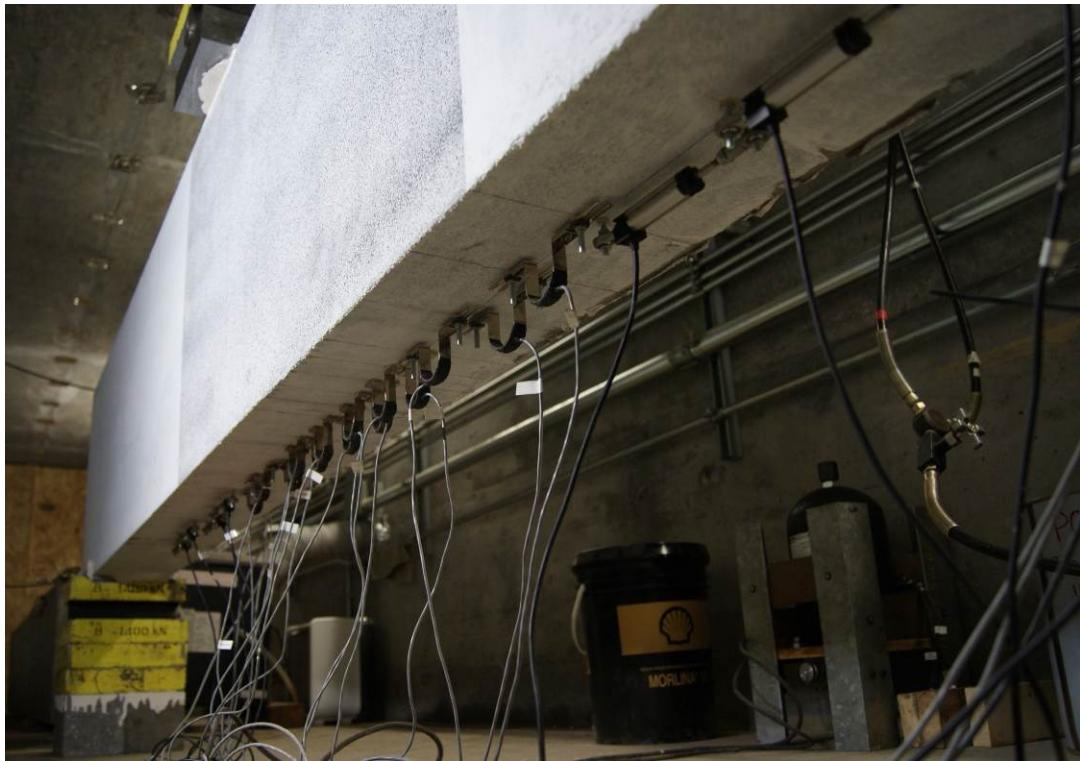


Figure 3.28 : Mesure des ouvertures de fissure sous la poutre – poutre de 4 mètres

Finalement, la Figure 3.29 présente les capteurs LVDT permettant de mesurer les flèches à la mi-portée et aux appuis.



Figure 3.29: Mesure de la flèche – poutre de 4 mètres

### 3.1.2.2 Poutre de 8 mètres

L'essai de fluage flexionnel sur la poutre de 8 mètres a été effectué sur la dalle d'essai dans des conditions environnementales non contrôlées. La Figure 3.30 présente les principales dimensions du dispositif de fluage flexionnel et le positionnement des capteurs d'ouverture de fissures de la poutre de 8 mètres. La poutre, supportée par deux appuis simples espacés de 7200 mm, est soumise à deux charges concentrées symétriques espacées de 800 mm. Afin de préserver la représentativité des essais, les conditions d'appuis sont identiques à celles du dispositif de fluage flexionnel des poutres de 4 mètres.

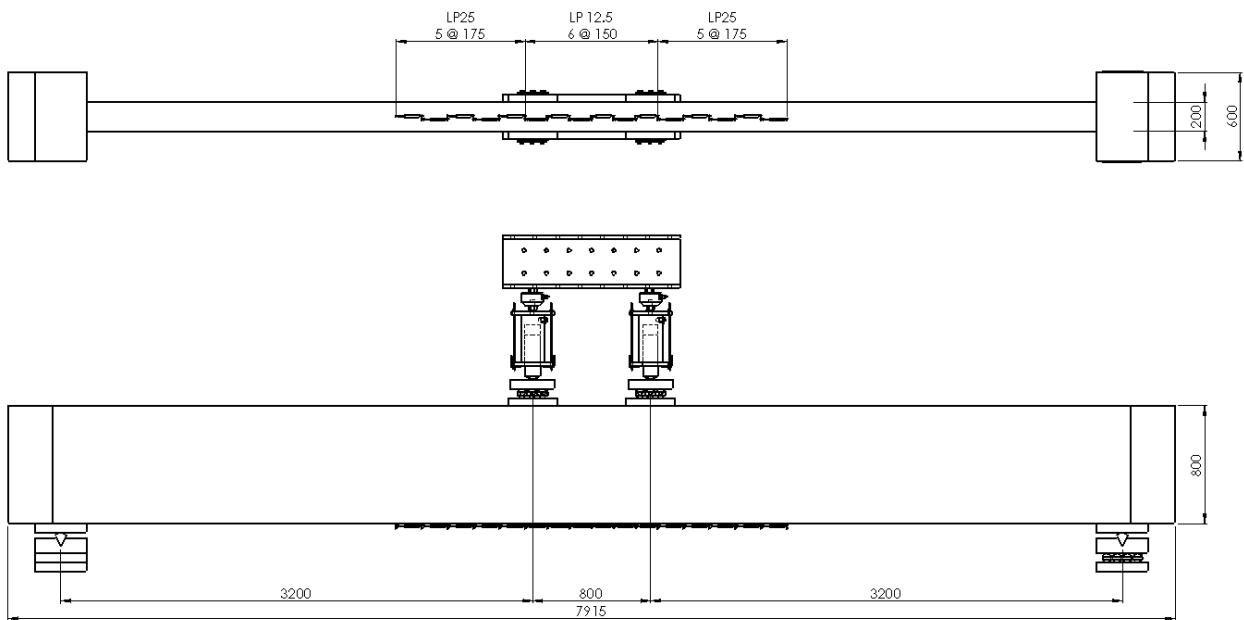


Figure 3.30 : Plan du dispositif de fluage flexionnel et positionnement des capteurs d'ouverture de fissure – poutre de 8 mètres : Vue de la surface inférieure (haut) et vue en élévation (bas)

Les Figures 3.31 et 3.32 présentent respectivement le dispositif de fluage flexionnel de la poutre de 8 mètres et le système de transfert des efforts reposant sous une poutre de transfert en acier fixée à une colonne en acier ancrée à la dalle d'essai. Finalement, Figure 3.33 montre la poutre instrumentée de LVDTs ayant pour but de mesurer les ouvertures de fissures.

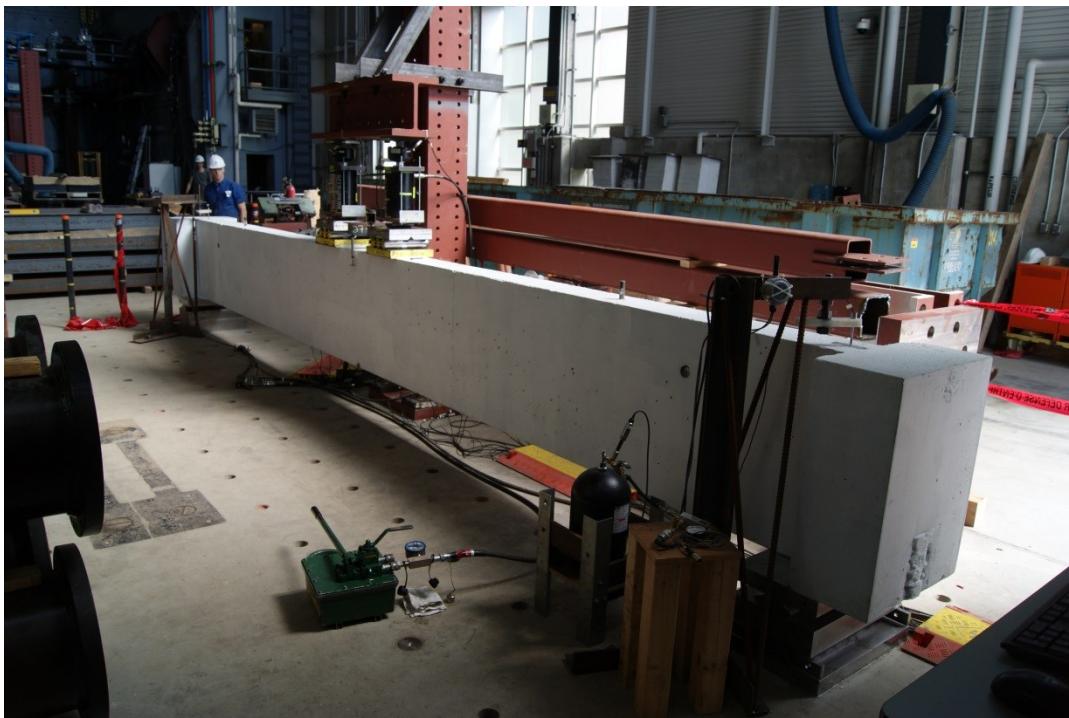


Figure 3.31 : Dispositif de fluage flexionnel - poutre de 8 mètres



Figure 3.32 : Système de transfert des efforts – poutre de 8 mètres

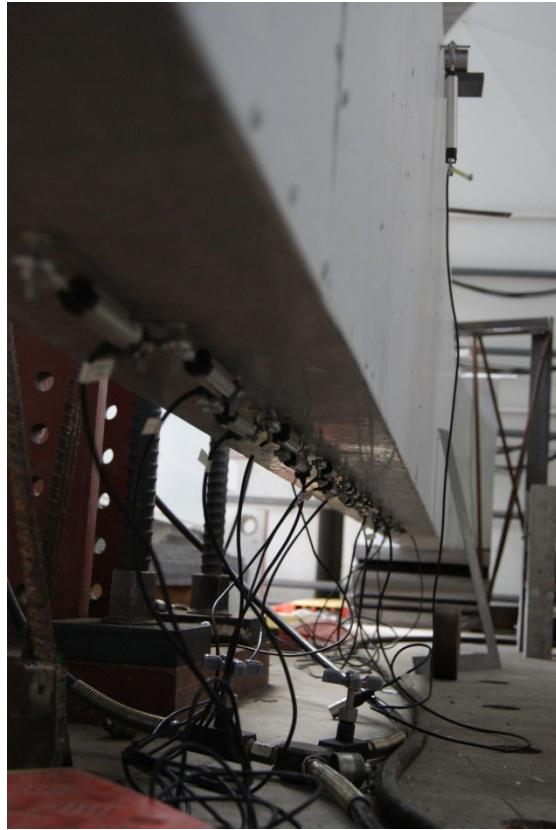


Figure 3.33 : Mesure des ouvertures de fissure – poutre de 8 mètres

### 3.1.2.3 Système de chargement

Le système de chargement et la procédure de chargement, présentés respectivement sur la Figure 3.34 et à l'Annexe E, ont aussi été adaptés des essais sur les poutrelles pour convenir aux besoins des essais sur les poutres de grandes tailles. Tous deux ont été utilisés pour les essais sur les poutres de 4 et 8 mètres.

Les composantes de ce système sont les suivantes :

- vérin 240 kN ;
- vannes hydrauliques (VH) ;
- vannes pneumatiques (VP) ;
- capteur de pression hydraulique (CPH) ;
- capteur de pression pneumatique (CPP) ;
- manomètres ;
- cylindre d'azote comprimé ;

- accumulateur à diaphragme de 1 gallon ;
- 3 vérins de 100 tonnes ;

La principale différence entre les systèmes de chargement utilisés pour les poutrelles de 0.7 mètre et les poutres de 4 et 8 mètres provient de la manière dont l'huile est acheminée aux vérins. En raison du grand volume d'huile nécessaire pour alimenter le circuit hydraulique, il a été décidé de procéder par un transfert hydraulique automatisé. Ainsi, la pompe manuelle utilisée pour mettre en pression le circuit hydraulique lors des essais sur poutrelles a été remplacée par la combinaison d'un vérin 240 kN et d'un vérin de 100 tonnes rempli d'huile à capacité maximale. Une fois la précharge en azote appliquée, le vérin 240 kN est utilisé pour appliquer une pression sur le vérin de 100 tonnes branché au circuit hydraulique de chargement. Ceci a pour effet de mettre en pression l'huile du circuit hydraulique et d'appliquer une force égale à chacun des points d'application de la charge.

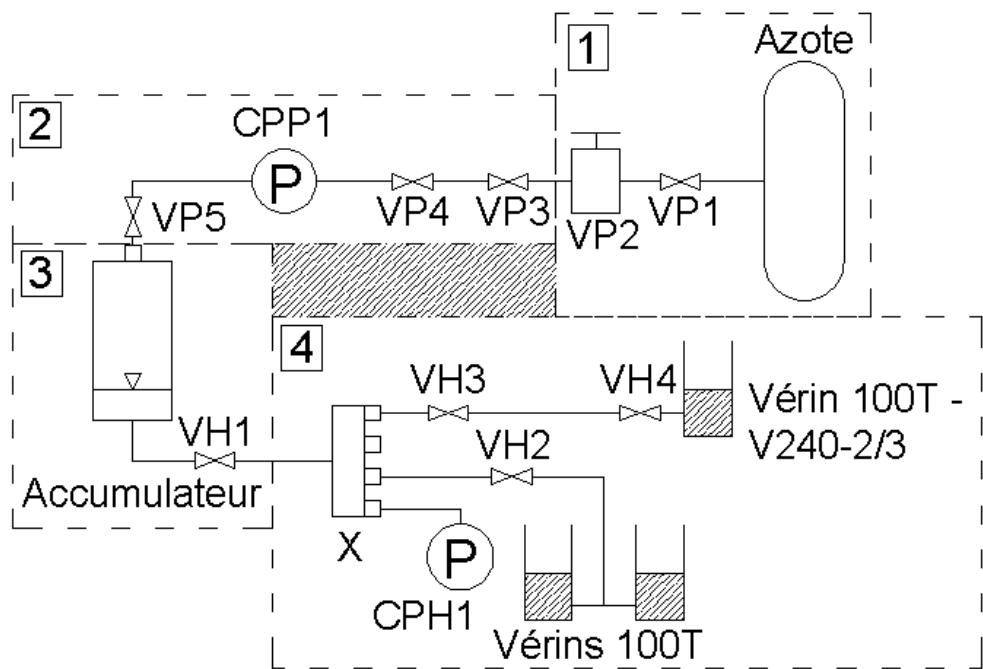


Figure 3.34 : Plan du système de chargement – poutre de 4 mètres

La Figure 3.35 présente les photos correspondantes aux différentes subdivisions du plan du système de chargement illustré sur la Figure 3.34.



1. Cylindre d'azote comprimé



2. Valve de chargement d'azote



3. Accumulateur Parker 6600 psi et valve hydraulique VH1



4. Multiplicateur hydraulique et valve hydraulique de contrôle des vérins



5. Multiplicateur hydraulique

Figure 3.35 : Photos du système de chargement

### 3.2 Présentation des programmes expérimentaux

Les essais de caractérisation et les essais de fluage flexionnel des 1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> programmes expérimentaux ont été menés sur un BRF auto plaçant ayant une résistance nominale à la compression de 70 MPa à 28 jours. Ce mélange contenait du ciment Portland de type HSF provenant de chez Holcim Canada, du sable, des agrégats variant de 2.5 mm à 10 mm, un adjuvant réducteur d'eau, de l'eau et 80 kg/m<sup>3</sup> (1%-volume) de fibres d'acier Dramix ZP-305. Ces fibres ont un diamètre de 0.55 mm et d'une longueur de 30 mm, donnant un rapport  $L/d_f$  égal à 55. Afin de mesurer l'ouvrabilité du matériau, des essais sur béton frais ont été effectués. Les caractéristiques à l'état frais de ce béton mélangé en laboratoire étaient les suivantes : un affaissement de 275 mm, un étalement de 670 mm, et une teneur en air de 1.6 %. La composition identique des mélanges BRF1 à BRF3 est résumée dans le Tableau 3.2.

En ce qui concerne le BRF utilisé dans le 3<sup>e</sup> programme expérimental, la formulation de base du mélange provient de la formulation du BRF utilisé lors des programmes expérimentaux précédents. La modification de la formulation provient d'une contrainte imposée par le partenaire industriel du projet, Béton préfabriqué du Lac (BPDL), qui s'approvisionne en béton frais de chez Béton Provincial. Or Béton Provincial utilise du ciment de chez Lafarge Canada. De plus, les fibres de 35 mm de longueur, légèrement plus élancées que celles du mélange original, entraînent une perte de maniabilité du mélange, et donc requièrent une reformulation du mélange afin d'optimiser ce dernier. La composition de ce mélange est aussi présentée dans le Tableau 3.2 aux fins de comparaison.

Tableau 3.2 : Composition des BRF

Composants	BRF-1 et BRF-2		BRF-3
	Masse, kg/m <sup>3</sup>	1 <sup>er</sup> et 2 <sup>e</sup> programmes	Masse, kg/m <sup>3</sup>
Ciment GUB-SF (HSF) – Holcim	650		0
Ciment GUB-SF (HSF) – Lafarge	0		685
Sable	843		855
Pierre (2.5-10 mm)	622		630
Fibres Dramix ZP305 (30/0.55)	78		0
Fibres Dramix 65/35 (35/0.55)	0		80
Superplastifiant (Plastol 6200 EXT)	38.4		0
Superplastifiant (Plastol 6400)	0		9.8
Eau	195		186

Le Tableau 3.3 résume les programmes expérimentaux et les chapitres dans lesquels se retrouvent les résultats.

Tableau 3.3 : Programmes expérimentaux

Travaux expérimentaux	Section de la thèse
<i>Essais de caractérisation</i>	ANNEXE A
1 <sup>er</sup> programme expérimental <i>Essais sur poutrelles de 0.7 m</i>	Chapitre 4 Article 1
2 <sup>e</sup> programme expérimental <i>Essais sur poutres de 4 m</i>	Chapitre 5 Article 2
3 <sup>e</sup> programme expérimental <i>Essai sur poutre de 8 m</i>	ANNEXE 0

### 3.3 Présentation du programme relatif à la modélisation numérique

Cette section sert de prémissse au développement de la stratégie de modélisation de la propagation de la fissuration sous charge soutenue des BRF présentée au Chapitre 6. Elle présente :

- le modèle probabiliste explicite de la fissuration des BRF ;
- la stratégie de quantification des paramètres du modèle.

#### 3.3.1 Modèle probabiliste explicite de la fissuration des BRF

Le modèle probabiliste explicite de la fissuration des BRF (Rossi *et al.* 1992, Rossi *et al.* 2014, Rossi *et al.* 2015, Tailhan *et al.* 2015) a pour but de prendre en compte le comportement statique fissurant des BRF aux échelles globale (courbe effort-flèche) et locale (processus de fissuration). Il se base principalement sur les fondements décrits dans les travaux de Rossi *et al.* (1987), et adapté par Rossi *et al.* (1992) pour prendre en compte la fissuration des structures en béton renforcé de fibres. Les particularités de ce modèle seront décrites en détail ci-dessous.

Génériquement, la fissuration est une discontinuité explicite de la matière. L'approche de modélisation choisie représente la fissuration de façon explicite par la création aléatoire de discontinuités cinématiques au sein de la matière, qui elles sont numériquement représentées par des éléments d'interface. Ces éléments, d'épaisseur infiniment petite, interfacent chacune des faces des éléments de volume, et servent à décrire les déplacements induits par la fissuration. L'hétérogénéité du matériau est prise en compte par une répartition aléatoire des propriétés mécaniques des éléments d'interface telles que la résistance à la traction et l'énergie post-fissuration. Ces propriétés mécaniques locales suivent des lois de distributions dont les coefficients dépendent de la taille du volume de matière qui se fissure au sein du maillage. Ce volume de matière est représenté par une « cellule » de référence constituée de deux éléments de volume et de l'élément d'interface qui les bordent (Figure 3.36). La Figure 3.37 représente schématiquement le comportement mécanique normal de l'élément d'interface. Le comportement de cette cellule décrit alors les mécanismes suivants.

- Une fissure est créée dans la matrice cimentaire du BRF lorsque le volume de référence atteint un critère local en contrainte au niveau de l'élément d'interface, soit de type Rankine pour la contrainte normale, soit de type Tresca pour la contrainte de cisaillement, alors que

les éléments massifs constitutifs le volume représentatif demeurent purement linéaires élastiques. Le critère local en contrainte correspond à la résistance à la traction préalablement distribuée aléatoirement sur tous les éléments du maillage. Préalablement à la création d'une fissure, l'élément d'interface assure la continuité des efforts et des déplacements par le biais d'une rigidité très élevée. Le comportement de l'élément d'interface représentant la fissuration de la matrice est alors dit rigide-fragile.

- Une fois la fissure créée dans la matrice cimentaire, le comportement de l'élément d'interface bascule brusquement sur un comportement élasto-endommageable qui représente un processus dissipatif traduisant l'effet énergétique du pontage mécanique de la fissure par les fibres. La raideur élastique du comportement élasto-endommageable traduit alors une dégradation de la raideur initiale. Après l'atteinte d'un critère en déplacement relatif,  $\delta_p$ , l'effet de pontage des fibres peut se dégrader progressivement.

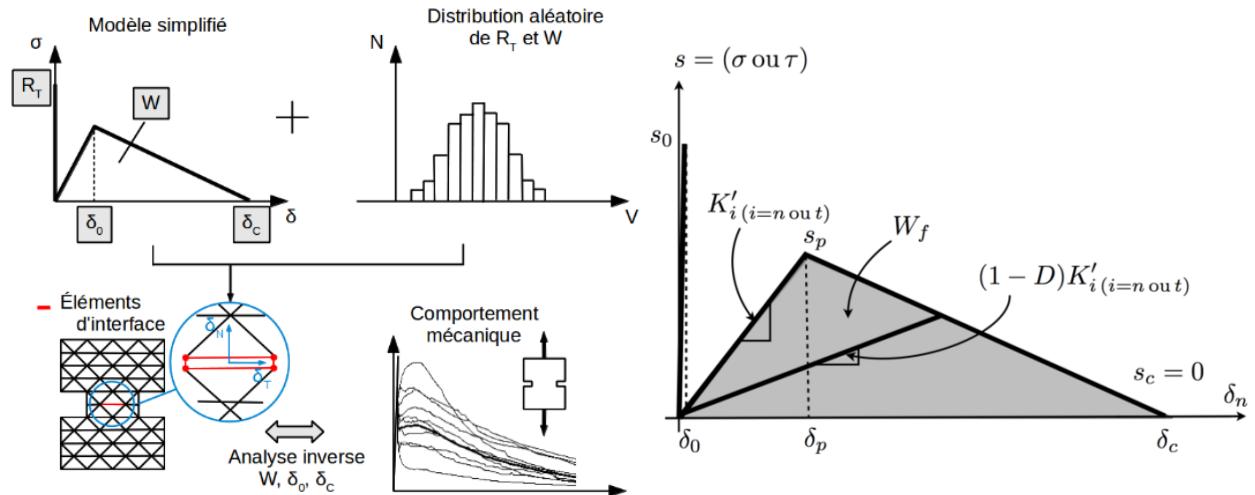


Figure 3.36 : Critère de fissuration du BRF - modèle probabiliste de fissuration explicite

Figure 3.37 : Représentation schématique du comportement d'un élément d'interface

Ainsi, la loi de comportement d'un élément d'interface se résume par un comportement rigide-fragile pour décrire la rupture fragile de la matrice, qui, une fois fissurée, bascule brusquement sur un comportement élasto-endommageable pour prendre en compte l'effet de pontage des fibres. Les équations constitutives résumant ce dernier sont les suivantes :

$$\begin{Bmatrix} \sigma \\ \tau \end{Bmatrix} = (1 - D) \begin{bmatrix} K'_n & 0 \\ 0 & K'_t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_t \end{Bmatrix} \quad (\text{Eq. 3-2})$$

où  $\sigma$  et  $\tau$  représentent respectivement les contraintes normales et tangentialles,  $\delta_n$  et  $\delta_t$  les déplacements relatifs normaux et tangentiels aux nœuds, et  $K'_n = \beta_n K_n^0$  et  $K'_t = \beta_t K_t^0$  les rigidités normales et tangentialles de l'effet mécanique de pontage des fibres.  $\beta_n$  et  $\beta_t$  sont des coefficients d'affaiblissement des rigidités normal et tangentiel calculés à partir du comportement en traction. Ils sont donc calculés par l'Équation 3-2:

$$\beta = \frac{2W_f}{\delta_p \delta_c K_n^0} \quad (\text{Eq. 3-3})$$

$D$  représente le paramètre d'endommagement isotrope. Celui-ci évolue en fonction du déplacement relatif total  $\delta$  défini par les fonctions suivantes :

$$\delta = \sqrt{\delta_n^2 + \delta_t^2} \quad (\text{Eq. 3-4})$$

$$D = 1 - \frac{\delta_0}{\delta} \left( \frac{\delta_c - \delta}{\delta_c - \delta_0} \right) \quad (\text{Eq. 3-5})$$

où  $\delta_0$  est le seuil d'endommagement initial, et  $\delta_c$  est la valeur critique à laquelle l'effet de pontage des fibres devient négligeable. À ce point, l'élément d'interface se comporte comme un simple élément de contact classique suivant un comportement de type Coulomb.

Tel que prescrit par la thermodynamique des processus irréversibles et pour assurer la positivité de la dissipation, le paramètre d'endommagement  $D$  doit vérifier :

$$\dot{D} \geq 0 \quad (\text{Eq. 3-6})$$

La rigidité normale,  $K'_N$  est directement déduite de la valeur de l'énergie post-fissuration aléatoire de l'élément d'interface, suivant l'équation suivante :

$$K'_n = \frac{2W}{\delta_0 \delta_c} \quad (\text{Eq. 3-7})$$

Afin de prendre en compte le comportement tangentiel moins raide, la rigidité tangentielle  $K'_T$  est considérée proportionnelle à la rigidité normale en considérant un coefficient  $\alpha < 1$ , de sorte que :

$$K'_t = \alpha K'_n \quad (\text{Eq. 3-8})$$

Afin de prévenir l'interpénétration de l'élément d'interface lors de sa refermeture, la rigidité normale initiale est recouvrée. Pour ce faire,  $K'_N$  est fixé égal à  $K^0$ .

Bref, le processus de fissuration pré-pic des BRF est entièrement lié à la matrice cimentaire, et l'effet des fibres est mécaniquement neutre. Une fois le pic atteint, l'effet de pontage des fibres en pointe de fissure devient important et a pour effet de contrôler la propagation et l'ouverture de la macrofissure. Le modèle permet donc de dissiper une certaine quantité d'énergie à l'échelle de l'élément d'interface. Lorsque la quantité totale d'énergie d'un élément est consommée, l'élément est alors considéré comme fissuré et par conséquent sa contribution à la rigidité globale est nulle.

### **3.3.2 Stratégie de quantification des paramètres du modèle**

La stratégie de quantification des paramètres repose sur une combinaison de paramètres simples à identifier expérimentalement et d'analyses inverses servant à alimenter le modèle.

L'identification des paramètres peut se résumer ainsi.

1. Le volume du plus gros granulat est une donnée fixe du problème lorsque la formulation du béton est disponible.
2. La résistance à la compression moyenne et le module de Young moyen sont déterminés expérimentalement par une série d'essais de résistance à la compression.
3. Les effets d'échelle étant étroitement liés au volume de l'élément, les moyennes et les écarts-types de la résistance à la traction et de l'énergie post-fissuration correspondantes à une taille d'élément du maillage doivent être identifiés par analyse inverse. Ils doivent correspondre au mieux aux résultats expérimentaux obtenus par une série d'essais de traction uniaxiale.
4. Les paramètres  $\delta_0$  et  $\delta_c$  sont identifiés par analyse inverse pour décrire au mieux le comportement mécanique du pontage des fibres. Ces derniers dépendent de la carte d'identité du BRF à l'étude, soit plus particulièrement de la combinaison de plusieurs paramètres tels que le volume de fibres, la longueur et le diamètre des fibres, le type de fibres, etc.

L'identification de ces paramètres permet de distribuer aléatoirement, suivant des lois de distributions de type Weibull, normale ou log-normale, les moyennes et écarts-types de la résistance à la traction et de l'énergie post-fissuration sur l'ensemble des éléments du maillage en fonction du rapport entre le volume représentatif et le volume du plus gros granulat et de la résistance à la compression. Cette approche permet donc d'inclure directement l'hétérogénéité du matériau et les effets d'échelle en fonction du volume sollicité du matériau.

En s'appuyant sur le modèle existant, l'objectif de la partie numérique de la thèse est de formuler un modèle probabiliste de propagation de la fissuration explicite des BRF sous charge soutenue adaptée à l'analyse de l'évolution de la fissuration dans le temps de structures complexes. Ainsi, le modèle, d'une relative simplicité, doit avoir la capacité de donner des informations pertinentes sur l'évolution temporelle de la fissuration et l'endommagement des BRF sous charge soutenue. Or, le modèle ne traite pas de la propagation de fissures au sens de la mécanique de la rupture, mais plutôt par la création aléatoire de fissures. La création d'une macrofissure est donc la conséquence de la coalescence de ces fissures.

## **CHAPITRE 4 ARTICLE 1: CHARACTERIZATION OF THE PROPAGATION OF A MACROCRACK UNDER SUSTAINED LOADING IN STEEL FIBRE REINFORCED CONCRETE**

**Dominic Daviau-Desnoyers<sup>1,2</sup>, Jean-Philippe Charron<sup>1</sup>, Bruno Massicotte<sup>1</sup>,  
Pierre Rossi<sup>2</sup>, Jean-Louis Tailhan<sup>2</sup>**

<sup>1</sup> Polytechnique Montréal, Québec, Canada

<sup>2</sup> Université Paris-Est, IFSTTAR, MAT, F-75732, Paris, France

**Paper submitted on October 23<sup>rd</sup> 2014, accepted on December 3<sup>rd</sup> and published in  
Materials and Structures**

### **Corresponding Author:**

Jean-Philippe Charron  
Department of Civil, Geological and Mining Engineering  
Ecole Polytechnique de Montréal  
B.O. Box 6079, Station Centre-Ville  
Montreal, Qc, Canada H3C 3A7

Tél : +1 (514) 340-4711 ext 3433  
Fax : +1 (514) 340-5881  
Email : [jean-philippe.charron@polymtl.ca](mailto:jean-philippe.charron@polymtl.ca)

## 4.1 Abstract

Preoccupation for improving concrete infrastructure durability has become just as important as safety issues and concrete cracking plays a key role for durability. Despite various studies carried out in the last decade, very little information regarding the propagation of cracking under sustained loading and the physical mechanisms involved is available. In order to address this problem, an experimental study on the propagation of a macrocrack under sustained loading in steel fibre reinforced concrete (SFRC) beams was completed.

This article describes the flexural creep tests carried out on 0.7 m long beams. The evolution of the deflection, the crack width and the crack propagation were measured until the specimens' failure. The results permit the assessment of the influence of initial CMOD and sustained load levels on crack propagation, damage evolution, and the mechanisms leading to the rupture of the beams. In addition, behaviour of beams in sealed and drying hydric conditions with an identical loading history are compared to determine the influence of hydric conditions. The results show that crack propagation governs the failure mechanisms of SFRC beams subjected to high sustained load levels.

**Keywords:** crack opening; crack propagation; creep; elastic compliance; steel fibre reinforced concrete; mechanism.

## 4.2 Introduction

The mechanical behaviour of steel fibre reinforced concrete (SFRC) has been widely studied over the past three decades (ACI 1996, Rossi 1998). Past studies mainly focused on the formulation and the characterization of the material, and led to the creation of national (French, German, Italian, Japanese, New Zealander) and international (RILEM 2000, FIB 2010) recommendations for the design of structures. It is now widely acknowledged through the scientific community that SFRC can significantly enhance the post-cracking behaviour and the durability of a structural member, principally in term of crack control. The bridging effect of the fibres allows stresses to be transferred through cracks, helps to limit crack openings, and consequently decreases the water permeability of the structure in service conditions (Hubert *et al.* 2014).

Macrocracks may appear in a structural element throughout its service life. Yet, it is reasonable to assume that these macrocracks do not automatically compromise the serviceability of the structural element due to the ability of SFRC to withstand stresses upon the creation of a macrocrack. In this context, crack openings under sustained loading should be limited to the range of SFRC efficiency and must be maintained below a critical width upon which the bridging effect of the fibres would become negligible. Hence, the propagation and the widening of those cracks under sustained loading should be predicted adequately in order to maintain the gain in durability provided by SFRC.

Granju *et al.* (2000) were the first to address the propagation of cracking under sustained loading in SFRC. The authors performed a series of experimental flexural creep tests on notched beams that were initially pre-cracked to a crack mouth opening displacement (CMOD) of 0.3 mm. A sustained load corresponding to 60% of the load required to obtain that CMOD was then applied for 12 months. The authors concluded that creep stabilizes towards an asymptote after six months of sustained loading and that creep does not modify the SFRC post-cracking behaviour. Later, Bernard's (2004) work has shown that creep in cracked condition is not due to the deformation of the fibres. The author concluded that the fibres are pulled out of the matrix and may lead to the specimen's failure at high load levels. The same conclusion was also found by MacKay and Trottier (2004) in a study intended to compare the delayed flexural behaviour of steel and synthetic FRC. In addition, MacKay and Trottier noted that the flexural creep in cracked condition stabilizes towards an asymptote for sustained loading not exceeding 60% of the residual strength of the beam.

In an exhaustive study, Barragán and Zerbino (2008, 2012) conducted flexural creep tests at pre-cracking CMODs varying from 0.19 mm to 3.54 mm, and load levels varying from 46 % to 156 % of the load required to pre-crack the beam to the initial CMOD. The authors concluded that creep stabilizes for crack opening rates less than  $0.2 \mu\text{m}/\text{h}\cdot\text{MPa}$  during the first months of sustained loading. In addition, flexural creep tests led to the failure of all specimens pre-cracked at CMODs greater or equal to 0.5 mm. It should be noted that only one specimen displayed a three-stage creep response, namely primary, secondary and tertiary, whereas all other beams suddenly failed upon the initial loading, unloading and reloading of the specimens after the failure of a specimen of the pile, or an increase of the sustained loading. Therefore, the failure of SFRC under sustained loading is strongly related to the loading itself. Finally, in an experimental study on a single fibre pull-out creep tests and fibre creep tests, Boshoff et al. (2009) concluded that the failure of SFRC under sustained loading is due to fibre pull-out, as the fibre itself does not creep. In that study, all fibres subjected to a sustained load level equal to 50 % of the fibre-matrix interface strength were pulled out within 70 hours. Among these studies, very little information was provided regarding the propagation of a macrocrack under sustained loading and the physical mechanisms involved. Further studies regarding the evolution of cracking in SFRC are required to achieve a better understanding of the mechanisms leading to crack width opening and eventually to failure. In a recent study (Rossi et al, 2014), the authors indicated that the thriving mechanism of normal concrete creep could be due to microcracking which depends on the water gradients. One of the present study objectives is to assess the influence of the presence of fibres into the concrete on the thriving mechanism.

In order to provide insights on this subject, an experimental investigation was carried out to characterize the evolution of cracking in 0.7 m long SFRC beams under sustained loading. A fibre volume common for structural applications and high applied load levels was selected to determine the influence of these parameters on creep mechanisms, and to compare the creep behaviour of SFRC to normal concrete. The beams were pre-cracked to various predefined CMODs and were then loaded into creep frames at different sustained load levels in bending.

### **4.3 Experimental Program**

The experimental program on SFRC notched beams was carried out to provide insights on the mechanisms leading to the propagation of cracks and ultimately to the failure of SFRC under

sustained loading. The objectives were to assess the propagation and the widening of a macrocrack, and the evolution of the damage. The experimental program included flexural creep tests on pre-cracked notched beams measuring 225 x 75 x 700 mm, both in sealed and drying hydric conditions at various crack openings and sustained loading levels. In addition, compressive, tensile, and 4-point bending tests were performed at 28 days to characterize the mechanical properties of the material.

#### 4.4 Materials and Characterization

The mix used in the experimental program was a self-compacting SFRC, with a 70 MPa nominal compressive strength and a Young's modulus of 35800 MPa at 28 days. The mix contained Portland cement, sand, aggregates with a diameter varying from 2.5 to 10 mm, high-range water-reducing admixture, water, and 80 kg/m<sup>3</sup> ( $\pm 1\%$ -volume) of Dramix ZP-305 steel fibres. These fibres are filaments of wire with a diameter of 0.55 mm, deformed into a hooked shape, and cut to a length of 30 mm giving an aspect ratio (l/d) equal to 55. The mixture proportions are summarized in Table 4.1. Tests on the freshly mixed concrete batch were performed to measure the workability of the material and resulted in the following fresh properties: a slump of 275 mm (ASTM C143 2012), a slump flow of 670 mm (ASTM C1611 2014), and an air content of 1.6 % (ASTM C173 2014).

Table 4.1 Mixture proportions

Composition, kg/m <sup>3</sup>	
Cement GUb-SF (HSF)	650
Sand	843
Gravel (2.5-10 mm)	622
Steel fibres	78
Superplasticiser	38.4
Water	195

All specimens were unmolded after 24 hours, then cured for 7 days at 100% relative humidity, and finally cured in air for 6 months in a controlled environment room at 50  $\pm$  5% relative humidity and 23  $\pm$  2 °C before the experimental program began. The 6 months curing period permitted to

minimize the variation of material properties due to concrete aging between the first and last flexural creep tests.

To characterize the mechanical properties of the studied SFRC at 28 days, six 225 x 75 x 700 mm notched beams for static bending tests adapted from EN 14651 (2004), six 102 x 203 mm cylinders for compression (CSA A29.2-C09-09 2009, ASTM C39 2014) and for static modulus of elasticity (ASTM C469 2014) tests and six notched dog-bone shaped specimens for uniaxial tensile tests adapted from RILEM uniaxial tensile test (RILEM TC 162-TDF 2000) were cast from a single concrete batch mixed in laboratory. The notch in both the beams and the tensile specimens provided a 20 % reduction of the section to favor the localization of a single macrocrack at mid-span and ensure the representativeness of the tensile test with the flexural creep test on notched beams. The tensile and compressive strengths, the modulus of elasticity and the modulus of rupture at 28 days are summarized in Table 4.2. The compressive test is a good indicator of the quality of the paste, and of the evolution of the material in time. Therefore, compressive tests have been performed at the beginning and at the end of the flexural creep tests at 262 and 609 days respectively. The compressive strength remained constant at an average of 86.4 MPa with a 2.3 MPa standard variation within this period, indicating that the maturity of the material was comparable for all the beams submitted to the flexural creep tests.

Table 4.2 Mixture proportions

	Tensile strength $f_T$ , MPa	Compressive strength $f_C$ , MPa	Modulus of rupture (kN)	Young's modulus E, MPa	Poisson's ratio, $\nu$
Average	4.31	75.7	41.8	35800	0.234
Standard deviation	0.28	8.3	5.73	1340	0.017

## 4.5 Flexural Creep Specimens

Rectangular beams measuring 225 x 75 x 700 mm were cast for use in flexural creep tests. Each beam was notched in order to ensure the localization of a single macrocrack and thus facilitating monitoring of the CMOD throughout the creep test. The notches were sawn at mid-span from a single blade stroke using a circular saw and measured approximately 37.5 mm deep and 3.175 mm wide. This method has the advantage to preserve the preferential orientation of the fibres induced

by the casting flow and favoured by the edge effects of the mold. Yet, it has the disadvantage of damaging the perimeter of the notch. On the other hand, the insertion of a slat in the mold to form a notch would have disrupted the preferential orientation and induced an additional variability around the notch.

The flexural creep beams were submitted to the same curing sequence as the characterization specimens. However, one specimen to be tested in endogenous conditions was sealed with a clear silane sealer after the first 7 days of curing at 100 % relative humidity in order to prevent hydric exchange between the beams and the surrounding environment.

## 4.6 Flexural Creep Test Procedure

The pre-cracking and the flexural creep devices are presented respectively in Figures 4.1 and 4.2. These figures show the boundary conditions for the 4-point bending tests, consisting of three roller supports and one pinned-roller support placed at one of the two loading points. Both devices used the same parts to ensure the representativeness of the boundary conditions, and to preserve the 200 mm and 600 mm spans between the loading points and the lower supports respectively. The pre-cracking apparatus was also used for the 4-point static bending tests.

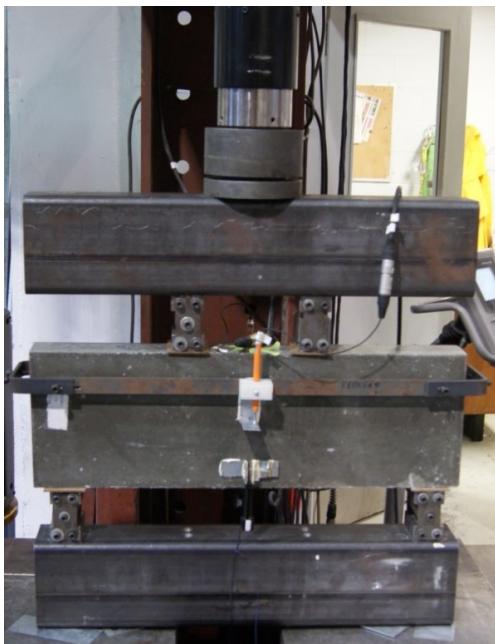


Figure 4.1 : Pre-cracking test apparatus



Figure 4.2 : Sustained loading test apparatus

The pre-cracking tests were conducted on a displacement controlled closed-loop testing system using the average beam mid-span deflection as the control signal. The flexural creep tests were conducted in a modified compression creep rig with flat Freyssinet actuator loaded by a hydraulic accumulator. In both tests, the deflection and the CMODs were measured respectively by an LVDT and a miniature spring return potentiometer on each side of the beam.

Following the general procedure proposed by Granju *et al.* (2000), the flexural creep tests were divided into three phases (Figure 4.3), in which the deflection and the CMOD were monitored.

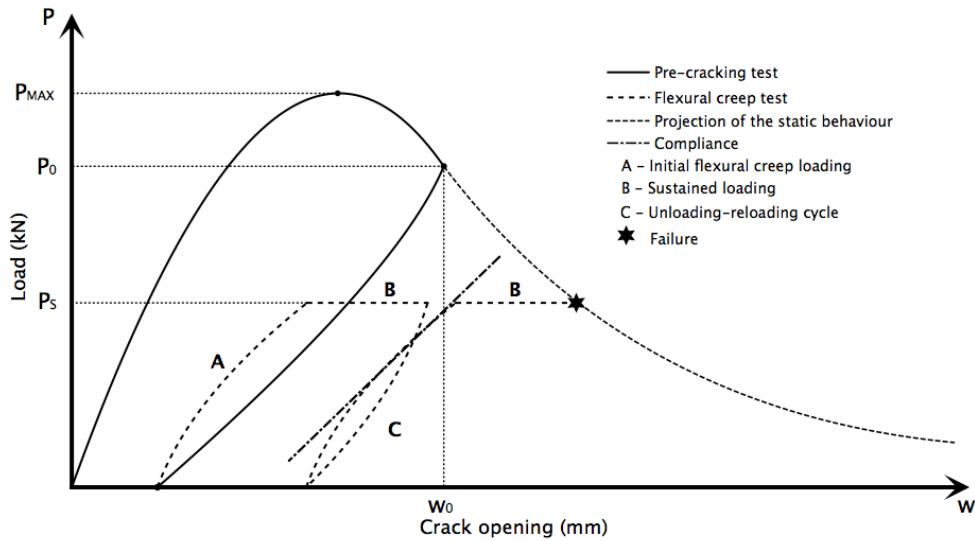


Figure 4.3 : Typical load-CMOD curve for high sustained loads

First, beams were pre-cracked on the device presented in Figure 4.1 up to a specified CMOD beyond the maximum load  $P_{\max}$ . The use of a servo-hydraulic controller allowed to impose a 0.2 mm/min constant load displacement rate and to precisely control the specified maximum average CMOD,  $w_0$ , used as a limit signal triggering the unloading of the specimen at the same rate. The load measured at an average CMOD,  $w_0$ , will henceforth be called  $P_0$ , and will be used as a reference value to determine the sustained load level to be applied in the flexural creep test. The load was measured by a 220 kN load cell calibrated for loads ranging from 0 to 50 kN.

Secondly, once completely unloaded, the beams were transferred into the flexural creep test device presented in Figure 4.2 in the controlled environment room. They were then reloaded to a sustained load level ( $P_s$ ) corresponding to a given percentage of the load  $P_0$ .

Finally, unloading-reloading cycles were performed every seven days to evaluate the elastic compliance evolution of the beams. In fracture mechanics, the compliance of a beam is known to be a function of the crack depth. Hence, for quasi-brittle materials such as concrete, this technique allowed assessing the global evolution of the damage of the beam. The compliance measure should be understood as a measure of the length of a fictitious crack that would be mechanically equivalent to the real crack and its fracture process zone (Rossi 1988, Hu *et al.* 1990, Xu *et al.* 1999). This step of the experimental procedure was inspired by a similar study on ordinary concrete (Rossi *et al.* 2014).

A typical load-CMOD curve describing the whole test is presented in Figure 4.3. The curve includes the pre-cracking phase (continuous line), the initial loading into the flexural creep frame (A), the sustained loading plateaus (B), the unloading-reloading cycles, and the final failure. All creep tests were conducted until failure. In the same figure, the projection of the 4-point bending static behaviour is represented by a dotted line starting from the unloading point of the pre-cracking test, whereas the elastic compliance is represented by a bold dashed line.

## 4.7 Flexural Creep Test Conditions

Table 4.3 summarizes the flexural creep test conditions such as the initial pre-cracked CMOD, the loading history, the sustained load levels, and some results that will be discussed in the next sections. In order to identify the testing conditions, the letter “D” or “S” were assigned as the first letter of the beam identifications to indicate that the beams were either in drying conditions or in sealed conditions. The five beams presented in this table were part of a larger experimental campaign in which ten specimens were tested following the aforementioned procedure, 9 in drying conditions. They were selected to summarize the general behaviour observed throughout the experimental campaign. The behaviour of the five specimens not presented was similar to those of the selected specimens and support the conclusions obtained from these specimens.

The loading history described in Figure 4.3 was defined following a preliminary test on the beam D1, pre-cracked to a CMOD of 0.7 mm and loaded at an equal or increasing load level every 7 days until the specimen failed. Beams D3, D4 and S4 were also pre-cracked to a CMOD of 0.7 mm, whereas the beam D2 was pre-cracked to a CMOD of 0.5 mm. These initial pre-cracking levels, 0.5 and 0.7 mm, were chosen to facilitate the crack propagation accordingly to the work of

Zerbino *et al.* (2012) who previously observed that all beams pre-cracked to a CMOD greater or equal to 0.5 mm failed under high creep loads. Furthermore, beams D1, D2 and D3 were loaded respectively to 45 %, 60 % and 85 % of their respective  $P_0$  for a minimum of 14 days to evaluate the influence of the loading history. Their respective sustained load levels were then increased gradually every 7 days until failure. Finally, beams D4 and S4 were submitted to an identical loading history to assess the influence of hydric conditions on the crack propagation under sustained loading.

Table 4.3 Summary of experimental results

Specimens	Pre-cracking			Sustained Loading							
	Pre-cracked (mm)	Residual deflection (mm)	Residual CMOD (mm)	Time (days)	Load Level (% $P_w$ )	Secondary deflection rate ( $\mu\text{m}/\text{h}$ )	Secondary CMOD rate ( $\mu\text{m}/\text{h}$ )	Secondary deflection rate per unit load ( $\mu\text{m}/\text{h}/\text{kN}$ )	Secondary CMOD rate per unit load ( $\mu\text{m}/\text{h}/\text{kN}$ )	Compliance (mm/kN)	Compliance rate per unit load ( $\text{mm}/\text{kN}/\text{hour} \times 10^6$ )
<b>D1</b>	0.7	0.24	0.33	0-7	45	0.068	0.046	0.004	0.003	4.78	7.64
				7-14	45	0.026	0.030	0.001	0.002	6.06	1.56
				14-21	45	0.021	0.017	0.001	0.001	6.32	-0.19
				21-28	53	0.028	0.020	0.001	0.001	6.29	4.09
				28-35	60	0.026	0.025	0.001	0.001	6.98	0.88
				35-42	76	0.071	0.063	0.002	0.002	7.13	1.78
				42-49	85	0.075	0.160	0.002	0.004	7.43	1.16
				49-X						7.62	
<b>D2</b>	0.5	0.17	0.22	0-7	60	0.033	0.051	0.002	0.002	5.65	2.05
				7-14	60	0.045	0.046	0.002	0.002	5.99	2.83
				14-21	75	0.099	0.107	0.003	0.004	6.47	0.54
				21-28	75	0.045	0.061	0.002	0.002	6.56	2.62
				28-32	90	0.208	0.730	0.006	0.020	7.00	
<b>D3</b>	0.7	0.29	0.34	0-7	85	0.194	0.284	0.006	0.009	8.00	3.36
				7-14	85	0.431	0.391	0.010	0.012	8.57	4.91
				14-X						9.39	
<b>D4</b>	0.7	0.24	0.35	0-7	60	0.044	0.099	0.002	0.005	6.21	11.08
				7-14	75	0.234	0.162	0.009	0.007	8.07	3.94
				14-X						8.74	
<b>S4</b>	0.7	0.22	0.34	0-7	60	0.105	0.031	0.004	0.001	4.82	6.79
				7-14	75	0.137	0.116	0.004	0.003	5.96	0.11
				14-21	90	0.954	1.057	0.021	0.024	5.98	6.92
				21-X						7.14	

## 4.8 Results and Discussion

### 4.8.1 Global behaviour

The load-displacement responses of the six 4-point static bending reference tests, the average static response, and the minimum and maximum interval of confidence are presented in Figure 4.4. The 95 % confidence intervals were calculated accordingly to Student's t-distribution. This figure shows that all responses are contained within the envelope defined by the maximum

and minimum confidence interval, and are divided into two distinct groups even if the beams were produced from the same concrete batch. Since the procedure, the boundary conditions and the loading rate are the same for all tests, the distinct behaviour may be explained by the heterogeneity of the material and the spatial distribution of the fibres, which leads to a high dispersion of the mechanical behaviour.

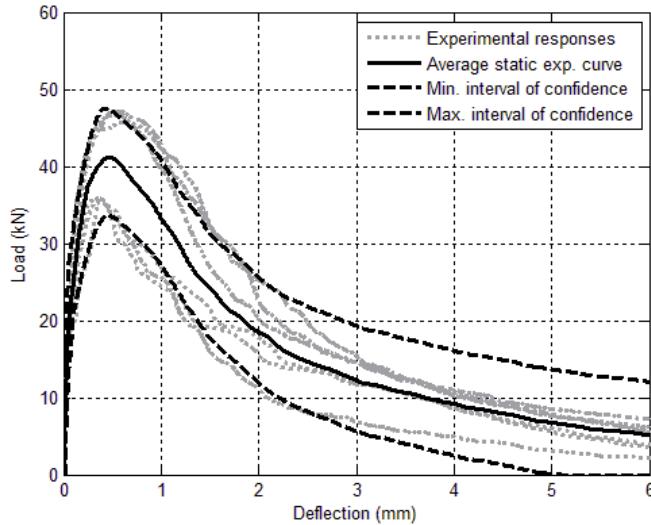


Figure 4.4 : Static load-deflection responses

The load-deflection responses of five beams subjected to flexural creep described in Table 4.3 are presented in Figures 4.5 to 4.9. The results are presented as described in the experimental procedure illustrated in Figure 4.3. The average load-deflection static bending response and its corresponding confidence intervals are plotted in these figures. Therefore, the confidence intervals provide an envelope of what the static behaviour of the tested beams could have been with regards to the behaviour observed on the characterization specimens. In Figures 4.5 to 4.9, a cross-mark indicates the failure point. The results show that the failure of all beams except beam S4 occur as their deflection reaches the static behaviour envelope defined by the 95 % confidence intervals, regardless of the initial CMODs (0.5 mm and 0.7 mm) and the loading history. Figure 4.9 shows that the static behaviour of beam S4 obtained during the pre-cracking step is over the confidence interval. However, the amplitude between the tested beam peak load and the maximum confidence interval peak load seems to correspond with the amplitude between the rupture point and its vertical projection on the maximum confidence interval. This suggests that beam S4 also fails as its state of damage reaches the projection of its static behaviour. This observation goes along with the work

of Walkinshaw (1969) who suggested that a failure criteria based on a critical deflection could be applied for flexural creep tests performed on ordinary concrete.

In short, a state of damage defined by the static behaviour envelope must be attained to cause the failure of the beams under high creep loads.

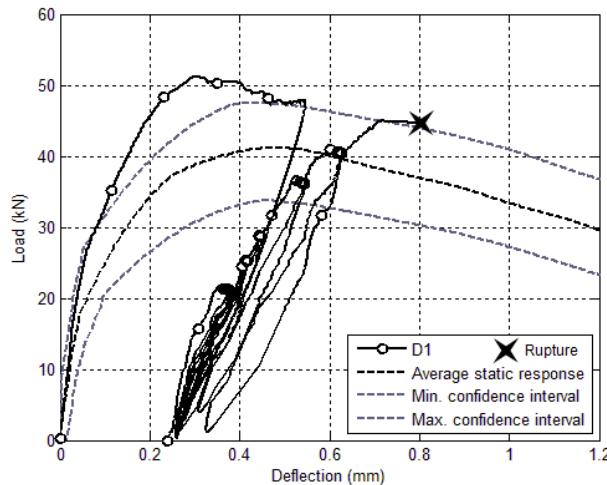


Figure 4.5 : Beam D1 – Load-deflection response

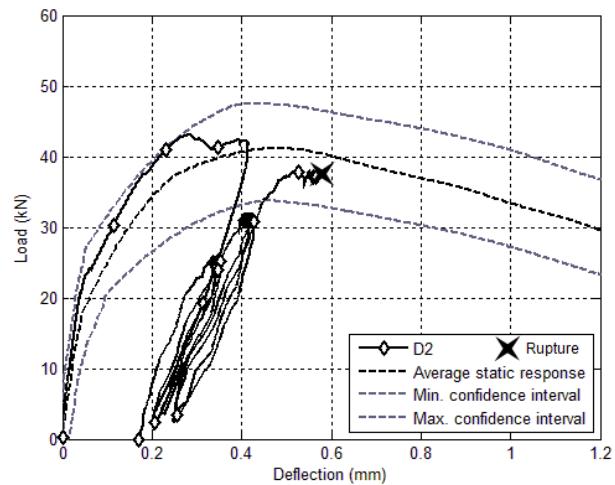


Figure 4.6 : Beam D2 – Load-deflection response

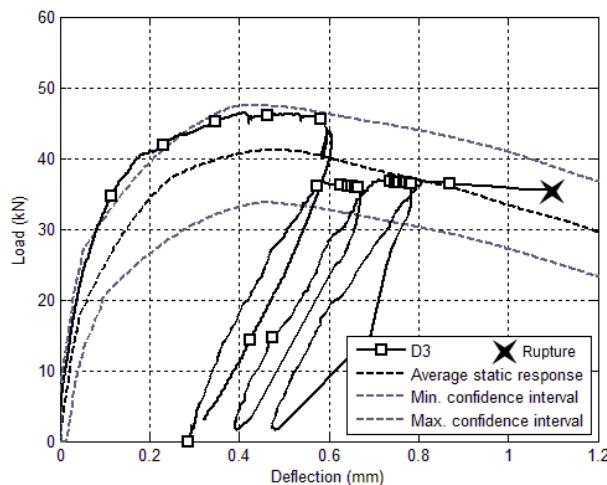


Figure 4.7 : Beam D3 – Load-deflection response

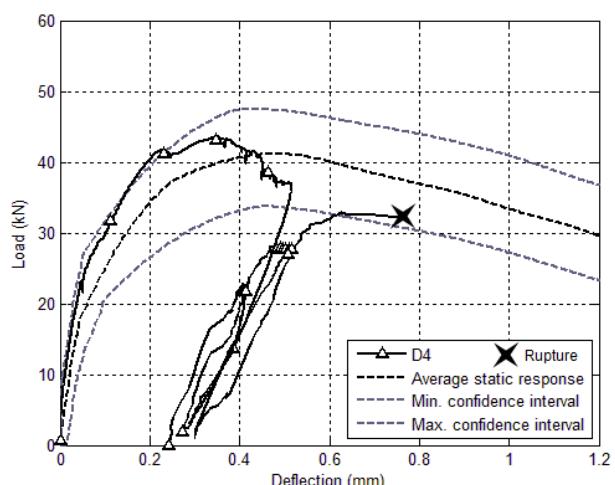


Figure 4.8 : Beam D4 – Load-deflection response

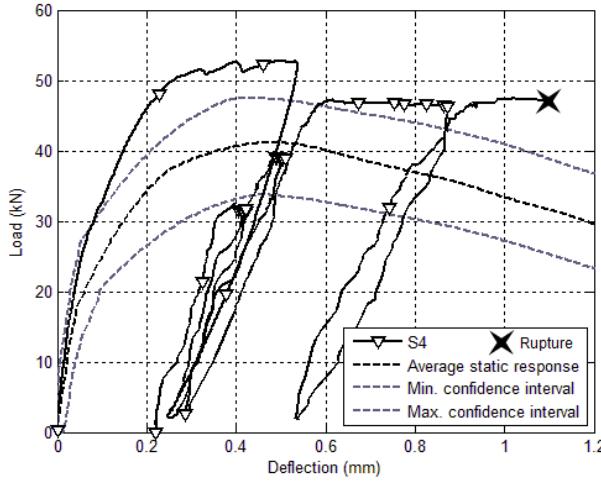


Figure 4.9 : Beam S4 – Load-deflection response

#### 4.8.2 Deflection-Time and CMOD-Time

The deflection-time and the CMOD-time responses of all beams are presented respectively in Figures 4.10 and 4.11. The sustained load levels expressed in percentages of  $P_0$  of each beam are presented inside their respective marker symbol. Note that a single black downward triangle is used for beams D4 and S4, as their loading history is identical. The influence of the primary creep phase, the unloading-reloading cycles and the sustained loading will be discussed based on the results presented in these two figures.

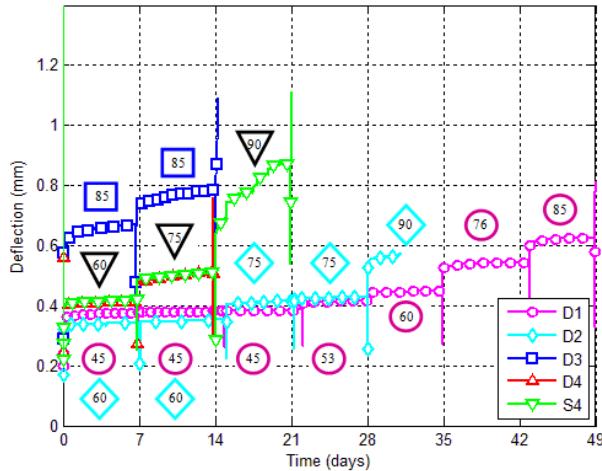


Figure 4.10 : Deflection-time responses

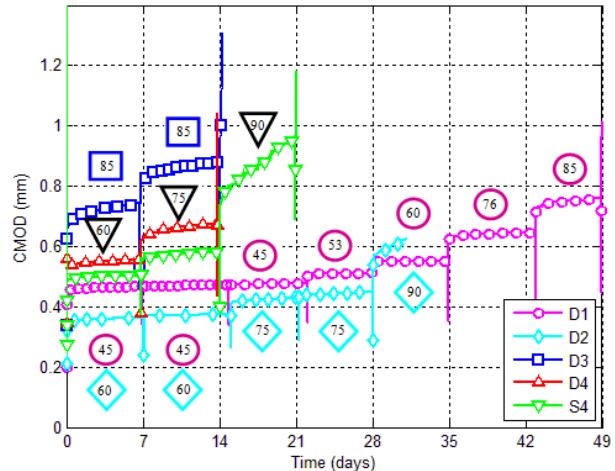


Figure 4.11 : CMOD-time responses

#### 4.8.2.1 Analysis of the primary creep phase

Although they are not clearly visible on Figures 4.12 and 4.13 due to the scale of the graph, marked nonlinear increases of the deflection and CMOD corresponding to the initial primary creep phase were observed in each test immediately after the initial loading into the creep testing device.

Figures 4.12 and 4.13 were extracted from Figure 4.10 to demonstrate the marked nonlinear increases of the deflection immediately after the initial loading into the creep testing device of beam D2 and D3 respectively. They present respectively the total deflection-time curves of beams D2 and D3 for the time interval from 0 to 14 days. The nonlinear increases of the deflection correspond to the initial primary creep phase of beams D2 and D3 occurring between the initial loading into the creep testing device and the second day of the test. The nonlinear increases in deflection are even more pronounced for higher sustained load level, as Figures 4.12 and 4.13 show that the deflection increase of beam D3 is approximately 6 times greater than the deflection increase of beam D2 at the initial loading, with deflection increases of 0.04 and 0.006 mm respectively. Furthermore, the non-linearity is less visible after the unloading-reloading cycle marking the beginning of the following sustained loading interval between 7 and 14 days for beams D1, D2 and D3, which were loaded with two consecutive and identical sustained load periods of 7 days at 45, 60 and 85 % respectively. The non-linearity of the primary creep phase may be due to stress redistributions generated by the unloading-reloading cycle, which may result in the creation of new microcracks at the crack tip, hence the modification of the damage state at the crack tip.

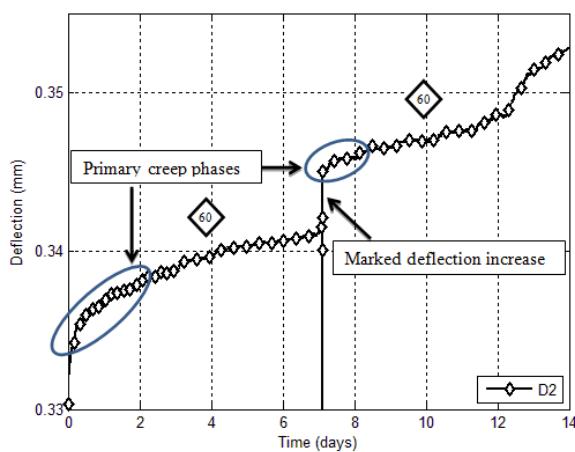


Figure 4.12 : Beam D2 – Deflection-time [0-14 days]

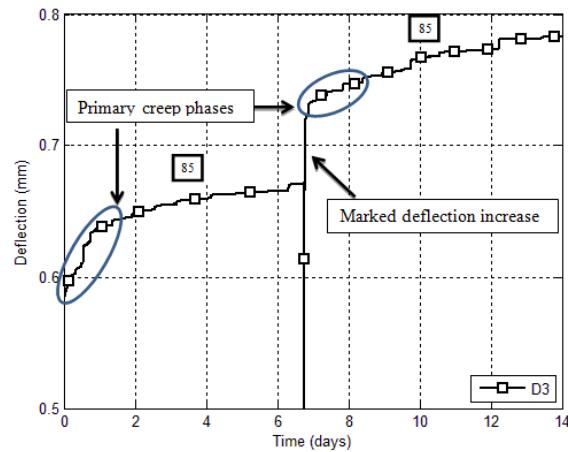


Figure 4.13 : Beam D3 – Deflection-time [0-14 days]

#### 4.8.2.2 Analysis of the unloading-reloading cycles

Figs. Figure 4.10 4.10 and 4.11 also show marked increases of the deflection and CMOD following the unloading-reloading cycle performed on the 7<sup>th</sup> day of the test on beams D2 and D3. Figures 4.12 and 4.13 demonstrate the marked deflection increment of beams D2 and D3 respectively. This time interval includes two consecutive and identical sustained load periods of 7 days at 60 and 85 % of  $P_0$  for beams D2 and D3 respectively, intersected by an unloading-reloading cycle on the 7<sup>th</sup> day. The marked deflection increments are even more pronounced for the higher sustained load level. For example, the marked deflection increment of beam D2 increases from 0.340 mm to 0.345 mm, whereas the corresponding increase in deflection for beam D3 increases from 0.670 mm to 0.710 mm. In contrast, no increase appears on the beam D1 loaded with two consecutive and identical sustained load periods of 7 days at 45 % of  $P_0$ , thus suggesting that a sustained load level threshold value between 45 and 60 % could be considered to limit the influence of unloading-reloading cycles on the damage of SFRC beams under sustained loading. These marked increase of deflection and CMOD were also noted by Zerbino *et al.* (2012). This limit is also coherent with the observations made by Granju *et al.* (2000) who noted that the critical load level leading to the degradation of a beam in fatigue is 50 %. Hence, the unloading-reloading cycles performed between the sustained loading periods at high load levels (over 45 %) may cause stress redistributions at the crack tip. These stress redistributions could be explained by a propagation of the macrocrack and/or a damaging to the fibre-matrix interface. During the unloading part of the cycle, fibres bridging the macrocrack may be compressed, causing an additional damage to the fibre-matrix interface. Therefore, the reloading part of the cycle incorporates an additional damage that may modify the stress field at the crack tip.

#### 4.8.2.3 Analysis of the sustained loading

A careful examination of each individual deflection-time and CMOD-time curves presented in Figures 4.10 and 4.11 shows the occurrence of numerous sudden jumps in the deflection and CMOD during the sustained loading periods of all tested beams, regardless of the sustained load level. Figure 4.14 was extracted from Figure 4.10 to show an example of the sudden jumps occurring in the deflection-time response of beam D3 loaded at 85 % of  $P_0$  for the time period between 7 and 14 days. The jumps in the deflection measurements, also occurring in the CMOD measurements, may result from the modification of the damage state at the crack tip resulting from

both the propagation of the macrocrack, and the creation and propagation of microcracks at the crack tip, which in turn may damage the fibre-matrix interfaces of the fibres present at the crack tip. The thriving mechanisms behind the modification of the damage state will be discussed thoroughly in the following section.

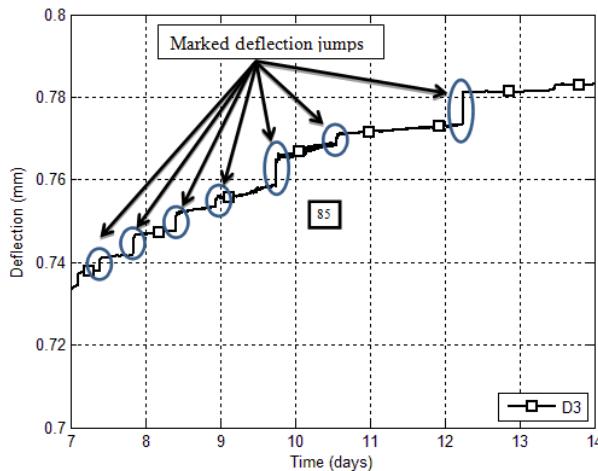


Figure 4.14 : Beam D3 – Deflection-time [21-28 days]

#### 4.8.3 Secondary Creep Deflection and CMOD Rates

In addition to the previous observations, Figures 4.10 and 4.11 were used to calculate the deflection and CMOD rates in the secondary creep phase for all sustained load intervals. The secondary rates, presented in Table 4.3, were calculated for the time interval corresponding to the linear portion of each sustained load interval. In order to do so, mathematical functions best fitting the experimental results were defined for each sustained loading 7-day interval. Using these nonlinear functions, time intervals for which the second derivative approaches zero were selected. This method allowed determining accurately the boundaries of the linear portion of each sustained loading interval used to calculate the secondary creep deflection and CMOD rates.

An increase in both the secondary creep deflection and CMOD rates presented in Table 4.3 was observed every time an unloading-reloading cycle generated a marked primary creep phase. Otherwise, the secondary rates remained in the same order of magnitude as the previous time period. For example, a single marked primary creep phase is observed in Figure 4.12 for successive sustained loadings of 60 % on beam D2. The primary creep phase observed upon the unloading-reloading cycle performed at 7 days has very little effect on the secondary CMOD rate of the

sustained loading interval between 7 and 14 days as the rate changes from 0.051 to 0.046  $\mu\text{m}/\text{h}$ , thus conserving the same order of magnitude. In contrast, marked primary creep phases are observed in Figure 4.13 for successive sustained loadings of 85 % for beam D3. The secondary CMOD rates corresponding to those sustained loading intervals presented in Table 4.3 show an increase of the rate from 0.284 to 0.391  $\mu\text{m}/\text{h}$ . In a general manner, the observations regarding the influence of primary creep phase on the secondary deflection and CMOD rates were made regardless of the sustained load level. This trend indicates that the secondary creep deflection and CMOD rates are dependent of the damage state of the beam, which is consistent with the results obtained by Rossi *et al.* (2014) in a similar study performed on ordinary concrete. This suggests that the non-linearity of the primary creep phase may result from the creation of microcracks in the material due to the applied load. Therefore, the density of the microcracks created in the material may generate a higher damage state at the crack tip produced by the primary creep phase, which results in faster secondary creep rates due to the coalescence of these microcracks and their propagation.

The secondary deflection and CMOD rates per unit load are summarized in Table 4.3 and plotted in Figure 4.15 as a function of the sustained load level expressed in percentages of  $P_0$ . This figure shows that an exponential relation exists between both the secondary creep deflection and CMOD rates and sustained load levels greater or equal to 60 %. Yet, the deflection and the CMOD represent measurements at the global and at the local scale respectively. The deflection provides global information on the beam's damage state, whereas the CMOD provides localised information of the macrocrack. Therefore, the increase in both the secondary creep deflection and CMOD rates indicates that the same instigative mechanism of creep is involved at both the global and local scales.

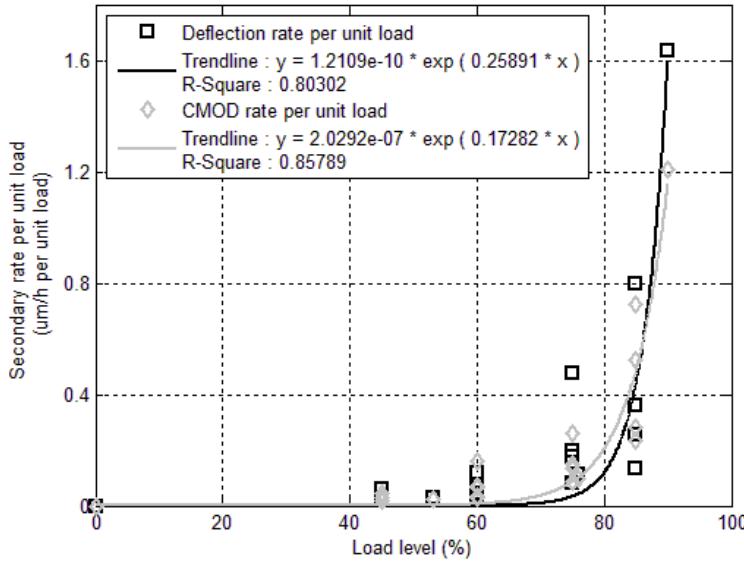


Figure 4.15 : Secondary rates per unit load versus load level curves

#### 4.8.4 Elastic compliance

As mentioned previously, the elastic compliance represents the damage state of the beam at the time of the unloading-reloading cycle. It corresponds to the slope of the linear segment of the reloading part of the cycle as shown in Figure 4.3. The elastic compliance rate is calculated accordingly to the following equation:

$$\dot{C} = \frac{C_i - C_{i-1}}{t_i - t_{i-1}} \quad (\text{Eq. 4-1})$$

where  $C$  is the compliance at a given time, and  $t$  is the time at which the cycle was performed.

The elastic compliance rate represents the difference of compliance between two unloading-reloading cycles divided by the elapsed time between those two cycles. The results are presented in Table 4.3 and plotted in Figure 4.16 in function of the secondary deflection and CMOD rates per unit load for sustained load levels greater than 60 %. This figure shows that a proportional relationship exists between the relative evolution of the compliance per unit load and the secondary creep deflection rate per unit load. The same remark applies to the CMOD rates per unit load. In fracture mechanics, the elastic compliance corresponds to the overall damage state of the specimen. Hence, this correlation between the overall damage state and the secondary rates at high sustained load levels confirms that the propagation of the macrocrack governs the evolution of the long-term

deflection of the SFRC beams. This conclusion was also made by Rossi *et al.* (2014) in a similar study on ordinary concrete. Therefore, this propagation phenomenon must be directly linked to the cementitious matrix and not the fibres absent from ordinary concrete.

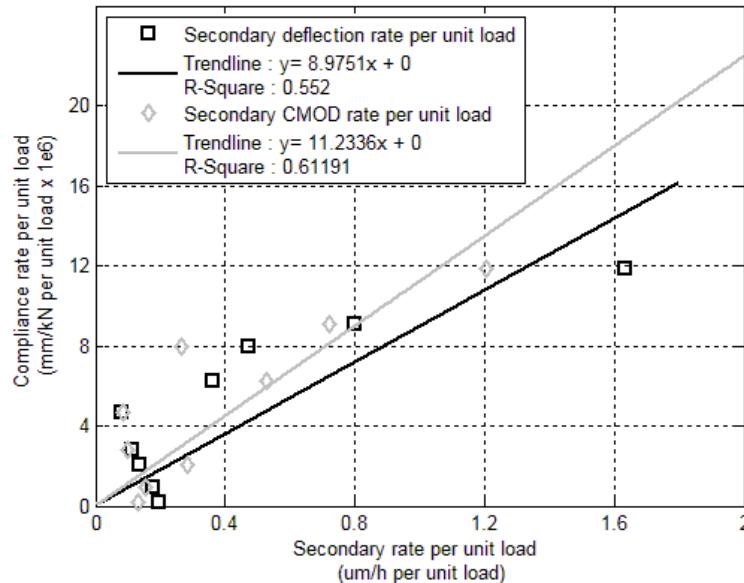


Figure 4.16 : Compliance rate versus secondary rates per unit load curves for high load levels

#### 4.8.5 Influence of hydric conditions

In order to evaluate the influence of hydric conditions on the secondary deflection and CMOD rates, beams D4 and S4 were subjected to an identical loading history. Both beams failed as their damage state attained the static behaviour envelope regardless of their hydric conditions. Figure 4.10 shows that the amplitude and the kinetics of the deflection in time are in the same order of magnitude for both beams as both curves overlap. As shown in Table 4.3, the secondary deflection rates per unit load of beams D4 and S4 for the time interval from 0 to 7 days are 0.002 and 0.004  $\mu\text{m}/\text{h}/\text{kN}$  respectively. In contrast, the amplitude of the CMOD appears to be lower for the sealed specimen (Figure 4.11). This could be explained by the following hypotheses:

- As the beam D4 is not sealed, it undergoes drying shrinkage in addition to the endogenous shrinkage that occurs in both beam D4 and S4. The effect of drying is much greater at the surface than in the concrete core. Hence, drying may amplify the widening of the crack at the surface of the beam D4, where the CMOD is measured, with a smaller impact on the

global damage state of the beam D4 as the load-deflection curves of beams D4 and S4 overlap.

Since a limited number of specimens under drying and sealed conditions were compared, more tests are required to adequately evaluate the influence of hydric conditions on the crack propagation under sustained loading, and ultimately confirm the hypothesis.

## 4.9 Physical Mechanisms

The analysis of the SFRC flexural creep tests at high sustained load levels allows formulating the following conclusions.

- The propagation of the macrocrack governs the long-term behaviour of the SFRC beams.
- Failure of the beams under high sustained load levels occurs when the evolution of their damage state due to sustained loading reaches the envelope of damage state measured in static bending tests. Indeed, all beams failed within the static envelope defined by the confidence intervals.
- Drying may amplify the widening of the crack at the surface of the beam, where the CMOD measurement is taken, but does not modify significantly the global damage state.

The aforementioned conclusions can be explained by the mechanism proposed by Rossi *et al.* (2012, 2014) for ordinary concrete. According to the authors, sustained loading leads to the creation and propagation of microcracks at the macrocrack tip. The creation of new microcracks generates local hydric shocks resulting in water and vapour pressure gradients. These gradients induce water movements from the capillaries surrounding the microcracks to the voids created by these microcracks, which results in additional tensile stresses due to this internal shrinkage. The additional tensile stresses lead to stress redistributions at the macrocrack tip that may lead to the creation of new microcracks or the propagation of the macrocrack, hence contributing to the widening of the macrocrack. This can be considered as the source of a significant portion of the long-term behaviour of creep.

In short, creep of concrete would be mainly due to microcracking, and the kinetics would depend on the water gradients. The physical explanation of this mechanism adapted to SFRC is

illustrated in Figure 4.17. A priori, the presence of fibres into the concrete does not modify this mechanism.

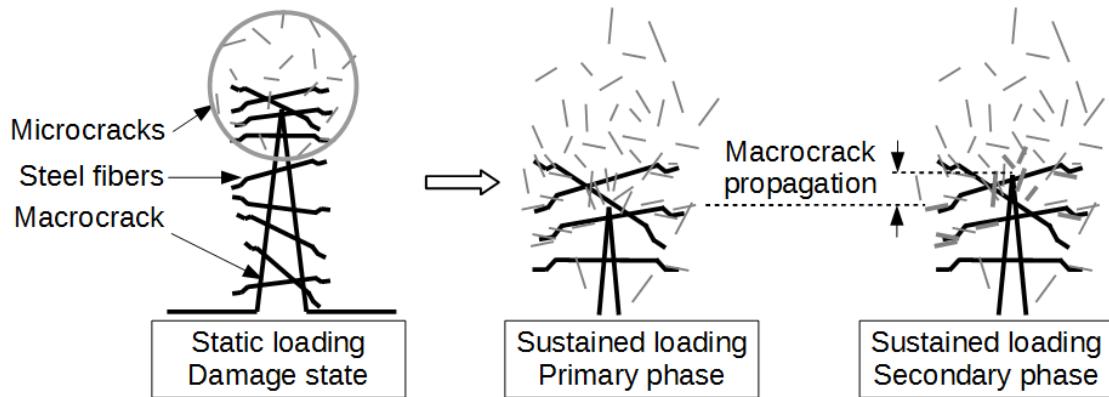


Figure 4.17 : Physicam mechanisms

The static pre-cracking of a beam causes the localisation of a macrocrack and a microcracking zone surrounding it, known as the fracture process zone. Thus an initial damage state exists from this time. Once the sustained loading is applied, microcracks are created and propagate over time around the crack tip zone. This corresponds to the primary phase of creep.

Test results, more precisely the proportional relation between the compliance and the secondary creep deflection and CMOD rates, have shown the mechanism is directly linked to crack propagation. As fibres are present in this zone and represent additional heterogeneity, it is reasonable to assume that their interfaces with the cement matrix are also affected by this phenomenon. New microcracks and the coalescence or propagation of these microcracks in the vicinity of the fibres progressively deteriorate the fibre-matrix interface and may favor the macrocrack propagation, thus creep. However, creep of the fibre-matrix interface, acting at the local scale, does not play a significant role in the evolution of the compliance, which is mainly governed by the propagation of the macrocrack (structural scale). Therefore, the propagation of the macrocrack, favoured by the deterioration of the fibre-matrix interface, governs the secondary creep phase, ultimately leading to the beam's failure at high sustained load levels.

## 4.10 Conclusions

The results of five flexural creep tests summarizing a larger experimental campaign performed on 10 beams were presented in this article. The main objective was to assess the

evolution of cracking of SFRC beams under sustained loading. The results allowed comparing the beams with regards to their initial damage, sustained load levels, secondary deflection and CMOD rates, and evolution of elastic compliance. In addition, the influence of the beams' hydric conditions was briefly studied. The main conclusions are as follows.

- A state of damage defined by the static behaviour envelope must be attained to cause the failure of the beams under creep loads over 45 % of their residual strength.
- An increase in both the secondary deflection and CMOD rates is observed after a marked nonlinear primary creep phase. This suggests that the nonlinear primary phase is due to the creation of microcracks in the material. These microcracks generate additional damage at the crack tip resulting in faster secondary rates.
- An exponential relation exists between the secondary deflection and CMOD rates per unit and sustained load level greater than 60%, suggesting that the creep mechanism is the same regardless of the global or local scale of observation.
- A proportional relation exists between the evolution of the elastic compliance and the secondary deflection and CMOD rates for sustained load levels greater than 60%. This relationship between the evolution of the damage state, i.e. the macrocrack propagation, and the secondary rates at high load-levels corroborate that crack propagation governs the evolution of damage of SFRC under sustained loading.
- Drying may amplify the widening of the crack at the surface of the beam, where the CMOD measurement is taken, but does not modify significantly the global damage state.

The physical mechanisms proposed to explain these results are as follows.

- Basic creep of concrete is mainly due to microcracking, and its kinetics depends on the water gradient (Rossi *et al.* 2012, Rossi *et al.* 2014). The creation of new microcracks and the coalescence or propagation of the microcracks at the macrocrack tip generates the propagation of the macrocrack.
- New microcracks and the coalescence or propagation of these microcracks in the vicinity of the fibres progressively deteriorate the fibre-matrix interface and may favor the macrocrack propagation. However, creep of the fibre-matrix interface does not play

a significant role in the evolution of the compliance, which is mainly governed by the propagation of the macrocrack.

## 4.11 Acknowledgments

This project has been financially supported by the Natural Sciences and Engineering Research Council (NSERC) of Canada, the Center for Research on Concrete Infrastructures of Quebec (FQRNT-CRIB). Materials were graciously provided by Bekaert, Holcim and Euclid. The authors gratefully acknowledge the technical staff of Polytechnique Montreal for its contribution in conducting the experimental program.

## 4.12 References

- 14651 E (2004) Test method for metallic fibre concrete—measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality, residual). Varennna, Italy
- ACI (1996) ACI 544.1R-96 : State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete vol ACI 544.1R-96. American Concrete Institute (ACI),
- ASTM (2012) ASTM C143/C143M - 12 - Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete. ASTM International, USA
- ASTM (2014a) ASTM C39/C39M - 14a - Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. ASTM International, USA
- ASTM (2014b) ASTM C173/C173M - 14 - Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Volumetric Method. ASTM International, USA
- ASTM (2014c) ASTM C469/C469M - 14 - Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression. ASTM International, USA
- ASTM (2014d) ASTM C1611/C1611M - 14 - Standard Test Method for Slump Flow of Self-Consolidating Concrete.
- Barragán BE, Zerbino RL (2008) Creep behaviour of cracked steel fibre reinforced concrete beams. In: BEFIB 2008: 7th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete, 2008. RILEM Publications SARL, pp 577-586
- Bernard ES Creep of cracked fibre reinforced shotcrete panels. In: Shotcrete: More Engineering Developments Proceedings of the Second International Conference on Engineering Developments in Shotcrete, Carins, Queensland, Australia, 2004. Routledge, USA, pp 47-59
- Boshoff WP, Mechtcherine V, Van Zijl GPAG (2009) Characterising the time-dependant behaviour on the single fibre level of SHCC: Part 1: Mechanism of fibre pull-out creep Cement and Concrete Research 39:779-786

- CSA (2009) CSA-A23.2-9C-09 - Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. Association canadienne de normalisation, Mississauga, Ontario, Canada
- FIB (2010) Bulletin 56: Model Code 2010, First complete draft – Volume 2 vol 56. The International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne
- Granju J-L et al. Delayed behaviour of cracked SFRC beams. In: Fifth RILEM symposium on fibre-reinforced concrete (FRC), Lyon, September 2010 2000. pp 511-520
- Hu X, Wittmann F (1990) Experimental Method to Determine Extension of Fracture-Process Zone Journal of Materials in Civil Engineering 2:15-23
- Hubert M, Desmettre C, Charron J-P (2014) Influence of Fiber content and Reinforcement Ratio on the Water Permeability of Reinforced Concrete Materials and Structures
- MacKay J, Trottier J-F (2004) Post-crack creep behavior of steel and synthetic FRC under flexural load. Paper presented at the 2nd Intern. Conference on Engineering Developments in Shotcrete., Australia,
- RILEM (2000) RILEM TC 162-TDF—Test and design methods for steel fibre reinforced concrete Materials and Structures 33:3-5
- Rossi P (1988) Fissuration du béton : du matériau à la structure - Application de la mécanique linéaire de la rupture. ENPC
- Rossi P (1998) Les bétons de fibres métalliques. Presse des Ponts et chaussées, Paris, France
- Rossi P, Boulay C, Tailhan J-L, Martin E, Daviau-Desnoyers D (2014) Macrocrack propagation in a concrete specimen under sustained loading: study of the physical mechanisms Cement and Concrete Research 63:98-104
- Rossi P, Tailhan J-L, Le Maou F, Gaillet F, Martin E (2011) Basic creep behavior of concretes investigation of the physical mechanisms by using acoustic emission Cement and Concrete Research doi:10.1016/j.cemconres.2011.07.011
- Walkinshaw JL (1969) Creep to rupture behavior of concrete beams. Massachusetts Institute of Technology
- Xu S, Reinhartd HW (1999) Determination of double-K criterion for crack propagation in quasi-brittle fracture, Part II: Analytical evaluating and practical measuring methods for three-point bending notched beams International Journal of Fracture 98:151-177
- Zerbino RL, Barragán BE (2012) Long-Term Behavior of Cracked Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams under Sustained Loading ACI Materials Journal 109:215-224

**CHAPITRE 5     ARTICLE 2: INFLUENCE OF REINFORCEMENT TYPE  
ON MACROCRACK PROPAGATION IN STEEL FIBRE REINFORCED  
CONCRETE BEAMS UNDER SUSTAINED LOADING**

**Dominic Daviau-Desnoyers<sup>1,2</sup>, Jean-Philippe Charron<sup>1</sup>, Bruno Massicotte<sup>1</sup>**

**Pierre Rossi<sup>2</sup>, Jean-Louis Tailhan<sup>2</sup>**

<sup>1</sup> Polytechnique Montréal, Québec, Canada

<sup>2</sup> Université Paris-Est, IFSTTAR, MAT, F-75732, Paris, France

**Paper submitted to Construction and Building Materials on March 12<sup>th</sup> 2015**

**Corresponding Author:**

Jean-Philippe Charron  
Department of Civil, Geological and Mining Engineering  
Ecole Polytechnique de Montréal  
B.O. Box 6079, Station Centre-Ville  
Montreal, Qc, Canada H3C 3A7

Tél : +1 (514) 340-4711 ext 3433  
Fax : +1 (514) 340-5881  
Email : [jean-philippe.charron@polymtl.ca](mailto:jean-philippe.charron@polymtl.ca)

## 5.1 Abstract

To meet the growing challenges of sustainability, it is necessary to control and anticipate cracking problems of structures under sustained loadings. At the structural scale, very little information is available regarding the combined effect of SFRC and reinforcement under sustained flexural loading. This paper presents the results of four flexural creep tests on steel fibre reinforced concrete large beams reinforced with fibres only or in combination with unbonded prestressing strands, bonded prestressing strands, or traditional reinforcing bars. The main objective was to assess the influence of the reinforcement type on crack propagation, crack openings, and compliance evolution under sustained loading in SFRC. The results show that the thriving mechanism of crack propagation is the same for all beams, regardless of the reinforcement type, and is therefore governed by type of fibre concrete.

**Keywords:** steel fibre reinforced concrete; creep; mechanism; compliance; crack propagation.

## 5.2 Introduction

Traditionally structures have been designed primarily for strength with limited emphasis on service performances. In recent years, the necessity of building durable and yet cost competitive concrete structures has led the industry to adopt a more comprehensive approach by emphasizing on the durability and life cycle cost of a structure, in addition to the usual criteria of safety. The serviceability of structures is now considered as important as the performance at the ultimate limit states and the initial cost. The shift in the design philosophies has allowed the emergence of innovative materials such as steel fibre reinforced concrete (SFRC) for enhancing the performances in service conditions and the durability of structures. The growing scientific knowledge related to the structural performance and durability of SFRC confirms the strong potential that fibres can provide to improve reinforced concrete structures while the development of a broad variety of applications shows the interest of the industry (2014).

The consolidation of knowledge on SFRC has led to the publication of national and international design recommendations (RILEM 2000, FIB 2010) to introduce SFRC in the design or rehabilitation of structures. These recommendations propose design methods that are mainly based on the stress-crack opening law defined by the tensile behaviour of the material.

To meet the growing challenges of sustainability, it is necessary to control and anticipate cracking problems of structures. The knowledge of the evolution of cracking over time is essential for both conventional and fibre reinforced concretes. The long-term behaviour of SFRC beams under sustained bending loads has been studied in the last decade (Bernard 2004, MacKay *et al.* 2004, Barragán *et al.* 2008, Arango *et al.* 2012, Zerbino *et al.* 2012, Daviau-Desnoyers *et al.* 2015). These studies were primarily focusing on the material behaviour of SFRC rather than the structural behaviour. In this way, most studies were carried out on small beams favouring the creation and the propagation of a single macrocrack under sustained loading. These studies were aimed at providing a better understanding of the mechanisms that may lead to excessive crack widths. However, they do not take into consideration the influence of the reinforcement, nor the type of reinforcement, on the long-term behaviour of SFRC beam, in which several cracks may form over time. At the structural scale, very little information is available regarding the combined effect of SFRC and reinforcement under sustained bending loads. Swamy *et al.* (1979) concluded that the inclusion of steel fibres in concrete results in a reduction of SFRC beam deflection under sustained

loads. A later study by Tan *et al.* (1994) also concluded that long-term deflections of SFRC beams with the addition of 2%-volume of steel fibres were smaller by 20 % than comparable plain concrete beams. The authors also concluded that the fibres were most effective in reducing long-term deflections for sustained load levels exceeding 50 % of the design ultimate flexural strength.

Modern structures often incorporate a combination of reinforcing bars, bonded or unbonded prestressing strands in addition to SFRC. However, to the authors' knowledge, no information is available on the influence of the reinforcement type on crack propagation of SFRC beams. Therefore, conclusions of studies on the influence of the reinforcement type on the long-term behaviour of ordinary concrete can be valuable. Gilbert *et al.* (2004) conducted an extensive experimental study on reinforced beams and slabs subjected to a sustained load for periods up to 400 days. The influence of the steel area, steel stress, bar diameter, bar spacing, and concrete cover were evaluated. Experimental results have shown that additional cracks develop under sustained loads between the initial widely spaced cracks reducing the final crack spacing to about 2/3 of the initial one. The authors also concluded that the formulas provided by the ACI 318-11 (ACI 2011) and EC2-91 (EN 2001) recommendations underestimate long-term crack widths. In contrast, the formulas provided by the MC-90 (CEB-FIP 1990) overestimate the crack width for the same period of time.

To provide insights on this subject, this article presents an experimental study carried out on 4 m long SFRC beams reinforced with steel fibres only or in combination with reinforcing bars, bonded strands or unbonded strands. The study aimed at characterising the evolution of cracking in SFRC structural elements under sustained loading. The beams were initially cracked to a maximum CMOD of 0.1 mm, and were then subjected to a constant sustained loading in bending for 28 days to evaluate the influence of reinforcement on creep in service conditions. Subsequently, the same beams were further cracked to a maximum CMOD of 0.5 mm and loaded at different sustained load levels in bending. The purpose of this paper being on the analysis of the influence of the reinforcement type on macrocracks propagation rather than flexural creep under sustained loading, the results and discussion will focus on the impact of sustained loadings once the beams are cracked at a maximum CMOD of 0.5 mm.

This paper presents builds up on the experimental work on macrocrack propagation in SFRC under sustained loading presented by Daviau-Desnoyers *et al.* (2015). The main conclusions of that study are presented in the following section.

### **5.3 Physical Mechanisms of Creep under High Sustained Load Levels**

The results presented in this paper are analysed under the assumption that microcracks are the principal driving force of creep (Ngab *et al.* 1982, Rossi *et al.* 1988, Rossi *et al.* 2012) under high sustained loading. In addition, an experimental study by Daviau-Desnoyers *et al.* (2015) has shown that the inclusion of fibres in the cementitious matrix does not modify the driving mechanism of crack propagation at high sustained loads. The results of these studies showed that:

- SFRC beams under creep loads over 45 % of their residual strength fail as their damage state, measured by the deflection, reaches the state of damage defined by the bending behaviour envelope determined from short term tests on companion specimens;
- an exponential relation exists between the secondary creep rates, of the deflection and the crack mouth opening displacement (CMOD), for sustained load levels greater than 60 % of the residual strength, suggesting that the creep mechanism is the same regardless of the global or local scale of observation;
- a proportional relation exists between the evolution of the elastic compliance and the secondary creep rates, of the deflection and the CMOD, for sustained load levels.

The relationship between the evolution of the beam damage state and the secondary creep rates corroborates that crack propagation governs the evolution of damage of SFRC beams under high sustained loading. This observation was also made by Rossi *et al.* (2014) in a similar study on ordinary concrete. Hence, the physical mechanism at the origin of crack propagation must be directly linked to the cementitious matrix as fibres were absent from the ordinary concrete.

Flexural creep test results of Rossi *et al.* (2014) on ordinary concrete and of Daviau-Desnoyers *et al.* (2015) on SFRC have shown that macrocracks propagate under sustained load levels greater

than 60 % of the residual strength. In addition, the secondary creep deflection of the cracked beam has been associated with the propagation of the macrocrack. In contrast, macrocracks do not propagate for lower sustained load levels. In this case, the observed secondary creep deflection is mainly due to creep induced by water movements resulting from the creation and coalescence of microcracks at the macrocrack tip.

## 5.4 Experimental Program

An experimental program on large SFRC beams was carried out to provide insights on the influence of the reinforcement type on the mechanisms leading to the propagation of cracks and ultimately to the failure of SFRC beams under sustained loading. Four SFRC beams with different reinforcement configurations were tested to assess the deflection, the number of cracks, the propagation and the widening of macrocracks, and the evolution of the compliance. In addition, compressive, tensile, and 3-point bending tests were performed at 28 days and midway through the experimental campaign to characterize the mechanical properties of the material.

### 5.4.1 Materials and characterisation

The mix used in the experimental program was a self-compacting SFRC, with a 70 MPa nominal compressive strength and a Young's modulus of 39400 MPa at 28 days. The mix contained Portland cement, sand, aggregates with a diameter varying from 2.5 to 10 mm, high-range water-reducing admixture, water, and 80 kg/m<sup>3</sup> ( $\pm 1\%$ -volume) of 30 mm long and 0.55 mm in diameter hooked end steel fibres (Dramix ZP-305). The mixture proportions are summarised in Table 5.1. Tests on the freshly mixed concrete batch were performed to measure the workability of the material and resulted in the following fresh properties: a slump of 275 mm (ASTM C143 2012), a slump flow of 670 mm (ASTM C1611 2014), and an air content of 1.6 % (ASTM C173 2014). The characterisation specimens and the beams were cast from a single ready-mix concrete batch and were unmoulded after 24 hours, then cured for 7 days with wet curing blankets, and were finally stored in air in a controlled environment room at  $50 \pm 10\%$  relative humidity and  $23 \pm 2^\circ\text{C}$  until the experimental program began.

Table 5.1 Mixture proportions

Composition, kg/m <sup>3</sup>	
Cement GUb-SF (HSF)	650
Sand	843
Gravel (2.5-10 mm)	622
Steel fibres	78
Superplasticiser	38.4
Water	195

To characterize the mechanical properties of the studied SFRC at 28 days and at midway through the experimental program, twelve 102 x 203 mm cylinders for compression tests (2014) and for static modulus of elasticity tests (ASTM 2014), and six dog-bone shaped specimens for uniaxial tensile tests adapted from the RILEM uniaxial tensile test (RILEM 2003) were tested. Table 5.2 summarizes the mechanical properties of the studied SFRC at terms corresponding to the beginning of each flexural creep test. The average and standard deviation (STD) of the tensile and compression strength, Young's modulus and Poisson's ratio were calculated from a minimum of 3 tests.

Table 5.2 Summary of the mechanical properties

Date (days)	Tensile strength $f_T$ , MPa		Compressive strength $f_C$ , MPa MPa		Young's modulus $E$ , MPa		Poisson's ratio, $\nu$	
	Average	STD	Average	STD	Average	STD	Average	STD
28	3.24	0.47	74.7	2.8	39 400	616	0.244	0.03
121	NA	NA	85.4	3.0	37 200	1 362	0.233	0.01
175	NA	NA	90.7	3.6	37 900	654	0.238	0.01
241	3.73	0.42	89.6	4.8	38 000	996	0.261	0.01
317	NA	NA	79.0	7.8	36 700	807	0.247	0.01

NA : Not available

Figure 5.1 presents the post-cracking tensile responses of the uniaxial tensile tests performed at midway through the experimental program. The tensile strength and standard deviation of the studied SFRC are 3.73 MPa and 0.42 MPa respectively. The same figure also shows that the bridging effect of the fibres is most efficient until a crack opening of approximately 0.5 mm is reached, after which the load carrying capacity decreases as the crack opening increases.

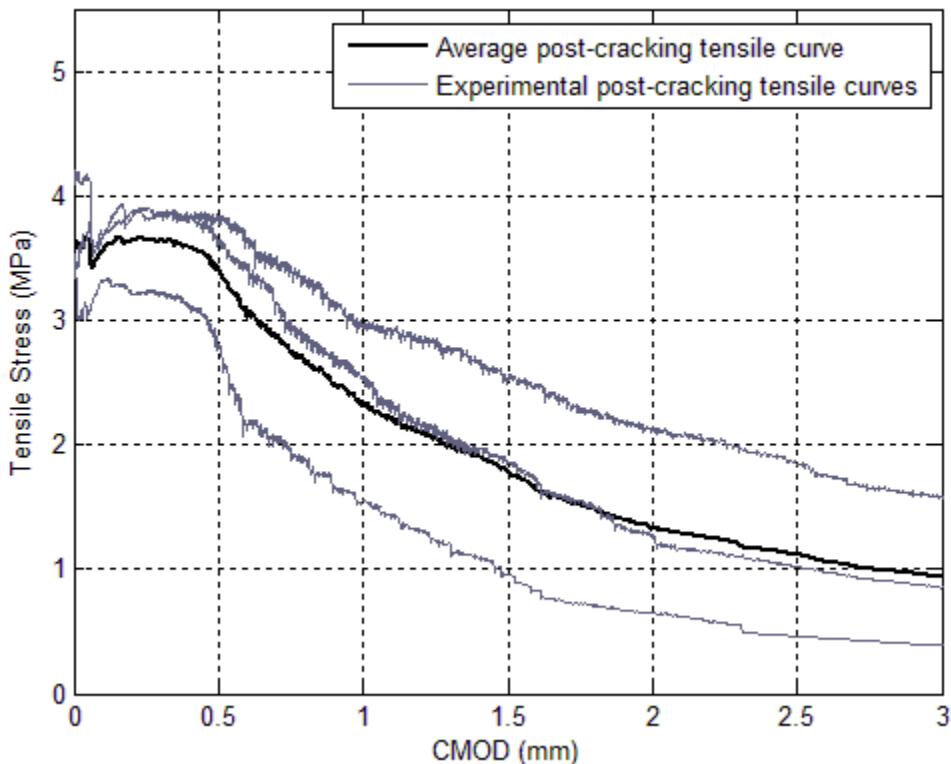


Figure 5.1 : Post-cracking tensile responses

The compressive strength of the SFRC was also measured at various terms, more precisely at the beginning of each flexural creep test to verify the evolution of the material properties between the first and last tests. Table 5.2 shows that the average compressive strength varied between 79.0 and 90.7 MPa during the experimental program. Therefore, the 15% variation of the average

compressive strength between the first flexural creep test at 121 days and the last test at 317 days indicates that the maturity of the material was similar for all beams submitted to the flexural creep tests.

Finally, three 10M reinforcing bars were tested to determine the yield stress and the Young's modulus of the steel used in the SFRC beam reinforced with traditional reinforcing bars (ASTM 2013). The average yield stress and Young's modulus were found to be 530 MPa and 200 000 MPa respectively.

#### **5.4.2 Flexural creep specimens**

The four 4000 mm long, 600 mm high and 200 mm wide SFRC beams were reinforced with a different reinforcement to evaluate the influence of the reinforcement type on the long-term behaviour of cracked SFRC structural elements under sustained loading. The reinforcement configurations and their identification throughout the paper were as follows:

- SFRC only identified as (F);
- SFRC combined with two T15 unbonded sheathed and greased strands ( $A_p = 278 \text{ mm}^2$ ) identified as (US-F);
- SFRC combined with two T15 bonded strands ( $A_p = 278 \text{ mm}^2$ ) identified as (BS-F);
- SFRC combined with three 10M reinforcing bars ( $A_s = 300 \text{ mm}^2$ ) identified as (R-F).

The reinforcing bars and the prestressing strands were positioned 70 mm above the beam bottom, whereas the centre to centre spacing between bars and strands was 50 mm and 70 mm respectively. The objective of the study being to measure the crack propagation in cracked SFRC, the applied prestressing force was not an issue. The prestressing level was chosen to minimize the applied load necessary to initiate cracking at the tensile fibre of the beams while preserving the bond characteristics of the unbonded and bonded strands. Therefore, the prestressing strands were only minimally prestressed to a level corresponding to the force required to straighten them during casting.

### 5.4.3 Flexural creep test procedure

The flexural creep test device is presented in Figure 5.2. The test device allows specimens to be cracked at various crack openings and loaded at various sustained load levels in bending. Figure 5.2 also shows the boundary conditions for the 4-point flexural creep tests, consisting of three simple supports and a pin joint support placed at one of the lower supports. The spans between the loading points and the lower supports were 600 mm and 3600 mm respectively. The deflection was measured at mid-span on both sides of the beams and over the lower supports to account for the deformation of the supports. In addition, crack openings were measured by  $\Omega$ -gauges and LVDTs positioned on the tensile fibre of the beams. The load was measured by two 220 kN load cells.

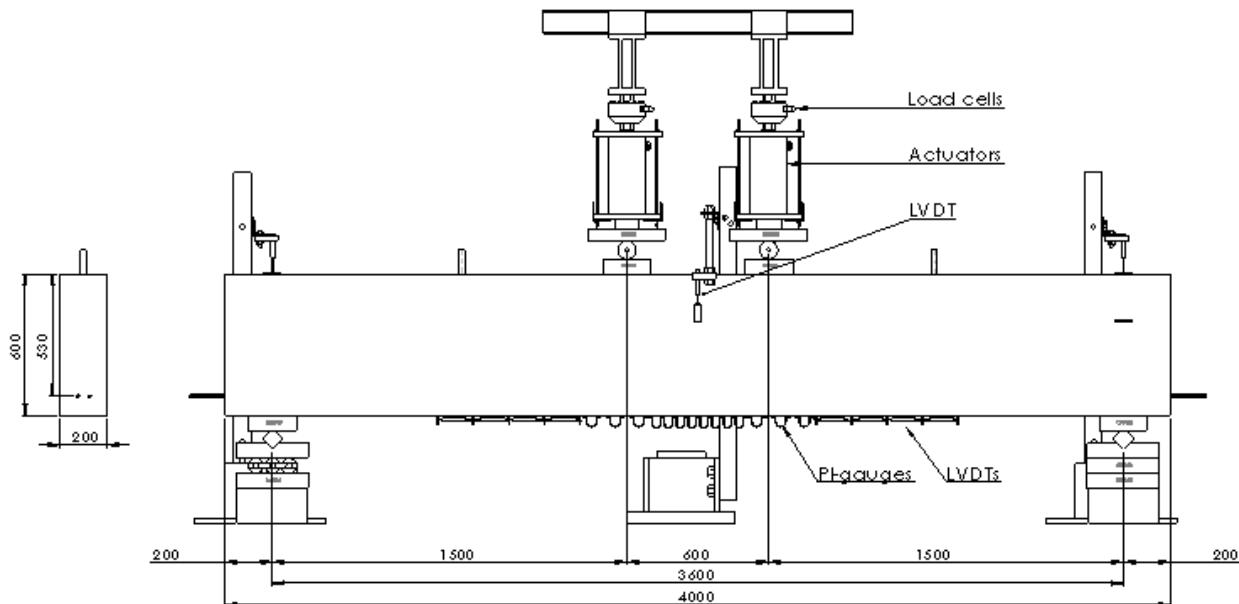


Figure 5.2 : Test device and instrumentation

Following the general procedure proposed by Granju *et al.* (2000), the flexural creep tests were divided in three types of testing conditions: the pre-cracking phases, the sustained loading phases, and the unloading-reloading phases. A typical load-CMOD curve describing the test is presented in Figure 5.3. The curve includes the pre-cracking phase (continuous line), the initial loading in the flexural creep frame (A), the sustained loading plateaus (B), and the unloading-reloading cycles.

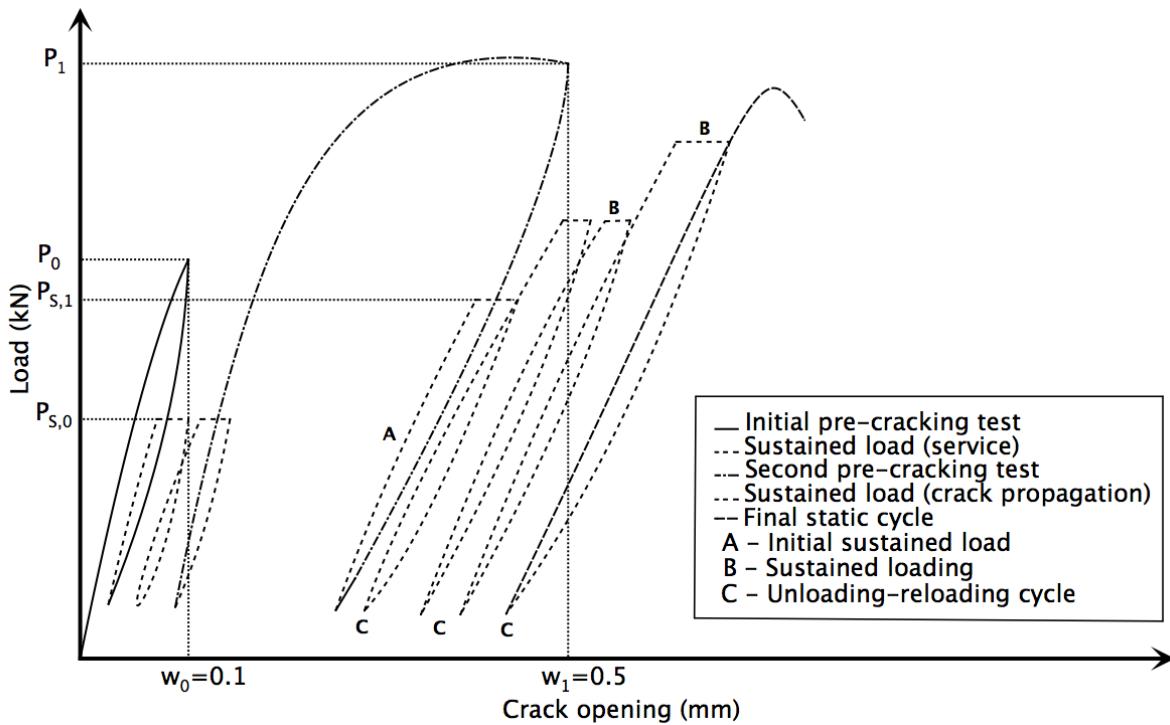


Figure 5.3 : Typical load-CMOD curve of flexural creep tests

All beams were cracked to a maximum CMOD of 0.1 mm ( $w_0=0.1$ ) of any crack for the first 28 days of the flexural creep tests to study the influence of reinforcement on creep in service conditions. After 28 days, the beams were loaded until a maximum CMOD of 0.5 mm ( $w_1=0.5$ ) was attained for one crack to study the influence of reinforcement on macrocrack propagation under sustained loading. No crack propagation was observed during the first 28 days of the tests. Therefore, the analysis of the beam behaviour during that loading phase is not pertinent to the objective of this paper and will not be considered as it is being related to a different topic.

After reaching a maximum CMOD of 0.5 mm ( $w_1=0.5$ ), the beams were subjected to a comparable loading history. The sustained load levels corresponding to percentages of the load at  $w_1=0.5$  ( $P_1$ ) were increased every 7 days until a final unloading-reloading cycle was performed. The use of a servo-hydraulic controller allowed increasing the load with the actuators up to the specified maximum CMOD used as a limit signal triggering the unloading of the specimen. The load measured at  $w_1=0.5$  will henceforth be called  $P_1$ , and was used as a reference value to determine the sustained load level to be applied in the flexural creep test.

Secondly, once unloaded, the beams were reloaded to a sustained load level ( $P_s$ ) corresponding to a given percentage of the load  $P_0$ .

Finally, unloading-reloading cycles were performed every seven days to evaluate the elastic compliance evolution of the beams. In fracture mechanics, the compliance of a beam is known to be a function of the macrocrack depth. Hence, for quasi-brittle materials such as concrete, this technique allowed assessing the global evolution of the damage of the beam. This step of the experimental procedure was inspired by a similar study on ordinary concrete (Rossi *et al.* 2014).

Table 5.3 summarizes the flexural creep test conditions. It presents the pre-cracked CMOD, the loading history, the sustained load levels, and results that will be discussed and analysed in the next sections.

Table 5.3 Summary of the experimental results

ID	Pre-cracking, $w_1$ (mm)	Time (days)	Load Level (%)	Secondary creep rate ( $\mu\text{m}/\text{h}$ )				Compliance ( $\times 10^{-3} \text{ mm/kN}$ )	Compliance rate ( $\times 10^{-9} \text{ mm/kN/h}$ )
				Deflection	Critical CMOD 1	Critical CMOD 2	Rebar strain		
F	0.5	Pre-crack (P1) - 150 kN						8.75	
		28-35	60	0.587	-0.013	0.052	NA	15.54	9.92
		35-42	75	0.466	0.201	0.097	NA	17.20	5.21
		42-49	75	0.455	0.097	0.070	NA	18.08	2.78
		49-56	90	1.402	0.646	0.194	NA	18.55	3.22
		56-X						19.09	
US-F	0.5	Pre-crack (P1) - 159 kN						8.78	
		28-35	60	0.582	0.020	0.027	NA	17.68	11.91
		35-42	75	0.487	0.035	0.110	NA	19.68	6.11
		42-49	75	0.466	0.047	0.024	NA	20.71	4.40
		49-56	90	1.153	0.161	0.162	NA	22.04	5.01
		56-X						22.81	
BS-F	0.5	Pre-crack (P1) - 227 kN						9.05	
		28-35	60	0.860	0.030	0.008	NA	17.62	9.07
		35-42	75	0.605	0.063	0.072	NA	19.15	8.71
		42-49	75	0.686	0.000	0.000	NA	20.61	8.02
		49-56	90	0.865	0.021	0.039	NA	21.13	6.14
		56-64	90	0.730	0.104	0.098	NA	22.73	5.33
		64-X						23.88	
R-F	0.5	Pre-crack (P1) - 238 kN						9.79	
		28-35	60	0.928	0.000	0.000	184	20.21	13.52
		35-37	75	1.180	0.121	0.105	308	22.48	6.70
		39-43	75	1.192	0.051	0.040	194	23.61	8.23
		43-46	75	NA	NA	NA	NA	NA	NA
		46-50	90	1.925	0.135	0.188	319	25.07	2.27
		50-57	90	1.327	0.106	0.124	116	25.45	5.15
		57-62	95	3.707	0.759	0.746	242	26.31	0.70
		62-X						26.43	

NA : Not available

#### 5.4.4 Environmental testing conditions

The flexural creep tests were performed in a controlled environment room at  $50 \pm 10\%$  relative humidity and  $23 \pm 3^\circ\text{C}$ . The controlled environment permitted to minimize the influence of the environmental variations that may occur between day and night or in season changes on deflection and CMOD measurements.

Figure 5.4 presents the relative humidity and the measurements of two different CMOD measuring devices throughout the duration of the flexural creep test on beam F. During the test, the temperature varied between  $21.3^\circ\text{C}$  and  $23.4^\circ\text{C}$ , whereas the relative humidity varied between 32 % and 74 %. In this test, the relative humidity remained between its expected variation (40-60 %) except between the 38<sup>th</sup> and 39<sup>th</sup> days. During this interval, the CMOD measurements shown in Figure 5.4 indicate that  $\Omega$ -gauges are sensitive to the relative humidity variations. In contrast, CMODs measured by LVDTs are not affected by the relative humidity variations. Although the relative humidity exceeded its expected variation for short periods of time during the flexural creep tests, the sensitivity of the  $\Omega$ -gauges did not affect the tendencies of the measurements.

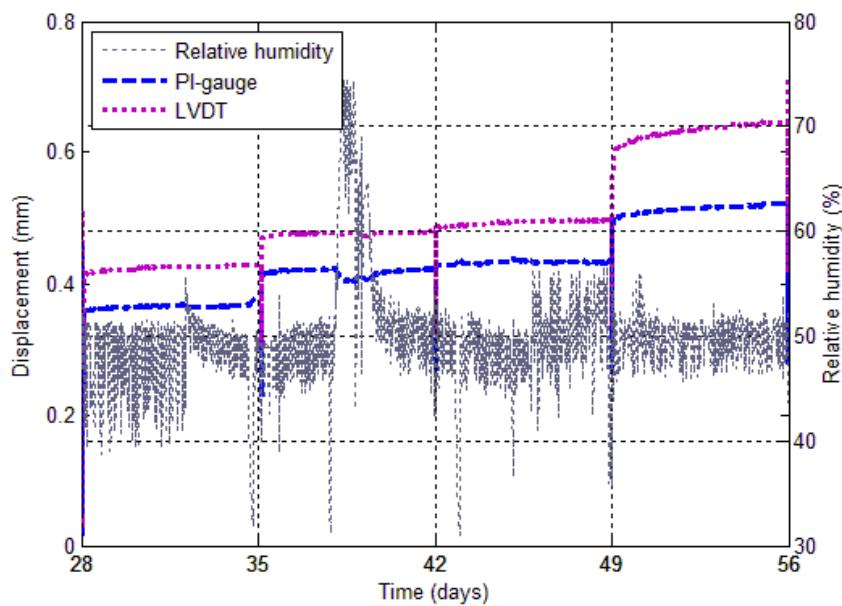


Figure 5.4 : Influence of relative humidity on measurements

Moreover, Figure 5.4 shows that variation of relative humidity is inversely proportional to crack widening. As the beams were not sealed, they underwent drying shrinkage in addition to endogenous shrinkage. The effect of drying is much greater at the surface than in the concrete core.

Hence, a relative humidity drop induces drying, which amplifies the widening of the crack at the surface where the CMOD is measured. In contrast, an increase in the relative humidity reduces the widening of the crack.

## 5.5 Results

### 5.5.1 Load-deflection responses

The load-deflection responses of the four tested beams are presented in Figure 5.5. This figure shows that the initial flexural rigidity measured during the pre-cracking cycle to a 0.1 mm CMOD was similar for all beams. After the first 28 days of sustained loading at 60% of  $P_0$ , all beams were unloaded and pre-cracked to a 0.5 mm CMOD. Figure 5.5 shows that the global behaviour of the beams may be divided in two distinct groups with regards to the reinforced concrete behaviour. The reinforced concrete behaviour begins approximately at a deflection of 2 mm. The first group of responses includes beams F and US-F, whereas the second group includes beams BS-F and R-F. The groups are thus defined by the bond characteristics.

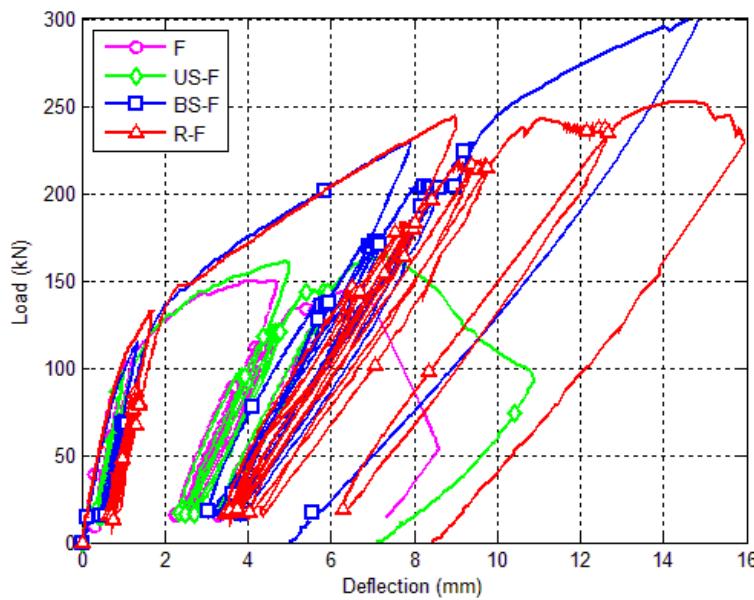


Figure 5.5 : Load-deflection responses

As the design prestressing level was kept very low, the global behaviour of beam US-F is similar to the global behaviour of beam F, while being slightly more ductile than beam F as the deflection

increases. This gain in ductility is mainly provided by the axial force in the unbonded strands that induces upward forces due to the increasing beam curvature which counteracts partially the loss of tensile forces in the SFRC.

Moreover, beams BS-F and R-F show a larger flexural rigidity than beams F and US-F after reaching a 2 mm deflection due to the fact that these beams have adherent types of reinforcement, which governs the cracking process once the beams are cracked. The loads measured at a maximum CMOD of 0.5 mm ( $P_1$ ) are significantly higher for beams BS-F and R-F. Table 5.3 summarizes the loads ( $P_1$ ) corresponding to the load at the maximum CMOD of 0.5 mm attained during the pre-cracking cycles.

### 5.5.2 Deflection-time responses

The deflection-time responses of the flexural creep tests are presented in Figure 5.6. In this figure and in subsequent figures, the sustained load levels corresponding to percentages of the load  $P_1$  are indicated for each sustained loading period. The deflection-time responses may also be divided in the two aforementioned groups. The amplitude of deflection of beams F and US-F is smaller than beams BS-F and R-F. The greater amplitude of deflection of beams BS-F and US-F is due to the fact that bonded prestressing strands and conventional reinforcing bars contribute to the development of multiple cracks in the tensile zone due the adherence between steel and concrete. A detailed analysis of cracking is presented in the following sections.

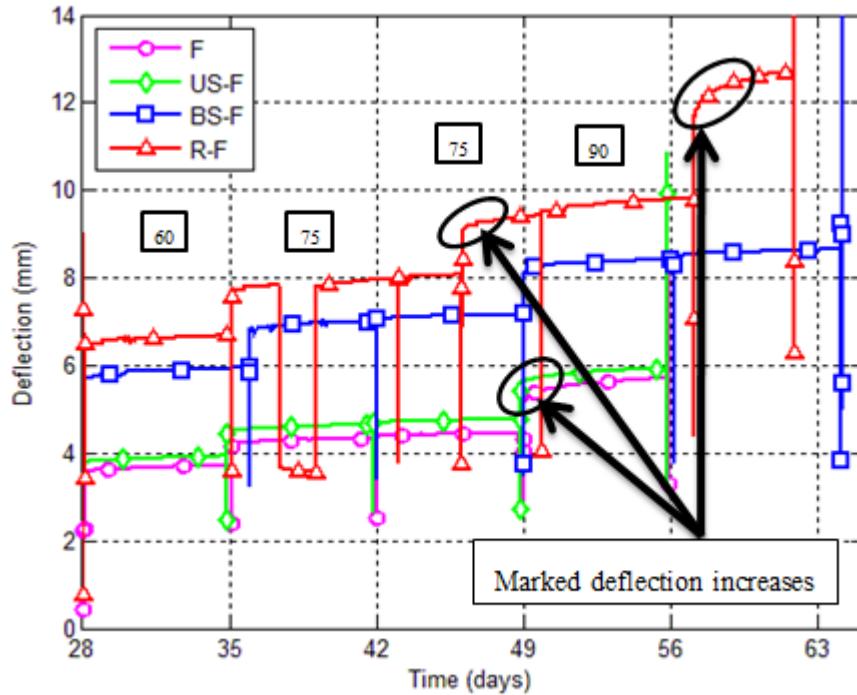


Figure 5.6 : Deflection-time responses

Moreover, Figure 5.6 shows that a loss of load occurred between the 37<sup>th</sup> and the 39<sup>th</sup> day of the flexural creep test of beam R-F. The sudden loss of load was caused by the failure of a hydraulic joint in the accumulator. The joint was changed and the loading was readjusted to the expected sustained load level.

### 5.5.3 CMOD-time responses

Figure 5.7 presents the elongation-time responses of the flexural creep tests. The elongation corresponds to the sum of all displacements measured by the 22 measuring devices positioned at the tensile fibre of the beams. This figure shows that the general tendencies of the elongation-time responses are similar to the deflection-time responses.

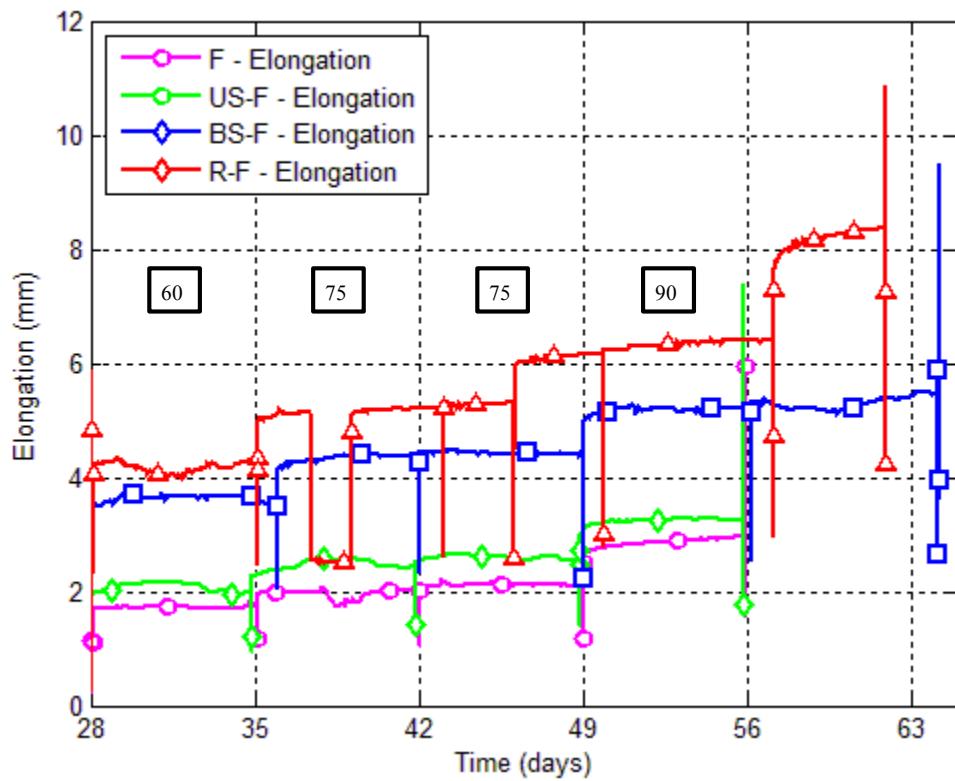


Figure 5.7 : Elongation-time responses

As several crack openings were monitored during the flexural creep tests, only the two most critical CMODs are presented in Table 5.3, and plotted in Figure 5.8 as a function of time. The most critical CMODs are considered to be the cracks with the highest secondary creep deflections rates. They do not necessarily correspond to the widest CMOD measured on the beams. Figure 5.8 shows that the amplitude of the critical CMODs of beams F and US-F are higher than the amplitude of the critical CMODs of beams BS-F and R-F. No new or additional cracks were initiated in beams F and US-F during sustained loadings, whereas one and several cracks were respectively created for beams BS-F and R-F.

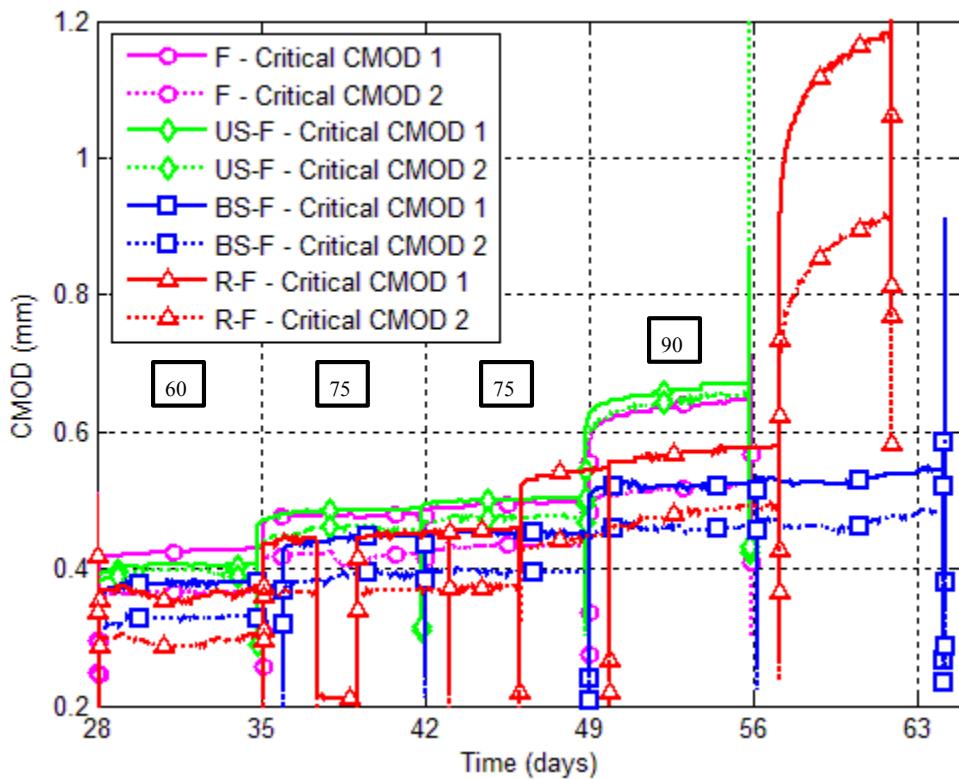


Figure 5.8 : Critical CMOD-time responses

In order to quantify the strain evolution within the traditional reinforcing bars of beam R-F, two strain gauges were installed 600 mm apart from the loading points as shown in Figure 5.9-a. Their position was chosen to avoid disturbing the cracking mechanisms expected to occur mainly where the bending moment is at its maximum. Consequently, the strain gauge measurements underestimate the strain in the reinforcing bars between the loading points. Figure 5.9-b presents the estimated strain-time responses of the reinforcing bars as if the strain gauges had been placed between the loading points. The yielding threshold is also presented in this figure by a horizontal dashed line. This figure shows that the reinforcing bars yielded during the pre-cracking cycle to a maximum CMOD of 0.5 mm. Therefore, the initiation of new cracks in beam R-F may result from the yielding of the reinforcing bars or from the deterioration of the interface between the steel reinforcing bars and the concrete, which may modify the cracking process under sustained loading.

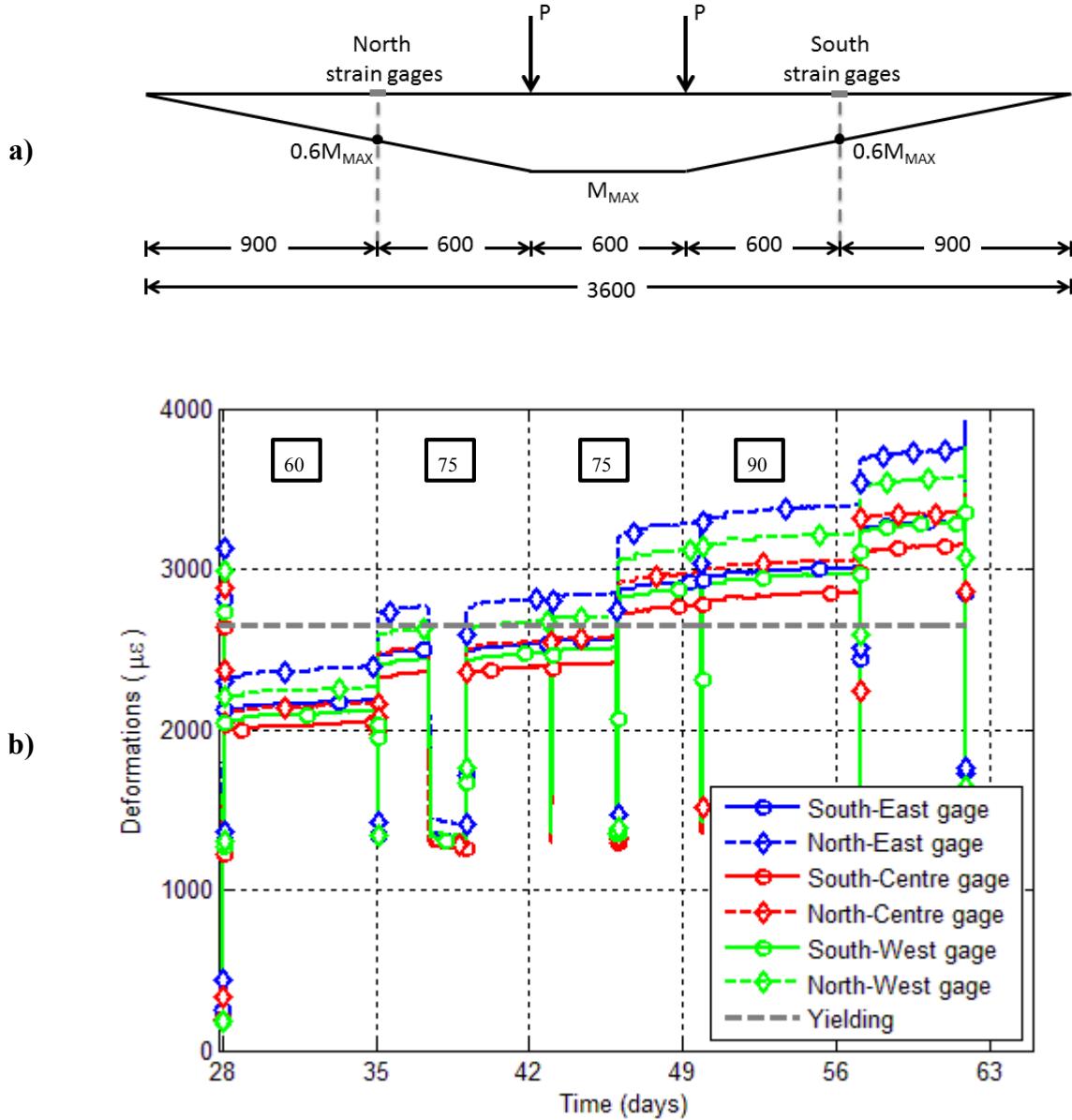


Figure 5.9 : Strain gauge positions a) and estimated strain-time responses b) during the flexural creep test of beam R-F

#### 5.5.4 Number of cracks, spacing, and height

Figure 5.10 presents the visible crack pattern at the surface of each beam. It is generally accepted that the minimum surface crack width visible by the naked eye is between 50 and 100  $\mu\text{m}$ . Despite being visible at the surface, these cracks do not necessarily reflect inner cracking. The continuous lines represent the visible crack patterns observed immediately after the pre-cracking cycle to a

CMOD of 0.5 mm, whereas the dashed lines represent the propagation of the cracks during sustained loading. Figure 5.10 shows that more cracks developed in beams BS-F and R-F than in beams F and US-F during the static loadings. This is primarily due to the contribution of the bonded prestressing strands and the reinforcing bars present in beams BS-F and R-F respectively. On the other hand, the unbonded prestressing strands present in beam US-F contribute mechanically by developing an axial force as the beam elongates and an upward force as the beam deflected. These contributions are considered to be small as the prestressed force level was kept low to minimize the external loads required to initiate cracking. Consequently, several cracks identified on beam US-F after the pre-cracking cycle are relatively small both in length and in opening in comparison to the cracks identified on the other beams.

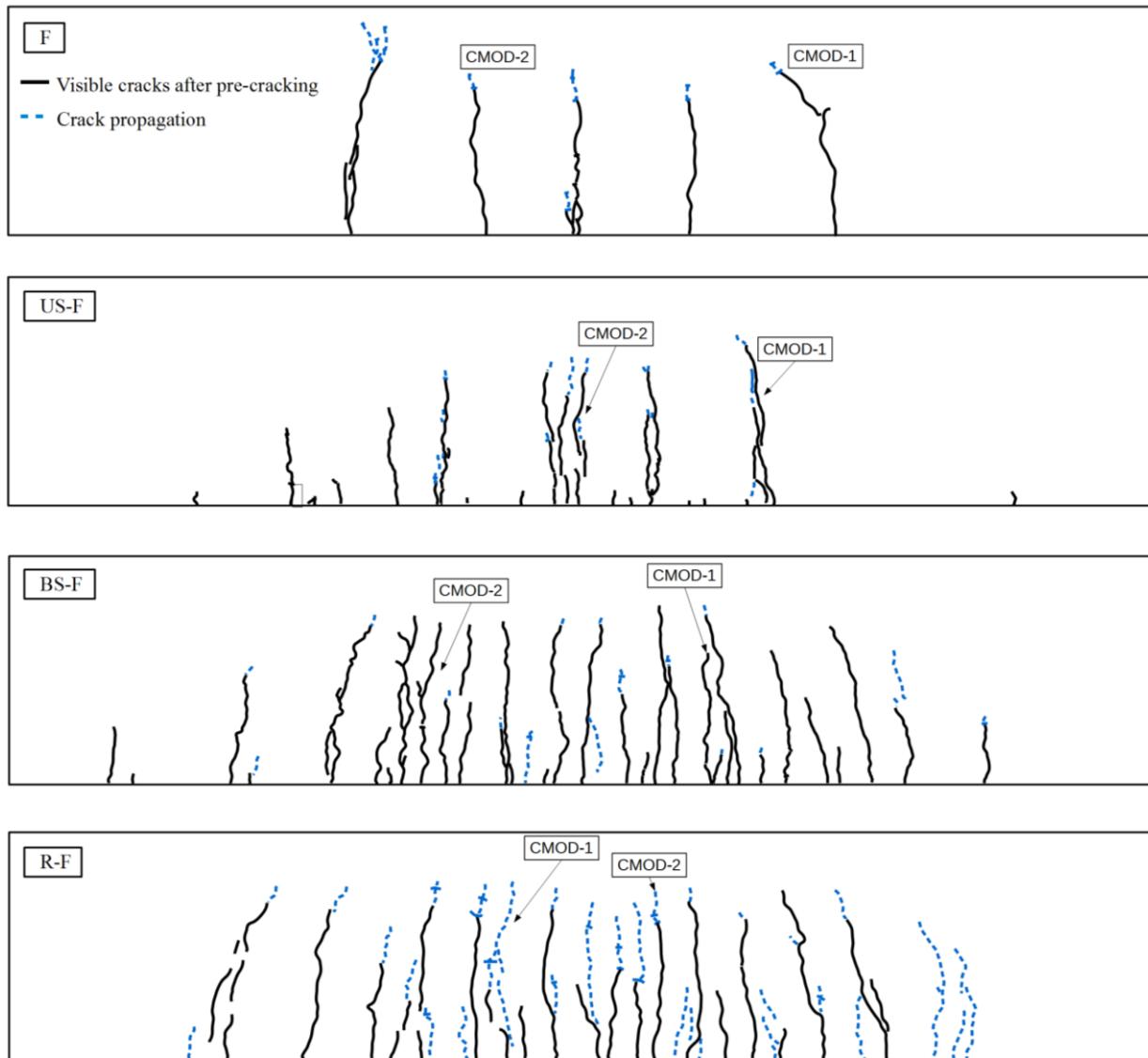


Figure 5.10 : Summary of crack patterns

Summaries of the number of cracks and crack spacing are presented respectively in Tables 5.4 and 5.5. Table 5.4 shows that several cracks were initiated in beam R-F during the sustained loading periods, whereas a single crack or no crack at all was initiated in the other beams. The cracks in R-F may be due to the yielding of the reinforcing bars that began during the pre-cracking cycle to a maximum CMOD of 0.5 mm. Indeed, yielding of the reinforcing bars may have generated stress redistributions that resulted in the initiation of new cracks.

Table 5.5 shows that the final crack spacing at the end of the flexural creep tests are separated in two groups. Beam F, reinforced with SFRC only, shows the highest crack spacing with an average

spacing of 256 mm, followed by beam US-F with an average spacing of 108 mm. Finally, beams BS-F and R-F both have a final average spacing of 75 mm. The lower crack spacing is coherent with the fact that adherent reinforcement is effective at blocking cracks and thus favours the development of multiple cracks.

Table 5.4 Summary of number of cracks

<b>Number of cracks</b>	<b>F</b>	<b>US-F</b>	<b>BS-F</b>	<b>R-F</b>
After pre-cracking at 0.5 mm	6	21	31	20
46 <sup>th</sup> day				+1
49 <sup>th</sup> day			+1	+1
56 <sup>th</sup> day				+6
60 <sup>th</sup> day				+1
<b>Total at end of test</b>	<b>6</b>	<b>21</b>	<b>32</b>	<b>29</b>

Table 5.5 Summary of crack spacing

<b>Average spacing (mm)</b>	<b>F</b>	<b>US-F</b>	<b>BS-F</b>	<b>R-F</b>
After pre-cracking at 0.5 mm	256	108	76	92
End of test	256	108	77	75

## 5.6 Discussions

In general, the evolution of the deflection of a beam under high sustained loading is associated to macrocrack propagation or crack widening, since cracks may widen without propagating if they are blocked or restrained by the bridging effect of the fibres or by the reinforcement. The secondary creep deflection rates provide information about the creation of new macrocracks, and the propagation and widening of macrocracks, whereas the compliance provides information about the propagation of existing macrocracks and the creation of new macrocracks. The procedure used to measure the secondary creep deflection rates and the compliance will be discussed in the following sections.

The cracking evolution of the full-scale beams was analysed in terms of the secondary creep deflection rates, the evolution of the compliance, and the compliance rates. The following

discussion aims at verifying if the aforementioned physical mechanisms established with flexural creep tests on small cracked beams in OC and SFRC may explain the behaviour of full-scale structural elements reinforced with different types of reinforcement.

### **5.6.1 Secondary creep deflection rates**

In addition to the previous observations, Figure 5.6 was used to calculate the deflection rates in the secondary creep phases of all sustained load intervals. The secondary creep deflection rates are presented in Figure 5.11 in function of time and summarised in Table 5.3. They were calculated for the time interval corresponding to the linear portion of each sustained load interval. To achieve this, mathematical functions best fitting the experimental results were defined for each sustained loading interval. Using these functions, time intervals for which the second derivative of the best fitting function approaches zero were selected. This method allowed determining accurately the boundaries of the linear portion of each sustained loading interval used to calculate the secondary creep deflection rates, the CMOD rates, and the strain rate in the reinforcing bars of beam R-F. Regarding the sustained loading interval between 43 and 46 days of the flexural creep test on beam R-F, the sustained loading was not maintained constant over this period of time due to a pneumatic pressure loss mentioned before. Therefore, the secondary creep deflection and CMOD rates were not calculated for this time period.

An increase in the secondary creep deflection rates was observed every time an unloading-reloading cycle generated a marked primary creep phase. These marked primary creep phases are highlighted in Figure 5.6. The marked primary creep phases results from water movements due to the creation or coalescence of microcracks and/or the propagation of macrocracks, and thus in an increase of the damage state of the beam. For example, the marked primary creep phases identified in Figure 5.6 on the 49<sup>th</sup> day of the tests on beams F and US-F correspond respectively to an increase of the secondary creep deflection rates per unit load from 0.46 to 1.40 um/h and 0.47 to 1.15 um/h (Table 5.3). Without any marked primary creep phase upon an unloading-reloading cycle, the secondary rates per unit load decreased and remained in the same order of magnitude with the exception of beam R-F, for which the rates remained in the same order of magnitude without any significant decrease (Figure 5.11). The different secondary creep deflection rate tendency of beam R-F may be due to the yielding of the rebar that began during the pre-cracking cycle to a 0.5 mm CMOD.

Figure 5.11 shows that beams F, US-F and BS-F secondary creep deflection rate tendencies are similar until the sustained load is raised to 90%. The similar tendencies may be explained as follows. As shown in Figure 5.1, the bridging effect of fibres is optimal until the CMOD reaches 0.5 mm. Upon this threshold, the ability of the fibres to transfer stresses across cracks gradually decreases until the reinforcement, if present, takes over. Figure 5.8 shows that the width of the critical cracks is less than 0.5 mm until the sustained load is raised to 90% of the residual strength. This observation suggests that the reinforcing bars or strands do not affect the cracking mechanisms of the studied SFRC for CMOD smaller than 0.5 mm as cracks are principally controlled by the fibres. Once the CMOD becomes larger than 0.5 mm, the efficiency of the fibres bridging effect decreases and reinforcing bars take over. At this moment, the secondary creep deflection rate depends on the reinforcement characteristics (rebar ratio, bond quality, etc.).

Figure 5.11 also shows that the amplitude of the secondary creep deflection rate increases as the contribution level to the control of cracking of the reinforcement decreases. The constant secondary creep deflection rate tendency of beam BS-F suggests that the strands are efficient to control cracks wider than 0.5 mm, while the efficiency of the bridging effect of the fibres is decreasing. In contrast, the secondary creep deflection rate tendency of beam R-F slightly differs from the other beam tendencies, as it keeps increasing. This may be explained by the yielding of the bars while pre-cracking to a 0.5 mm CMOD. This suggests that the yielding of the reinforcing bars modifies the cracking mechanisms of this beam and reduces the contribution of the reinforcing bars for cracking control.

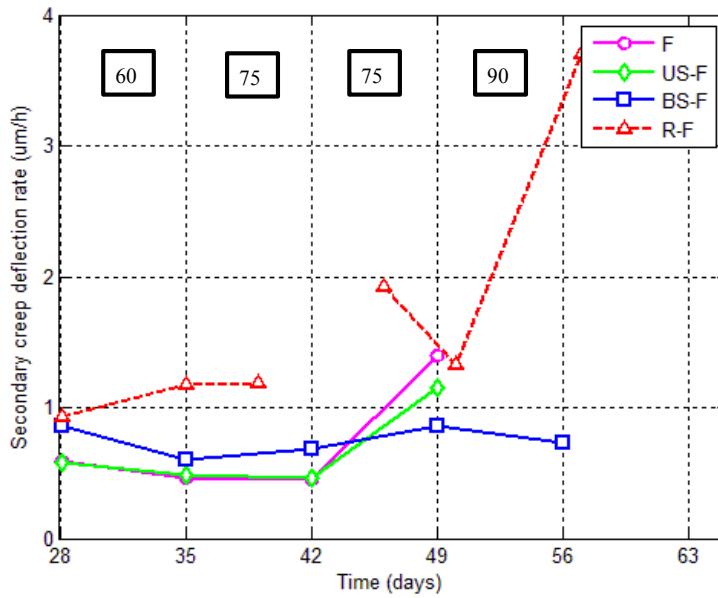


Figure 5.11 : Secondary creep deflection rate – time responses

### 5.6.2 Secondary creep CMOD rates

Using the aforementioned methodology to determine the secondary creep deflection rates, the secondary creep CMOD rates were calculated using Figure 5.8 and are summarised in Table 5.3. Table 5.3 shows that no clear trend can be formulated regarding the kinetics of the CMODs. The complexity of the evolution of cracking due to the number of cracks propagating, the changing position of the neutral axis, the creation of new macrocracks, the variability of the material and the presence of reinforcement complicates the analysis of the results.

### 5.6.3 Compliance evolution

For quasi-brittle materials, the elastic compliance represents the length of a fictitious crack that would be mechanically equivalent to real crack and its fracture process zone. Therefore, the elastic compliance represents the damage state of the beam at the time of the unloading-reloading cycle. It corresponds to the inverse of the slope of the linear segment of the reloading part of the cycle. The elastic compliance rate is calculated according to Equation 5-1:

$$\dot{C} = \frac{C_i - C_{i-1}}{t_i - t_{i-1}} \quad (\text{Eq. 5-1})$$

where C is the compliance at a given time, and t is the time at which the cycle was performed.

The compliance of the beams are summarised in Table 5.3 and plotted in function of time in Figure 5.12. Table 5.3 shows that the compliance during the pre-cracking cycle to a CMOD of 0.5 mm varies between  $8.75$  and  $9.79 \times 10^{-3}$  mm/kN, hence a variation of 12%. The crack patterns presented in Figure 5.10 show that several macrocracks propagate during the sustained loading periods. Their propagation results in a gradual increase of compliance. Figure 5.12 shows that the compliance of all beams increased by approximately 10 % during the flexural creep tests. Moreover, Figure 5.12 shows that a general trend may be observed from the compliance evolution of all beams. The similarity of the compliance evolution of all beams suggests that the thriving mechanism of the evolution of the compliance, and thus the evolution of the damage state under sustained loading, is the same for all beams, regardless of the reinforcement type. In fact, the evolution of the compliance, which is a measure of the macrocrack depth and thus an indication of the propagation or creation of macrocracks, is similar for all beams. This suggests that the evolution of the deflection in time is due to the propagation or creation of macrocracks.

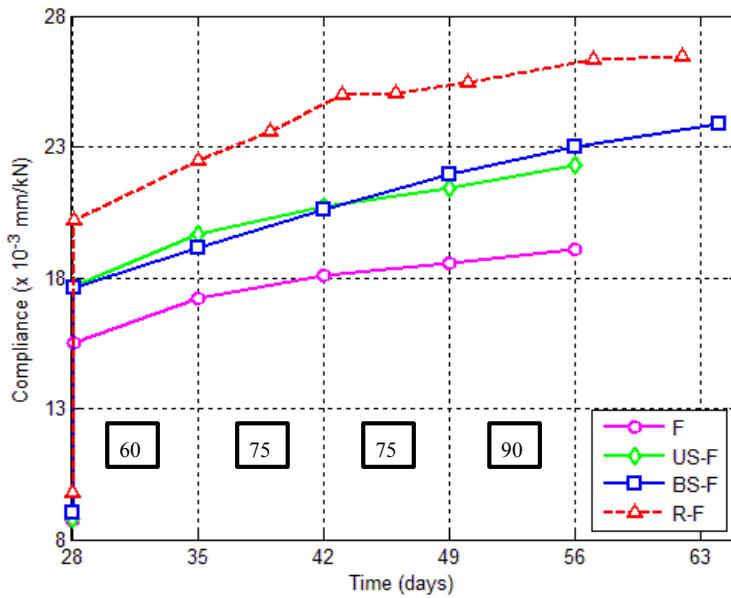


Figure 5.12 : Compliance – time responses

Calculated from Figure 5.12, the compliance rates are summarized in Table 5.3 and presented in Figure 5.13 in function of time. Figure 5.13 shows that the compliance rate tendencies of beams F and US-F are similar to the tendencies observed for the secondary creep deflection rates (Figure

5.11). This suggests that the fibres used in this study efficiently controlled the cracking evolution of beams F and US-F up to a maximum crack opening of 0.5 mm, after which the secondary creep deflection rates and compliance rates start increasing. In contrast, the compliance rate of beam BS-F decreases throughout the flexural creep test despite increasing the sustained load level. This suggests that the stresses originally carried out by the bridging effect of the fibres across cracks smaller than 0.5 mm were properly transferred to the strands as cracks widen. The lack of trend of beam R-F could be due to the yielding of the reinforcing bars and the deterioration of the steel-concrete resulting in a less efficient crack control.

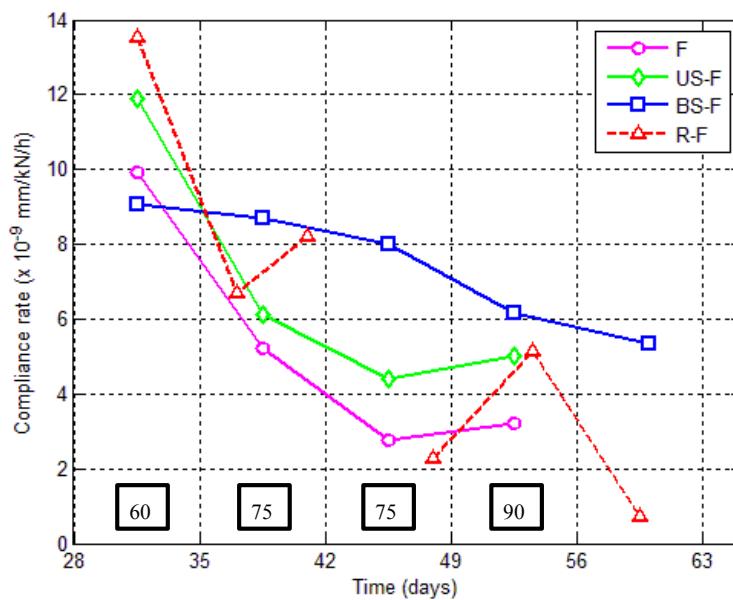


Figure 5.13 : Compliance rate – time responses

## 5.7 Conclusions

The results of four flexural creep tests on SFRC beams reinforced with fibres only, or in combination with unbonded prestressing strands, bonded prestressing strands or traditional reinforcing bars were presented in this article. The main objective was to assess the influence of the reinforcement type on the crack propagation under sustained loading. The results allowed comparing the beams with regards to their initial damage, secondary creep deflection and CMOD rates, and evolution of elastic compliance. In addition, the results provided valuable information on the crack pattern, number of cracks, and crack spacing. The main conclusions are:

- The secondary creep deflection rates of beams increases when an unloading-reloading cycle generated a marked primary creep phase. The marked primary creep phases correspond to the creation or coalescence of microcracks and/or the propagation of macrocracks resulting in an increase of the damage state.
- Depending on the crack pattern in beams, cracks may propagate or may be blocked by the bridging effect of fibres, reinforcing bars or prestressing strands or more resistant zones of concrete, thus forcing the creation of new cracks in weaker zones of concrete.
- The physical mechanism at the origin of crack propagation, resulting in the evolution of the compliance and thus the evolution of the damage state under sustained loading, is the same for all reinforcement type.
- The mechanical contribution of the reinforcement influences the secondary creep deflection rates once the efficiency of the bridging effect of fibres decreases (i.e. for cracks wider than 0.5 mm for the studied SFRC). A greater contribution of the reinforcement leads to a lower secondary creep deflection rate.
- The evolution of the compliance, which represents the propagation or creation of macrocracks, is similar for all reinforcement type. This suggests that the evolution of the deflection in time of beams is due to the propagation or creation of macrocracks.

The numerous factors affecting the stress redistributions in concrete make the prediction of the widening and the propagation of cracks difficult using traditional methods based solely on experimental results. One possible approach may be to use numerical models calibrated on material tests to predict the long-term behaviour of structural elements. This experimental study has shown that crack propagation of SFRC under high sustained loading is independent of the type of reinforcement. Therefore, only tensile or flexural creep tests on cracked SFRC materials need to be performed to calibrate the numerical models. The prediction of crack propagation of SFRC under high sustained load in the design of structural elements could then be carried out using appropriately calibrated numerical models.

## 5.8 Acknowledgments

This project has been financially supported by the Natural Sciences and Engineering Research Council (NSERC) of Canada, the Center for Research on Concrete Infrastructures of Quebec

(FQRNT—CRIB), and the Quebec Ministry of Transportation. Materials were graciously provided by Bekaert, Holcim and Euclid. The authors gratefully acknowledge the technical staff of Polytechnique Montreal for its contribution in conducting the experimental program.

## 5.9 References

- [1] Proceedings of the FRC 2014 Joint ACI-fib International Workshop - Fibre Reinforced Concrete: from Design to Structural Applications. In: Massicotte B, Charron J-P, editors. ACI-fib Workshop FRC 2014 - Fibre Reinforced Concrete: from Design to Structural Applications. Montreal, Quebec, Canada2014.
- [2] RILEM. RILEM TC 162-TDF—Test and design methods for steel fibre reinforced concrete. Materials and Structures. 2000;33:3-5.
- [3] FIB. Bulletin 56: Model Code 2010, First complete draft – Volume 2. Lausanne: The International Federation for Structural Concrete (fib); 2010. p. 312.
- [4] Barragán BE, Zerbino RL. Creep behaviour of cracked steel fibre reinforced concrete beams. BEFIB 2008: 7th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete: RILEM Publications SARL; 2008. p. 577-86.
- [5] Zerbino RL, Barragán BE. Long-Term Behavior of Cracked Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams under Sustained Loading. ACI Materials Journal. 2012;109(M22):215-24.
- [6] MacKay J, Trottier J-F. Post-crack creep behavior of steel and synthetic FRC under flexural load. 2nd Intern Conference on Engineering Developments in Shotcrete. Australia2004. p. 183-92.
- [7] Bernard ES. Creep of cracked fibre reinforced shotcrete panels. Shotcrete: More Engineering Developments Proceedings of the Second International Conference on Engineering Developments in Shotcrete. Carins, Queensland, Australia: Routledge, USA; 2004. p. 47-59.
- [8] Daviau-Desnoyers D, Charron J-P, Massicotte B, Rossi P, Tailhan J-L. Characterization of the Propagation of a Macrocrack under Sustained Loading in Steel Fibre Reinforced Concrete. Accepted in Materials and Structures. 2015.

- [9] Arango SE, Serna P, Marti-Vargas JR, Garcia-Taengua E. A Test Method to Characterize Flexural Creep Behaviour of Pre-cracked FRC Specimens. *Experimental Mechanics.* 2012;52:1067-78.
- [10] Swamy RN, Theodorakopoulos DD. Flexural creep behaviour of fibre reinforced cement composites. *International Journal of Cement Composites.* 1979;1(1):37-49.
- [11] Tan KH, Paramasivam P, Tan KC. Instantaneous and long-term deflections of steel fiber reinforced concrete beams. *ACI Structural Journal.* 1994;91(S38).
- [12] Gilbert RI, Nejadi S. An Experimental Study of Flexural Cracking in Reinforced Concrete Members under Sustained Loads. UNICIV Report R-435. School of Civil and Environmental Engineering: University of New South Wales. Sydney; 2004.
- [13] ACI. ACI 318-11 : Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills, MI: American Concrete Institute; 2011. p. 505.
- [14] EN. BS EN 1992, Eurocode 2: Design of concrete structures. Brussels: European Standard; 2001.
- [15] CEB-FIP. Code modèle CEB-FIP pour les structures en béton. Paris: Thomas Telford; 1990. p. 336.
- [16] Rossi P, Acker P. A New Approach to the Basic Creep and Relaxation of Concrete. *Cement and Concrete Research.* 1988;18:799-803.
- [17] Rossi P, Tailhan J-L, Le Maou F, Gaillet F, Martin E. Basic creep behavior of concretes investigation of the physical mechanisms by using acoustic emission. *Cement and Concrete Research.* 2012;42(63-71).
- [18] Ngab AS, Slate FO, Nilson AH. Microcracking and time-dependent strains in high strength concrete. *ACI Materials Journal.* 1982;11:262-8.
- [19] Rossi P, Boulay C, Tailhan J-L, Martin E, Daviau-Desnoyers D. Macrocrack propagation in a concrete specimen under sustained loading: study of the physical mechanisms *Cement and Concrete Research.* 2014;63:98-104.
- [20] ASTM. ASTM C143/C143M - 12 - Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete. USA: ASTM International; 2012.

- [21] ASTM. ASTM C1611/C1611M - 14 - Standard Test Method for Slump Flow of Self-Consolidating Concrete. 2014.
- [22] ASTM. ASTM C173/C173M - 14 - Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Volumetric Method. USA: ASTM International; 2014.
- [23] ASTM. ASTM C39/C39M - 14a - Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. USA: ASTM International; 2014.
- [24] ASTM. ASTM C469/C469M - 14 - Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression. USA: ASTM International; 2014.
- [25] RILEM. RILEM TC 162-TDF - Tests and design methods for steel fibre reinforced concrete:  $\sigma-\epsilon$  design method – Final recommendation. Materials and Structures. 2003;36:560-7.
- [26] ASTM. ASTM E8 - Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials. 2013.
- [27] Granju J-L, Rossi P, Chanvillard G, Mesureur B, Turatsinze A, Farhat H, et al. Delayed behaviour of cracked SFRC beams. Fifth RILEM symposium on fibre-reinforced concrete (FRC). Lyon2000. p. 511-20.

## CHAPITRE 6 ARTICLE 3: PROBABILISTIC DISCRETE MODELLING OF MACROCRACK PROPAGATION IN STEEL FIBRE REINFORCED CONCRETE UNDER HIGH SUSTAINED LOADINGS

**Dominic Daviau-Desnoyers<sup>1,2</sup>, Pierre Rossi<sup>1</sup>, Jean-Louis Tailhan<sup>1</sup>**

**Bruno Massicotte<sup>2</sup>, Jean-Philippe Charron<sup>2</sup>**

<sup>1</sup> Université Paris-Est, IFSTTAR, MAT, F-75732, Paris, France

<sup>2</sup> Polytechnique Montreal, Quebec, Canada

**Paper submitted to Cement and Concrete Composites on March 11<sup>th</sup> 2015**

### **Corresponding Author:**

Pierre Rossi  
Université Paris-Est  
Institut Français des Sciences et Technologies des Transports,  
de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR)  
14-20 boulevard Newton, Cité Descartes, Champs-sur-Marne  
77455 Marne-la-Vallée, France

Tél : +33 (0) 1 40 42 52 95  
Fax : +33 (0) 1 40 43 54 93  
Email : [pierre.rossi@ifsttar.fr](mailto:pierre.rossi@ifsttar.fr)

## 6.1 Abstract

This paper presents a simple approach to simulate the mechanical consequences of the physical mechanisms inducing crack propagation in cracked steel fibre reinforced concrete (SFRC) beams under high sustained loadings. To initiate the propagation of a macrocrack under high sustained loadings, a simple approach consists of decreasing the tensile strength in time to represent the stress intensity increase at the macrocrack tip. Once the macrocrack propagation is initiated, the propagation of the macrocrack is then controlled by the bridging effect of the fibres, which is also assumed to decrease in time due the localized damage of the fibre-matrix interface. The results show that the proposed approach allows simulating macrocrack propagation of SFRC beams under high sustained loadings.

**Keywords:** cracking, fibre reinforced concrete, numerical modelling, propagation, time-dependant behaviour

## 6.2 Introduction

Cracking is a major issue for many concrete structures. To meet the growing challenges of sustainability, it is necessary to control and anticipate cracking problems. The calculation of the evolution of cracking over time in plain ordinary concrete (OC) and in steel fibre reinforced concrete (SFRC) to evaluate structures lifetime is important for safety and durability issues. Crack growth and propagation under sustained is definitely a challenge. Nonlinear models allowing such prediction offer promising perspectives. Several models have been proposed in the past to simulate the macroscopic time-dependent behaviour in quasi-brittle materials such as plain ordinary concrete (Bazant *et al.* 1974, Zhou *et al.* 1992, Barpi *et al.* 1999, Van Zijl *et al.* 2001, Benboudjema *et al.* 2005, Chaimoon *et al.* 2008, Di Luzio 2009, Sellier *et al.* 2012, Sarkhosh *et al.* 2013). Generally, these approaches combine rheological models that define the kinetics of creep and damage or discrete crack models.

This paper presents a simple approach to simulate the mechanical consequences of the physical mechanisms inducing crack propagation in cracked SFRC beams under high sustained loadings. The proposed approach is based on a probabilistic discrete cracking model that has been constantly developed since the late 1980 (Rossi *et al.* 1987, Rossi *et al.* 1992, Tailhan *et al.* 2010, Tailhan *et al.* 2013, Rossi *et al.* 2014, Rossi *et al.* 2015, Tailhan *et al.* 2015) and a recent improvement of the model to take into account crack propagation in plain ordinary concrete subjected to high sustained loadings (Rossi *et al.* 2013).

Although several experimental studies regarding the cracked behaviour of SFRC under sustained loading are available in the literature (Granju *et al.* 2000, Bernard 2004, MacKay *et al.* 2004, Barragán *et al.* 2008, Boshoff *et al.* 2009, Zerbino *et al.* 2012, Daviau-Desnoyers *et al.* 2015), the proposed numerical model is based on the conclusions of recent experimental investigations on the cracked behaviour of ordinary plain concrete and steel fibre reinforced concrete beams under high sustained bending loadings (Rossi *et al.* 2014, Daviau-Desnoyers *et al.* 2015). The main observations of these investigations are:

- at high sustained loadings, the secondary creep deflection corresponding to the linear evolution of the deflection in time is the consequence of crack propagation;

- the physical mechanisms at the origin of the crack propagation are the same for both OC and SFRC.

The physical mechanisms occurring in the cement matrix can be summarized as follows. At the beginning of the sustained loading, drying shrinkage occurs in the material surrounding the macrocrack and in the fracture process zone formed by microcracks at the front tip of the macrocrack (Rossi *et al.* 1994, Rossi *et al.* 2012). Hence, water and vapour transfer from the material porosity to the microcracks and the macrocrack, which induce a drying shrinkage process that has the following consequences:

- the macrocrack opening increases under sustained loading, which is characterised by a deflection increase;
- the confinement of the microcracking zone induces the reclosing of some microcracks at the macrocrack tip, and thus preventing the propagation of cracking.

Concurrently, new microcracks are created in the fracture process zone due to local drying shrinkage around the initial microcracks, thus inducing stress redistributions. There is a competition between the creation of these new microcracks and the reclosing of previous microcracks created during the static loading. Therefore, the propagation of the macrocrack resulting from the localization of new microcracks at the macrocrack front tip occurs once the opened microcracks created during the sustained loading become more numerous than the closed ones. Based on fracture mechanics, the macrocrack propagation is the direct result of the increase of tensile stress concentrations at the macrocrack front tip. Therefore, the localization of microcracks becomes easier as the stress concentration at the macrocrack tip increases and provokes a continuous and controlled propagation of the macrocrack. Despite the physical mechanisms at the origin of the crack propagation being the same for both OC and SFRC, the mechanism contributing to the stabilization of the macrocrack propagation towards an asymptote is however different:

- For OC, the crack propagation stabilization is the direct result of the drying shrinkage in the fracture process zone. Once the macrocrack reaches a critical length, the stress

concentrations become too important to be controlled by the induced self-drying shrinkage at the macrocrack tip.

- For SFRC, the crack propagation control is the direct result of the bridging action of the steel fibres. As a matter of fact, the drying shrinkage also exists in the fracture process zone related to the crack propagation. However, its participation in the stabilization of the crack propagation is small in comparison to the contribution of the bridging action of the steel fibres on the control of the macrocrack propagation.

In short, once the macrocrack reaches a critical length, the stress concentrations become too important to be controlled by the induced self-drying shrinkage in OC or by fibres in SFRC. This leads to an unstable propagation of the macrocrack known as the tertiary creep phase.

This paper presents the development of a numerical model to simulate crack propagation in SFRC structures subjected to high sustained loadings. This paper is divided in four sections. First, a recall of the probabilistic discrete cracking model used to simulate the quasi-static behaviour of SFRC is presented. Secondly, the modelling approach to adapt the probabilistic discrete cracking model to simulate the physical mechanisms at the origin of crack propagation of SFRC under high sustained loading is presented. Thirdly, the parameters of this modelling approach are calibrated with the experimental results of small cracked SFRC beams submitted to high sustained loading. Lastly, the model is validated with the simulation of large cracked SFRC beams submitted to high sustained loading, using the parameters previously determined.

### **6.3 Recall of the Probabilistic Discrete Cracking Model of SFRC**

The probabilistic discrete cracking model of SFRC has been previously presented and validated with quasi-static tests that failed in bending and in shear (Rossi *et al.* 2015, Tailhan *et al.* 2015). The model is based on three main physical evidences that have been observed experimentally:

- Concrete is a heterogeneous material in which the heterogeneities can be modeled through a random spatial distribution of mechanical properties considered as dominant in the cracking process, namely the Young's modulus and the tensile strength (Rossi *et al.* 1987);

- Scale effects of concrete cracking are taken into account by the fact that mechanical properties of the material such as the tensile strength depend on the size of the mesh elements chosen for the finite element analysis (Rossi *et al.* 1987, Rossi *et al.* 1994). In contrast, the average post-cracking energy is considered independent of scale effects (Rossi 2012).
- Cracking is explicitly treated through the creation of random kinematic discontinuities, which provides access to quantitative information on the cracking state (number of cracks, opening and spacing). Numerically speaking, these cracks are represented by interface elements.

The crack initiation criterion may be summarized as following: the interface element opens when the normal tensile stress at the centre of the interface element reaches a critical value. The critical value corresponds to the tensile strength of the material probabilized through a Weibull distribution function (Tailhan *et al.* 2010). This critical value depends on the total volume of the two volumetric elements interfaced by the considered interface element. This means that the stress and the rigidity of the interface element briefly become equal to zero until the bridging effect of the fibres takes over. The criterion of crack creation is schematically presented in Figure 6.1.

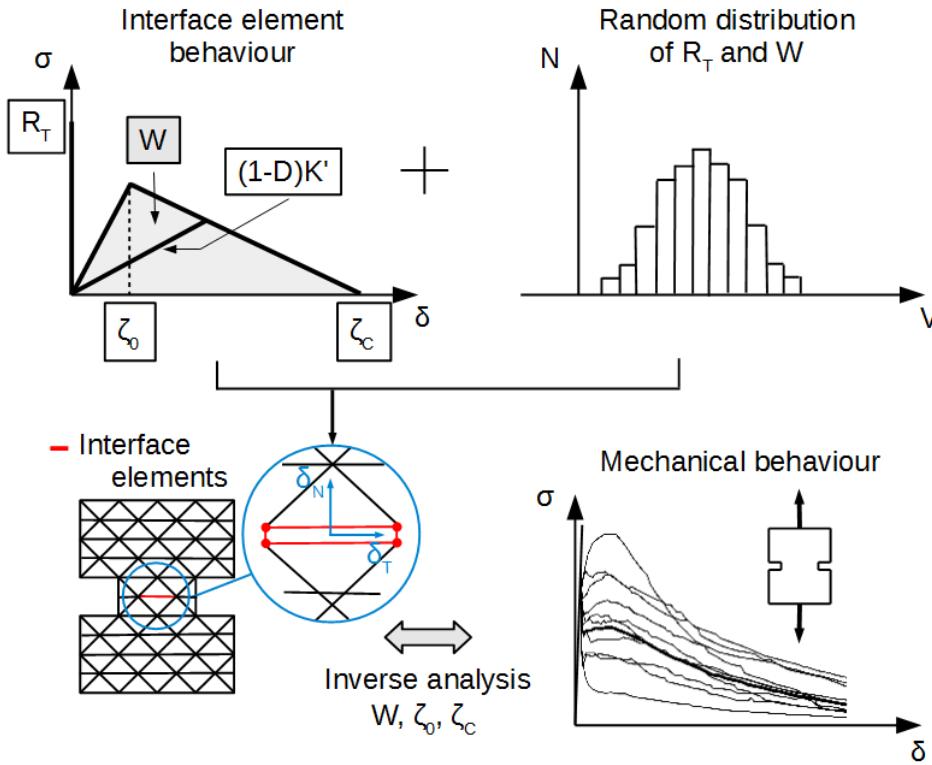


Figure 6.1 : Probabilistic modelling of SFRC

Therefore, the creation of cracks in the cement matrix is represented by an elastic perfectly brittle behaviour, whereas the bridging effect of the fibres is described by the following modelling approach.

Normal and tangential stresses in the interface element linearly increase with normal and tangential displacements when a “broken” interface element re-opens to take into account the elastic effect of the fibres inside the crack. Physically speaking, the rigidity of the fibres (inside the cracks) is more important in tension than in shear. Thus, the interface element rigidity is considered different for normal and tangential displacements. In 2D, normal and tangential rigidities of the interface element are  $K_n'$  and  $K_t'$  respectively. The post-cracking elastic behaviour exists until it reaches a threshold value,  $\zeta_0$ , related to the normal displacement (Figure 6.1). Once this limit value is reached, the mechanical behaviour of the interface element changes. The normal stress is considered as linearly decreasing with the normal displacement in order to take into account the damage of the bond between the concrete and the fibre, and fibre pullout. The decreasing evolution is obtained by a damage model.

Finally, the interface element is considered definitively broken when the normal displacement reaches a threshold value,  $\zeta_c$  (Figure 6.1). This value corresponds to the state where the effect of fibres is considered negligible. It is determined from a uniaxial tensile test. At this point, its normal and tangential rigidities are set to zero.

The post-cracking energy dissipated by the bridging effect of the fibres is considered randomly distributed on the mesh elements. The random distribution is a log-normal distribution function with a mean value independent of the mesh elements size (Rossi 2012) and a standard deviation that is due to the heterogeneity of the material increasing as the mesh elements size decreases. To model a given structural element, the distribution function is determined in the following manner:

- The mean value is directly obtained experimentally from a certain number of uniaxial tensile tests on notched specimens, more specifically from the load-crack opening experimental curves.
- The standard deviation, which depends on the mesh elements size, is determined by an inverse analysis approach that consists of simulating the uniaxial tests with different element mesh sizes. As the mean value of the post-cracking energy is known from the experimental results, several numerical simulations are realized for each mesh size to determine the standard deviation that best fits the experimental results. The inverse analysis approach thus allows finding a relation between the standard deviation and the finite element mesh size.

The threshold parameters  $\zeta_0$  and  $\zeta_c$  are determined by an inverse analysis approach to best fit the simplified triangular stress-displacement curve representing the post-cracking energy (Figure 6.1) to the experimental tensile softening curve.

Figure 6.1 presents the numerical mechanical behaviour adopted to represent the experimental post-cracking behaviour. Only the normal stress - normal displacement curve is considered in this figure.

The constitutive relations that summarize the model are essentially given by:

$$\begin{Bmatrix} \sigma \\ \tau \end{Bmatrix} = (1 - D) \begin{bmatrix} K_n' & 0 \\ 0 & K_t' \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_t \end{Bmatrix} \quad (\text{Eq. 6-1})$$

where  $\sigma$  and  $\tau$  denote normal and tangent stresses respectively,  $\delta_n$  and  $\delta_t$  normal and tangent relative nodal displacements,  $K_n'$  and  $K_t'$  normal and tangent stiffnesses.  $D$  is an isotropic damage parameter. This damage parameter is assumed to evolve as a function of the total relative displacement  $\delta$  defined by:

$$\delta = \sqrt{\delta_n^2 + \delta_t^2} \quad (\text{Eq. 6-2})$$

As classically stated by the thermodynamics of irreversible processes and to ensure the positiveness of the dissipation, the damage parameter must satisfy:

$$\dot{D} \geq 0 \quad (\text{Eq. 6-3})$$

As a consequence, the evolution of damage is controlled by a threshold function:

$$F(\delta) = \delta - \zeta \quad (\text{Eq. 6-4})$$

and according to the following conditions:

$$\begin{aligned} \text{if } F(\delta) = 0 \text{ and } \dot{F}(\delta) = 0 \text{ then } \dot{D} > 0 \text{ and } D = f(\zeta) \\ \text{if } F(\delta) < 0 \text{ or if } F(\delta) = 0 \text{ and } \dot{F}(\delta) < 0 \text{ then } \dot{D} = 0 \end{aligned} \quad (\text{Eq. 6-5})$$

where  $F$  defines the damage surface and  $\kappa$  is the actual damage threshold depending on the damage state. Note that, initially,  $\zeta = \zeta_0$  with  $\zeta_0$  being the initial damage threshold. The function  $f(\zeta)$  is then given by:

$$D = f(\zeta) = 1 - \frac{\zeta_0}{\zeta} \left( \frac{\zeta_c - \zeta}{\zeta_c - \zeta_0} \right) \quad (\text{Eq. 6-6})$$

where  $\zeta_c$  is the threshold value at which the mechanical bridging effect of the fibres vanishes. At this stage, both sides of the element can be considered to be completely mechanically independent. Hence, the element behaves as a classical contact element following a Coulomb-like behaviour.

The normal stiffness,  $K'_n$ , can be directly deduced from the value of the random post-cracking energy,  $W$ , of the element:

$$K'_n = \frac{2W}{\zeta_0 \zeta_c} \quad (\text{Eq. 6-7})$$

In order to consider a softer tangential behaviour, the tangential stiffness,  $K'_t$ , is taken as proportional to the normal stiffness considering a coefficient  $\alpha < 1$  such as:

$$K'_t = \alpha K'_n \quad (\text{Eq. 6-8})$$

A value of  $\alpha = 0.3$  was determined from shear tests on SFRC beams (Tailhan *et al.* 2015).

To conclude this review of the adopted numerical modelling approach, the probabilistic discrete cracking model is considered a deterministic approach with probabilized parameters. Following this approach, a simulation presents a single independent response within the possible envelope of responses. Hence, it is necessary to perform a large number of computations to statistically validate the results following a Monte Carlo method. The number of numerical simulations needed is related both to the structural problem and the structural response dispersion. In this way, it is easy to perform a reliability analysis of the structural element.

## **6.4 Implementation of Macrocrack Propagation under High Sustained Loadings in a Probabilistic Discrete Cracking Model of SFRC**

Considering the aforementioned conclusions on the cracked behaviour of ordinary plain concrete (OC) and steel fibre reinforced concrete (SFRC) beams under high sustained bending loadings, it appears that the macrocrack propagation under high sustained loadings may be divided in two stages:

- the initiation of the macrocrack propagation;

- the stable propagation of the macrocrack over a certain length.

In the frame of the probabilistic discrete cracking model, it has been decided to model the mechanical consequences of these two steps instead of the physical mechanisms at their origin.

The first step aims at allowing the initiation of the macrocrack propagation at a sustained loading inferior to the static loading that created the macrocrack. To do so, the adopted approach consists of decreasing the tensile strength of the interface elements in time to simulate stress redistributions around the crack tip due to water transfer and increasing tensile stresses inside the fracture process zone. A more detailed description of the approach is presented later in this section.

Once the propagation is initiated, the second step aims at allowing the stable propagation of the macrocrack over the unstable rupture of the material (tertiary creep phase). As mentioned previously, the control of crack propagation is done by the bridging effect of the fibres. Concurrently to crack propagation, water and vapour transfer from the material porosity to the previously created microcracks in the vicinity of the fibre-matrix interface. Therefore, it is reasonable to assume that the localized damage of the fibre-matrix interface results in a decrease of the post-cracking energy over time.

Experimental results have shown that the time of rupture of a specimen is dependent on its sustained load level (Carpinteri *et al.* 1997, Rossi *et al.* 2014). Therefore, it seems relevant to reproduce the dependency between the decreasing rate of the interface element tensile strength and its load level in the proposed modelling approach. Equation 6-9 presents the relationship between the load level and the time of rupture and is obtained by the linear regression of a semi-logarithmic representation of the experimental results presented in Rossi *et al.* (2014). This regression was determined from experimental flexural creep tests performed at sustained load levels varying between 80 and 88 % of the residual strength of the initial crack opening. Due to the lack of information regarding the dependency between of the sustained load level and the time of rupture of the studied SFRC cement paste, the relationship presented in Equation 6-9 will be used as a basis for this model. In this equation,  $R_{T_0}$  and  $\sigma/R_{T_0}$  represent respectively the tensile strength and the ratio of the stress to the tensile strength of a finite element. Therefore, the ratio of the stress to the tensile strength of a finite element is assumed to represent the experimental macroscopic information provided by load level. A stress to strength ratio  $\sigma/R_{T_0}$  greater or equal to 0.93 leads

to a time of rupture (of a finite element) of one second or less a finite element, whereas the time of rupture at a ratio of 0.74 is approximately one year.

$$t_R = \exp\left(-90.2\left(\frac{\sigma}{R_{T_0}} - 0.93\right)\right) \quad (\text{Eq. 6-9})$$

Equations 6-10 and 6-11 present the tensile strength and the post-cracking energy decreasing functions used in the model to represent the aforementioned consequences of the physical mechanisms. As little information is available regarding the post-cracking energy rate loss at the scale of the fibre, the post-cracking energy is assumed to decrease in a similar manner to the decreasing tensile strength. The quantification of the parameters A and B of Equations 6-10 and 6-11 may be obtained through inverse analysis to best fit the deflection-time experimental results. These parameters allow calibrating the kinetics of crack propagation observed experimentally at the macroscopic scale to the microscopic scale, hence at the scale of a finite element.

$$R_T = R_{T_0} \left(1 - \frac{A \cdot t}{t_R}\right) \quad (\text{Eq. 6-10})$$

$$W = W_0 \left(1 - \frac{B \cdot t}{t_R}\right) \quad (\text{Eq. 6-11})$$

In order to advance in time, the modelling approach is based on a critical element concept. In this approach, the most critical element at the current increment is considered to be the element that has the smallest time of rupture  $t_R$ . The crack criterion of that critical element is then activated and the post-cracking energy is reduced (Equation 6-11). Once reduced, the post-cracking energy of that critical element is fixed in time, thus does not decrease in the next time increments. Hence, the post-cracking energy of previous critical elements does not decrease in time after it has been reduced at the same time as the tensile strength. The time step increment is thus defined by the time of rupture of the critical element.

## 6.5 Parameter Calibration of the Probabilistic Discrete Cracking Model

The experimental results presented in Daviau-Desnoyers *et al.* (2015) were used to validate the physical and mechanical assumptions of the model. Moreover, the experimental results on small cracked SFRC beams submitted to high sustained loading were used to quantify by inverse analysis the parameters of the probabilistic discrete cracking model.

The experimental study presents the bending behaviour of cracked SFRC beams under high sustained loadings. The mix used in the experimental program was a self-compacting SFRC, with a 70 MPa nominal compressive strength and a Young's modulus of 35800 MPa at 28 days. The mix contained Portland cement, sand, aggregates with a diameter varying from 2.5 to 10 mm, high-range water-reducing admixture, water, and 80 kg/m<sup>3</sup> ( $\pm 1\%$ -volume) of 30 mm long and 0.55 mm in diameter hooked end steel fibres (Dramix ZP-305).

Four-point bending tests were performed on notched beams measuring 225 x 75 x 700 mm with a 200 mm span between the loading points and a 600 mm span between the beam supports. The beams were pre-cracked in monotonic loading to create an initial crack ( $w_0$ ) before they were submitted to bending sustained loadings. The sustained loadings corresponded to percentages of the static load required to pre-crack the specimens up to the given initial crack width ( $P_0$ ). All beams were either pre-cracked to an initial crack opening of 0.5 or 0.7 mm.

During the sustained loading intervals, unloading-reloading cycles were performed to evaluate the elastic compliance evolution of the beams. The compliance should be understood as an indicator of the length of a fictitious crack that would be mechanically equivalent to the real crack and its fracture process zone (Rossi 1988, Hu *et al.* 1990, Xu *et al.* 1999). Therefore, the elastic compliance may be interpreted as a measure of the crack propagation during the sustained loading intervals.

### 6.5.1 Characterization of the tensile behaviour of SFRC

Figure 6.2 shows the finite element mesh and the boundary conditions used for the numerical simulations of the tensile behaviour of the SFRC. The tensile tests were performed on notched dog-bone shaped specimens.

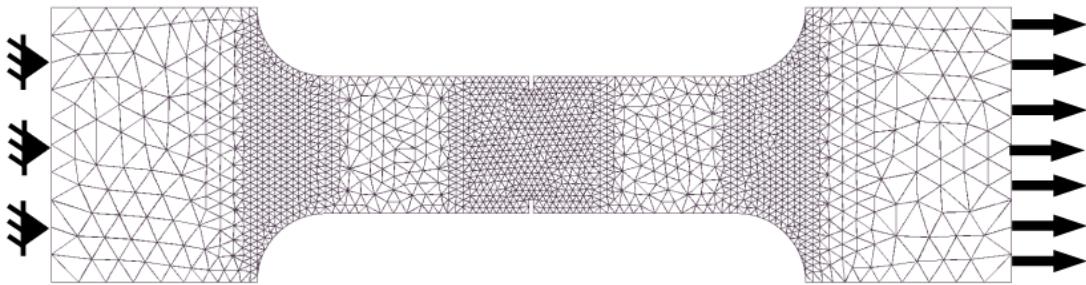


Figure 6.2 : Finite element mesh of the tensile test on notched specimens

Figure 6.3 presents the comparison of the tensile stress – displacement responses obtained in uniaxial tensile tests and in numerical simulations. Six numerical simulations are compared to five experimental results. The experimental hardening post-cracking behaviour appearance of the experimental results on notched tensile specimens may be explained by the fact that the probability of encountering well oriented fibres on the path of the governing macrocrack is greater than notched-free specimens. Therefore, this type of post-cracking behaviour is not representative of the post-cracking behaviour that could be observed from core specimens in a structural element. The average tensile strength and the standard deviation related to the mesh size were 6.5 and 1.4 MPa. The set of parameters found by inverse analysis best fitting the experimental uniaxial tensile test results is the following:

- Numerical post-cracking energy standard deviation : 1.9 MPa·mm
- $\zeta_0 = 0.01$  mm
- $\zeta_c = 2.5$  mm

Figure 6.3 shows a good agreement between the experimental results and the numerical simulations in the 0 to 1.5 mm crack width range of interest. Therefore, the aforementioned parameters were selected to simulate the bending behaviour of the beams.

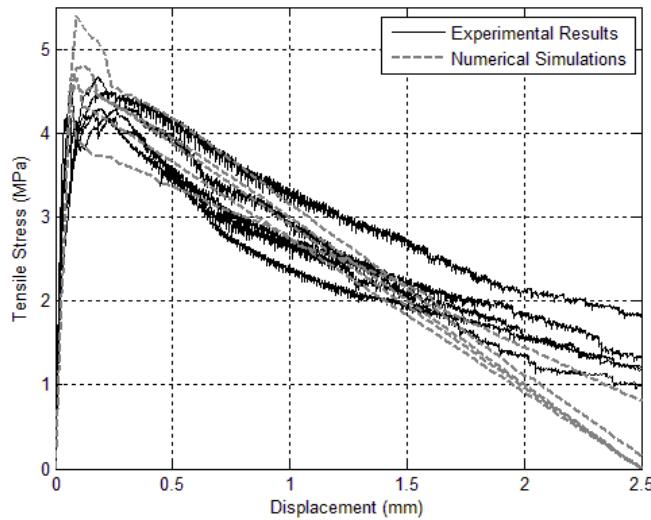


Figure 6.3 : Tensile stress – displacement responses of the uniaxial tensile tests and numerical simulations on notched specimens

### 6.5.2 4-point bending tests of small beams – quasi-static and sustained loading

Figure 6.4 shows the finite element mesh and the boundary conditions used for the numerical simulations of the static 4-point bending tests and the macrocrack propagation under high sustained loading simulations. Generally, the transfer beam is not included as part of the numerical simulation. However, it is required when two different load controls are used in a single simulation. Indeed, displacement control was used to pre-crack the specimen up to the initial crack opening. The specimen is then completely unloaded and subsequently reloaded in load control to a percentage of  $P_0$  at which the load is maintained constant over time. The lack of symmetry in the crack pattern created by the random strength distribution makes the simulation of the transfer beam necessary to reproduce the experimental boundary conditions of the flexural creep test. The transfer beam is used to transfer the load from its point of application to both loadings points on the beam. Omitting to take into account the transfer beam while reloading the specimen in load control would modify the stress field due to the lack of symmetry of the crack pattern resulting in dissymmetric rigidities at the loading points.

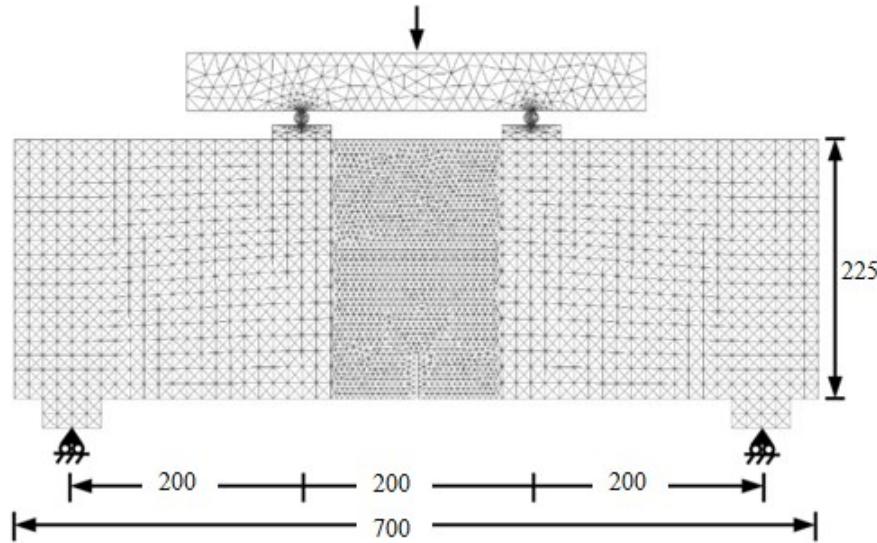


Figure 6.4 : Finite element mesh of the 4-point bending test on the small beams

Figure 6.5 presents the experimental and numerical static load – deflection responses of 4-point bending static tests. Six numerical simulations are compared with three experimental results. All experimental flexural creep tests presented in Daviau-Desnoyers *et al.* (2015) show peak values similar to the quasi-static experimental results. Figure 6.5 shows a good agreement between the experimental results and the numerical simulations.

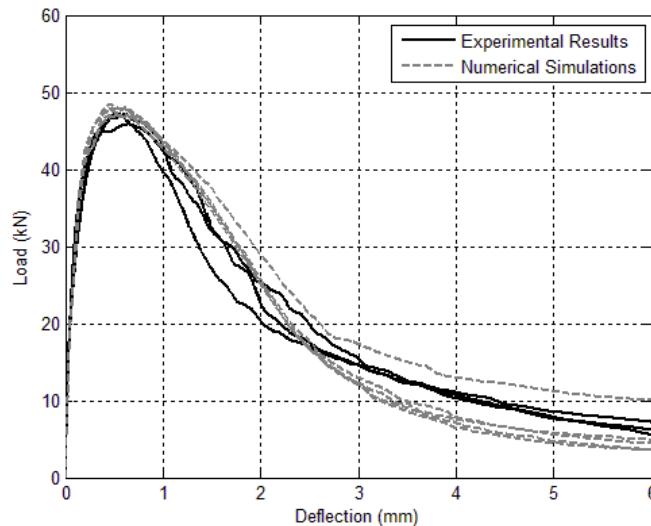


Figure 6.5 : Static load - deflection responses of 4-point bending tests on the small beams

Figure 6.6 illustrates schematically the numerical loading history to reproduce the initial experimental pre-crack and the sustained loading of the flexural creep tests. As shown on the figure,

the beam is initially loaded until the crack opening reaches the given initial crack opening,  $w_0$ . The beam is then completely unloaded elastically, and reloaded to a given sustained loading level,  $P/P_0$ , upon which the load is maintained constant in time. It should be noted that the numerical model does not currently account for residual deformations or cyclic damage. Therefore, the comparison between the numerical simulations and the experimental results will be made solely on the stable crack propagation phase.

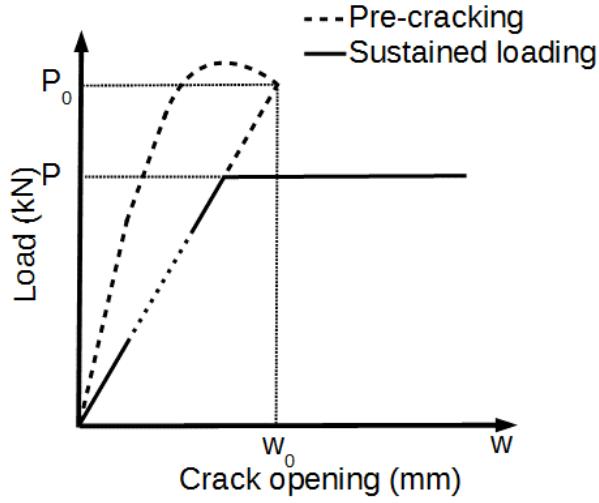


Figure 6.6 : Numerical loading history

Figure 6.7 presents deflection-time results of three flexural creep tests and three numerical simulations performed at an initial pre-crack of 0.7 mm and a sustained load level of 85 %. The experimental results show dispersion in both the initial deflection at the application of the sustained load and the time of rupture. The experimental initial deflection dispersion may be explained by the dispersion of the residual deflection upon unloading, where the time of rupture is due to crack propagation resulting from the aforementioned mechanisms. The numerical simulations show a comparable dispersion of the deflection-time response in terms of both the amplitude and the time of rupture.

Figure 6.8 presents the corresponding crack opening-time results of the experimental flexural creep tests and the numerical simulations. The numerical model seems to underestimate the amplitude of the crack opening, while the evolution of the crack opening is in good agreement with the experimental results. In fact, the amplitude of the crack opening simulations may be considered

within the expected dispersion of the material assuming that the dispersion of the deflection and the crack opening experimental results is comparable.

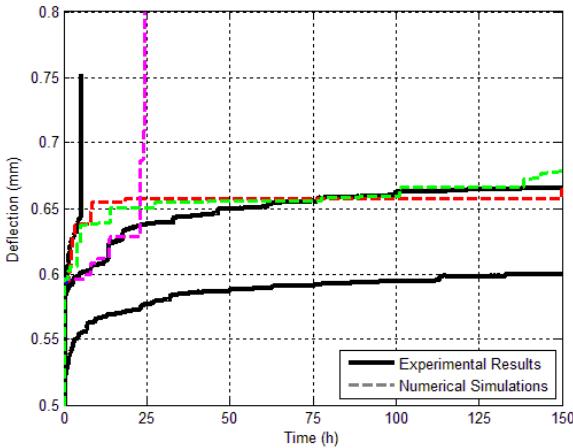


Figure 6.7 : Deflection-time responses of the flexural creep tests and numerical simulations of the small beams

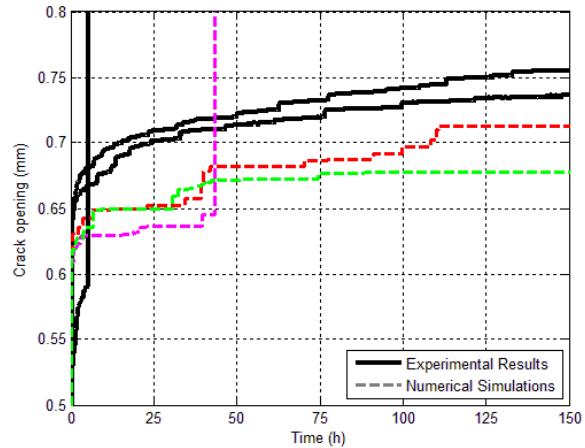


Figure 6.8 : Crack opening-time responses of the flexural creep tests and numerical simulations of the small beams

Figures 6.7 and 6.8 show that the chosen approach effectively represents the mechanical consequences of the mechanisms inducing crack propagation under sustained loading. The numerical model confirms that macrocrack propagation under high sustained loadings may be simulated using the aforementioned physical mechanisms. A and B were respectively found to be  $1.0 \times 10^5$  and  $2.0 \times 10^5$ . Therefore, the parameters A and B identified by inverse analysis were used to validate the numerical model on a full-scale structural element.

## 6.6 Validation of the Numerical Model

The experimental results presented in Daviau-Desnoyers *et al.* (2015) were used to validate the proposed numerical model. The experimental study presents the bending behaviour of large scale cracked SFRC beams measuring 600 x 200 x 4000 mm under high sustained loadings. In order to preserve the representativeness of the tests performed at different scales, the concrete mix, the boundary conditions and the testing procedure were identical to the ones presented previously in the experimental study on small beams measuring 225 x 75 x 700 mm.

### 6.6.1 Characterization of the tensile behaviour of SFRC

The finite element mesh and the boundary conditions used for the numerical simulations of the tensile behaviour of the SFRC are identical to those presented in Figure 6.2. The tensile tests were performed in that case on notched-free dog-bone shaped specimens to better represent the tensile behaviour of the notched-free large beams. Figure 6.9 presents a comparison of the tensile stress – displacement responses of the uniaxial tensile tests and the numerical simulations. Six numerical simulations are compared to three experimental results. The average tensile strength and the standard deviation related to the mesh size were 7.0 and 1.4 MPa. The set of parameters found by inverse analysis best fitting the experimental uniaxial tensile test results is the following:

- Numerical post-cracking energy standard deviation : 2.1 MPa·mm
- $\zeta_0 = 0.1$  mm
- $\zeta_c = 3.0$  mm

This set of parameters differs from the parameters identified in the previous section. As mentioned previously, this is due to the fact that notched-free tensile specimens have a greater probability of encountering badly oriented fibres on the path of the governing macrocrack than notched specimens. Therefore, this set of parameters is probably more representative of actual structural elements. Using these parameters, the quasi-static bending behaviour of the large scale SFRC beam was simulated.

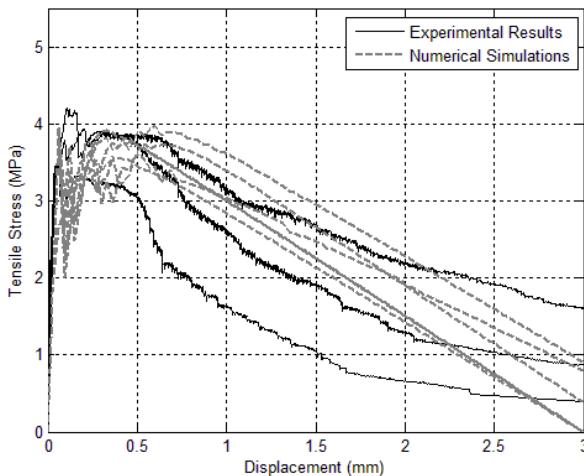


Figure 6.9 : Tensile stress – displacement responses of the uniaxial tensile tests and numerical simulations on notched-free specimens

## 6.6.2 4-point bending tests of large scale beams – quasi-static and sustained loading

The finite element mesh of the full-scale beam and the boundary conditions are shown in Figure 6.10.

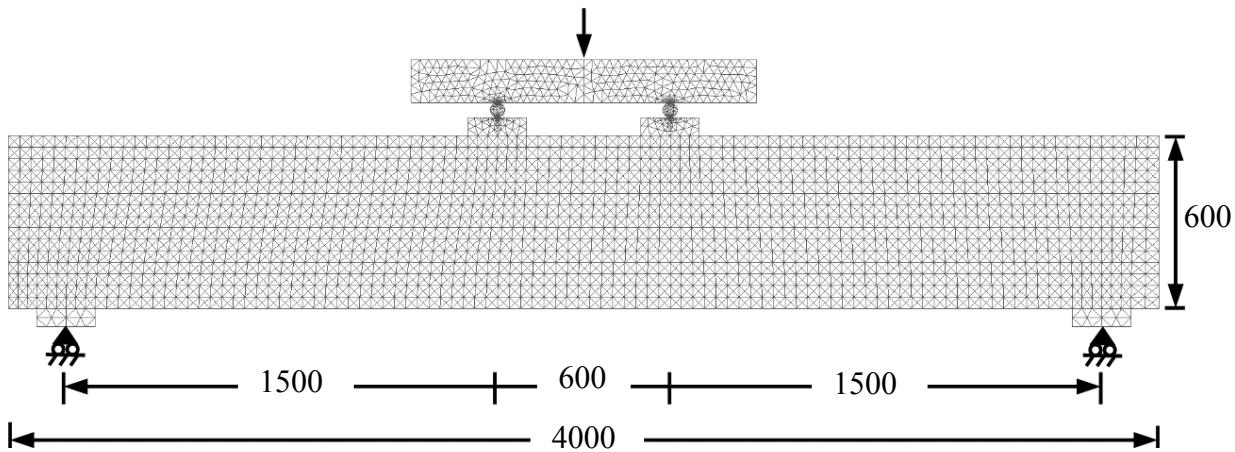


Figure 6.10 : Finite element mesh of the 4-point bending test on the full-scale beams

Figure 6.11 presents the static load-deflection responses of experimental bending test under high sustained loading. The experimental response includes the pre-cracking cycle to a maximum crack opening width ( $w$ ) of 0.5 mm and the first 7-day period of sustained loading, at a load level ( $P/P_0$ ) corresponding to 60 % of the load measured at  $w = 0.5$  mm.

Figure 6.11 also shows the numerical responses of the 4-point static bending behaviour of the beam during the pre-cracking cycle to a maximum crack opening of 0.5 mm. The figure shows good agreement between the experimental result and the numerical simulations in terms of stiffness and peak load up to a deflection of approximately 4.75 mm corresponding to a maximum crack opening of 0.5 mm. Moreover, Figure 6.11 shows that the simulation of the unloading part of the pre-cracking cycle is linear elastic. Consequently, residual deformations are not considered in the actual model.

Figure 6.12 presents the simulation of the application of the sustained loading and the first 7-day period of sustained loading. It also shows the experimental load-deflection response of the pre-cracking cycle to a maximum crack opening width ( $w$ ) of 0.5 mm and the first 7-day period of sustained loading of the large beam. As mentioned previously, the model does not account for residual deformations. Upon the application of the sustained loading, the numerical damage state

of the beam is not comparable to the experimental damage state. Therefore, the model underestimates both the deflection and crack openings at the beginning of the sustained loading period. Reasoning in terms of stress intensity allows circumventing this problem. The load level required to initiate macrocrack propagation was thus determined by inverse analyse to best fit the first 50 hours of the experimental deflection-time response corresponding to the initiation phase of the crack propagation, and not the stable crack propagation phase corresponding to the linear evolution of the deflection in time. Figure 6.12 shows that the numerical sustained loadings must be slightly increased in order to reflect the experimental stress intensity at the macrocrack tips.

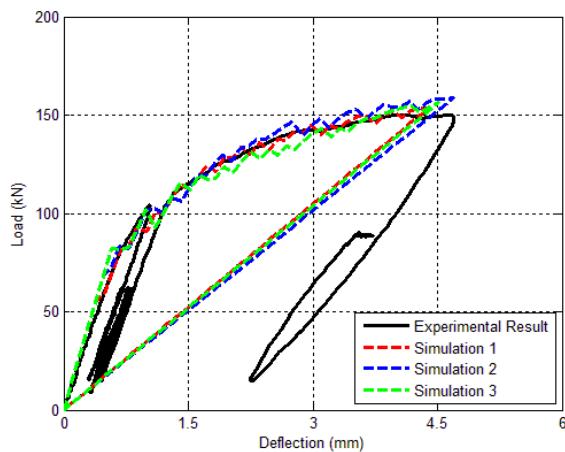


Figure 6.11 : Load - deflection responses of the experimental and numerical pre-cracking cycle of the large beams

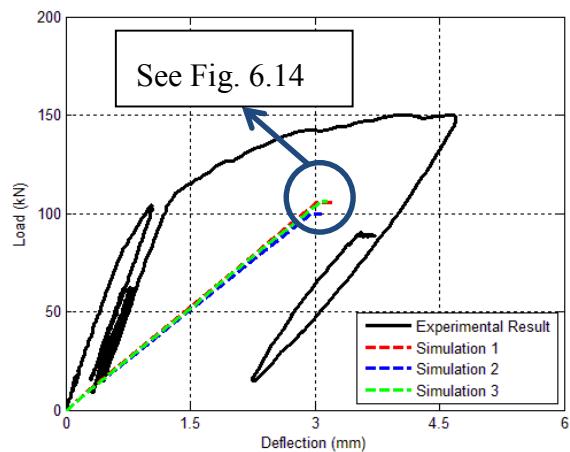


Figure 6.12 : Numerical loading histories of the bending simulations under high sustained loading on the large beam

Figure 6.13 presents an example of a numerical crack pattern observed immediately after the pre-cracking cycle and the corresponding experimental crack pattern. The figure shows that the visible experimental crack pattern (cracks wider than 0.1 mm) is comparable to the numerical crack pattern with a filter at 0.1 mm in terms of the number of cracks. The figure shows 5 and 7 cracks respectively on the experimental and numerical crack pattern. The difference of crack lengths between the experimental and the numerical crack pattern may be explained by the fact that cracks become visible to the human eye somewhere between 0.06 and 0.1 mm depending on the specimen surface conditions.

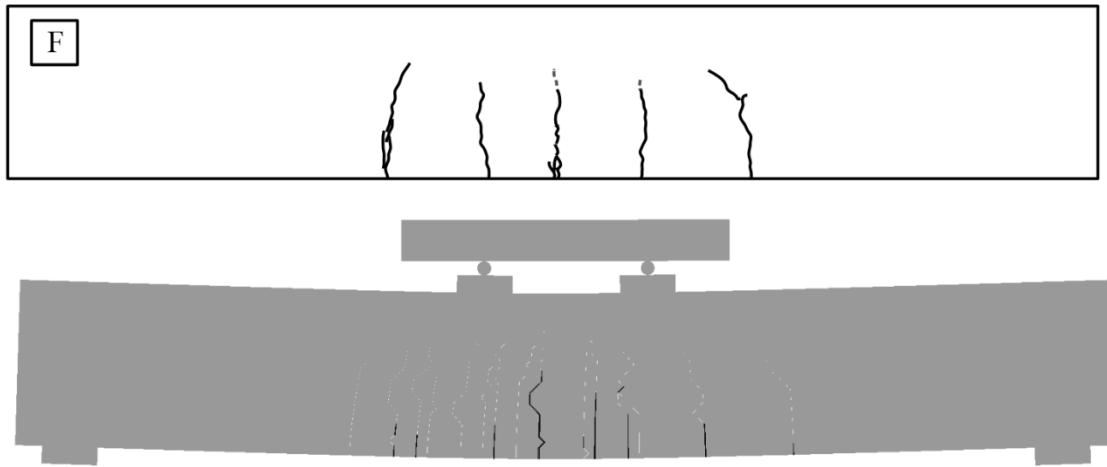


Figure 6.13 : Experimental and numerical crack patterns of the large beam at a maximum crack opening of 0.5 mm

Figure 6.14 presents the experimental and numerical relative deflection-time responses in which the elastic portion of the deflection due to the loading is removed from the deflection results. The initiation of the crack propagation and the stable crack propagation phases are also shown on this figure. The simulations show a general tendency comparable to the experimental result in terms of the amplitude and the kinetics of deflection. The staircase shape of the numerical curve comes from the localized approach of the model. As mentioned earlier, the post-cracking energy does not decrease in time after it has been reduced concurrently to the tensile strength reduction. A possible way to smooth the results would be to consider that the post-cracking energy of all previously critical elements gradually decreases in time, with a slower rate of decrease than the initial decreasing rate. A second way to smooth the numerical results would be to use a finer mesh. However, the calculation time would increase the calculation time.

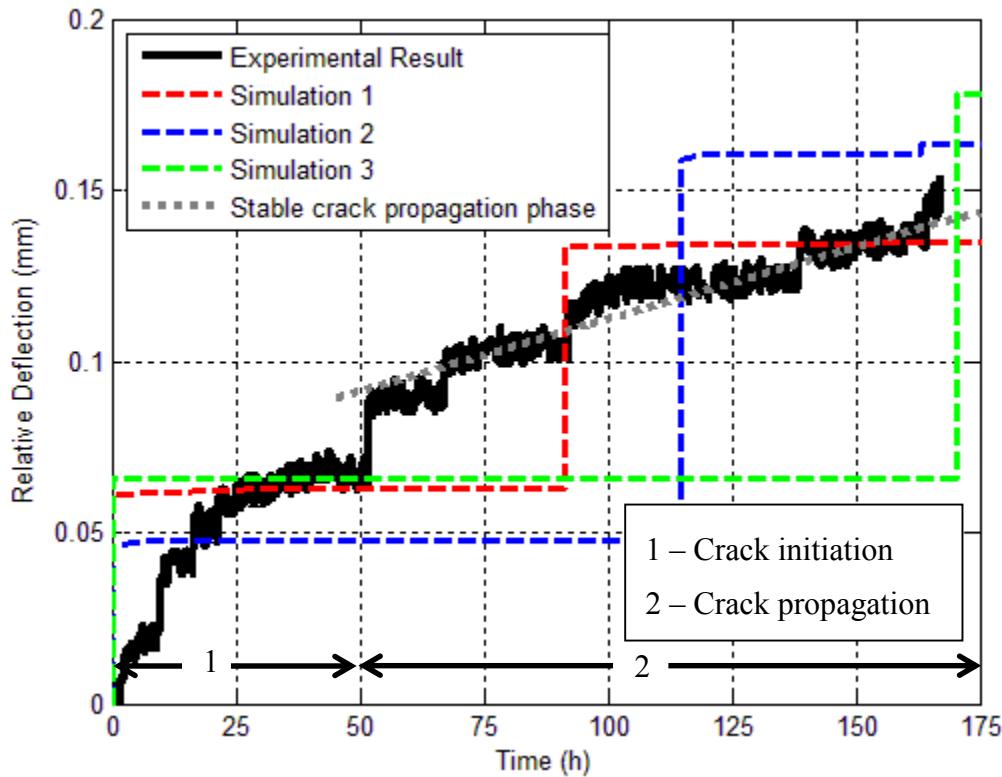


Figure 6.14 : Deflection-time responses of the experimental bending test and simulations under high sustained loading on the large beam

## 6.7 Conclusions

This paper presents the implementation of macrocrack propagation in SFRC under high sustained loadings in a probabilistic discrete cracking model. Crack propagation under high sustained loadings was divided into two parts:

- the initiation of the macrocrack propagation;
- the stable propagation of the macrocrack over a certain length.

To initiate the propagation of a macrocrack under high sustained loadings, a simple approach consisting of decreasing the tensile strength in time has been implemented to represent the stress intensity increase at the macrocrack tip. Once the macrocrack propagation is initiated, the propagation of the macrocrack is then controlled by the bridging effect of the fibres, which is also assumed to decrease in time due the localized damage of the fibre-matrix interface.

The numerical model has been used to simulate the macrocrack propagation of three small beams pre-cracked at 0.7 mm and loaded at a sustained load level of 85 %. The parameters calibrated on the small beams by inverse analysis were then used to simulate macrocrack propagation of large scale SFRC beams under high sustained loads. The results show that the proposed approach allows simulating macrocrack propagation of SFRC beams of various sizes under high sustained loadings. The numerical study also shows that it is possible to simulate the crack propagation of large SFRC beams under high sustained loadings using the tensile strength and post-cracking energy reduction kinetics. Therefore, the numerical simulations show that scale effects do not influence the kinetics of crack propagation of SFRC under high sustained loadings.

Finally, further development of the model will be necessary to include cyclic residual deformations induced by the pre-cracking step and by the loading cycles performed to evaluate the elastic compliance throughout the duration of the experimental test.

## 6.8 References

- [1] Sarkhosh R, Walraven JC, Den Uijl JA. Time-Dependent Behavior of Cracked Concrete Beams Under Sustained Loading. In: Van Mier JGM, Ruiz G, Andrade RC, Zhang Y, Zhang XX, editors. FraMCoS-8. Spain2013.
- [2] Barpi F, Chille F, Imperato L, Valente S. Creep induced cohesive crack propagation in mixed mode. In: Durban D, Pearson, J.R.A., editor. Non-Linear Singularities in Deformation and Flow. Netherlands: Kluwer Academic Publishers; 1999. p. 155-68.
- [3] Bazant ZP, Wu ST. Rate type creep law of aging concrete based on Maxwell chain. Materials and Structures. 1974;7(37):45-60.
- [4] Van Zijl GPAG, De Borst R, Rots JG. The role of crack rate dependence in the long-term behaviour of cementitious materials. International Journal of Solids and Structures. 2001;38:5063-79.
- [5] Zhou FP, Hillerborg AE. Time dependent fracture of concrete: testing and modelling. In: Bazant ZP, editor. Fracture Mechanics Concrete Structures. Netherlands1992. p. 906-11.
- [6] Di Luzio G. Numerical Model for Time-Dependent Fracturing of Concrete. Journal of Engineering Mechanics ASCE. 2009;135(7):632-40.

- [7] Chaimoon K, Attard MM, Tin-Loi F. Crack propagation due to time-dependent creep in quasi-brittle materials under sustained loading. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 2008;197(21-24):1938-52.
- [8] Sellier A, Buffo-Lacarriere L, Multon S, Vidal T, Bourbon X. Nonlinear Basic Creep and Drying Modelling. *Numerical Modelling Strategies for Sustainable Concrete Structures (SSCS 2012)*. Aix-en-Provence2012.
- [9] Benboudjema F, Meftah F, Torrenti J-M. Interaction between drying, shrinkage, creep and cracking phenomena in concrete. *Engineering Structures*. 2005;27:239-50.
- [10] Rossi P, Richer S. Numerical Modelling of Concrete Cracking Based on a Stochastic Approach. *Materials and Structures*. 1987;20(119):334-7.
- [11] Rossi P, Wu X. Probabilistic model for material behaviour analysis and appraisement of concrete. *Magazine of Concrete Research*. 1992;44(161):271-80.
- [12] Rossi P, Daviau-Desnoyers D, Tailhan J-L. Analysis of Cracking in Steel Fibre Reinforced Concrete (SFRC) Structures in Bending using Probabilistic Modelling. *Structural Concrete, Journal of the fib*. 2015.
- [13] Rossi P, Tailhan J-L, Daviau-Desnoyers D. Numerical modelling of cracking in Steel Fibre Reinforced Concretes (SFRC) structures In: Nenad Bicanic HM, Gunther Meschke, René de Borst, editor. *Euro-C 2014 : Computational Modelling of Concrete Structures*. St. Anton am Arlberg: CRC Press; 2014. p. 463-71.
- [14] Tailhan J-L, Dal Pont S, Rossi P. From Local to Global Probabilistic Modeling of Concrete Cracking. *Annals of Solid and Structural Mechanics*. 2010;1:103-15.
- [15] Tailhan J-L, Rossi P, Daviau-Desnoyers D. Probabilistic numerical modelling of cracking in steel fibre reinforced concretes (SFRC) structures. *Cement and Concrete Composites*. 2015;55:315-21.
- [16] Tailhan J-L, Rossi P, Phan TS, Rastiello G, Foulliaron J. Multi Scale Probabilistic Approaches and Strategies for the Modelling of Concrete Cracking. In: Van Mier JGM, Ruiz G, Andrade RC, Zhang Y, Zhang XX, editors. *VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS-8)*. Portugal2013.

- [17] Rossi P, Tailhan J-L. Note interne - Extension du modèle probabiliste de fissuration semi-explicite vis-à-vis d'une sollicitation maintenue constante dans le temps. Paris, France: IFSTTAR; 2013.
- [18] Granju J-L, Rossi P, Chanvillard G, Mesureur B, Turatsinze A, Farhat H, et al. Delayed behaviour of cracked SFRC beams. Fifth RILEM symposium on fibre-reinforced concrete (FRC). Lyon2000. p. 511-20.
- [19] Bernard ES. Creep of cracked fibre reinforced shotcrete panels. Shotcrete: More Engineering Developments Proceedings of the Second International Conference on Engineering Developments in Shotcrete. Carins, Queensland, Australia: Routledge, USA; 2004. p. 47-59.
- [20] MacKay J, Trottier J-F. Post-crack creep behavior of steel and synthetic FRC under flexural load. 2nd Intern Conference on Engineering Developments in Shotcrete. Australia2004. p. 183-92.
- [21] Barragán BE, Zerbino RL. Creep behaviour of cracked steel fibre reinforced concrete beams. BEFIB 2008: 7th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete: RILEM Publications SARL; 2008. p. 577-86.
- [22] Zerbino RL, Barragán BE. Long-Term Behavior of Cracked Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams under Sustained Loading. ACI Materials Journal. 2012;109(M22):215-24.
- [23] Boshoff WP, Mechtcherine V, Van Zijl GPAG. Characterising the time-dependant behaviour on the single fibre level of SHCC: Part 1: Mechanism of fibre pull-out creep. Cement and Concrete Research. 2009;39:779-86.
- [24] Daviau-Desnoyers D, Charron J-P, Massicotte B, Rossi P, Tailhan J-L. Characterization of the Propagation of a Macrocrack under Sustained Loading in Steel Fibre Reinforced Concrete. Accepted in Materials and Structures. 2015.
- [25] Rossi P, Boulay C, Tailhan J-L, Martin E, Daviau-Desnoyers D. Macrocrack propagation in a concrete specimen under sustained loading: study of the physical mechanisms Cement and Concrete Research. 2014;63:98-104.
- [26] Rossi P, Godart N, Robert J, Gervais J, Bruhat D. Investigation of the basic creep of concrete by acoustic emission. Materials and Structures. 1994;27(9):510-4.

- [27] Rossi P, Tailhan J-L, Le Maou F, Gaillet F, Martin E. Basic creep behavior of concretes investigation of the physical mechanisms by using acoustic emission. *Cement and Concrete Research*. 2012;42(63-71).
- [28] Rossi P, Wu X, Le Maou F, Belloc A. Scale effect on concrete in tension. *Materials and Structures*. 1994;27:437-44.
- [29] Rossi P. Experimental Study of Scaling Effect Related to Post-Cracking Behaviours of Metal Fibres Reinforced (MFRC). *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 2012;16(10):1261-8.
- [30] Carpinteri A, Valente S, Zhou F, Ferrara G, Melchiorri G. Tensile and flexural creep rupture tests on partially-damaged concrete specimens. *Materials and Structures*. 1997;30(5):269-76.
- [31] Xu S, Reinhardt HW. Determination of double-K criterion for crack propagation in quasi-brittle fracture, Part II: Analytical evaluating and practical measuring methods for three-point bending notched beams. *International Journal of Fracture*. 1999;98:151-77.
- [32] Hu X, Wittmann F. Experimental Method to Determine Extension of Fracture-Process Zone. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 1990;2(1):15-23.
- [33] Rossi P. *Fissuration du béton : du matériau à la structure - Application de la mécanique linéaire de la rupture*. Paris, France, ENPC; 1988.
- [34] Daviau-Desnoyers D, Charron J-P, Massicotte B, Rossi P, Tailhan J-L. Influence of Reinforcement Type on Macrocracks Propagation under Sustained Loading in Steel Fibre Reinforced Concrete. Submitted to: *Construction and Building Materials*. 2015.

## **CHAPITRE 7 DISCUSSION GÉNÉRALE**

L'objectif principal de cette thèse est de caractériser expérimentalement et de modéliser numériquement l'évolution de la fissuration des BRF sous charge soutenue. Afin d'atteindre cet objectif, trois études expérimentales sur des poutrelles de 0.7 mètre, des poutres de 4 mètres renforcées respectivement de fibres uniquement ou en combinaison avec des barres d'armature traditionnelles, des torons adhérents et des torons non-adhérents, et sur une poutre de 8 mètres renforcée de fibres uniquement ont été réalisées parallèlement à une étude numérique. Ces études ont fait l'objet de trois publications présentées dans les chapitres 4 à 6. Ces études ne présentent qu'une partie de la complexité des matériaux cimentaires et de leur comportement différé, pour lesquels certaines hypothèses simplificatrices doivent encore être faites pour sa caractérisation et sa modélisation numérique. La recherche permet de mieux comprendre le matériau et son interaction avec la structure. Or, la remise en question des résultats, tant expérimentaux que numériques, est toutefois primordiale. Ce chapitre propose donc une revue critique et constructive des travaux expérimentaux et numériques de cette thèse.

### **7.1 Comportement en traction des BRF : éprouvettes d'essais vis-à-vis de la structure**

Plusieurs types d'essais existent pour caractériser la résistance à la traction des BRF : l'essai de traction uniaxiale réalisé sur des éprouvettes cylindriques, prismatiques, ou en forme d'os, qu'elles soient entaillées ou non, les essais de flexion 3-points ou 4-points sur poutres, entaillées ou non, et enfin les essais de flexion sur dalle circulaire. Les essais de traction uniaxiale procurent de manière directe une loi de comportement en traction, alors que cette loi de comportement doit être déterminée par analyse inverse pour tous les autres essais.

De manière générale, les essais de traction uniaxiale sur des éprouvettes entaillées tendent à surestimer la résistance de la matrice, puisque la section réduite ne correspond pas nécessairement à la section la plus faible du matériau. Ceci explique également pourquoi les essais de traction sur les éprouvettes entaillées ont une plus petite variabilité que les essais de traction sur les éprouvettes non-entaillées. Par ailleurs, une analyse fine des essais de traction uniaxiale a montré que les éprouvettes entaillées favorisent la flexion parasite, pouvant ainsi compromettre la validité de l'essai. De fait, les entailles entraînent une dissymétrie des concentrations de contrainte qui peut

favoriser l'initiation de la fissure d'un côté de l'éprouvette plutôt que sur la totalité de la section. Il serait cependant possible de minimiser cette flexion parasite si les essais étaient réalisés en mettant en œuvre un montage mécanique extrêmement rigide.

Dans le cadre de cette thèse, plusieurs essais ont été effectués sur des éprouvettes entaillées, tant pour la caractérisation du matériau que pour les essais de fluage flexionnel. Tel que mentionné précédemment, les essais de caractérisation du comportement en traction étaient représentatifs des poutrelles destinées aux essais de fluage flexionnel. Or, la majorité des essais sur éprouvettes entaillées ont multifissuré à la pointe de l'entaille. Le comportement observé ne caractérisait donc pas une seule fissure, mais généralement au moins deux fissures démarrant à la pointe de l'entaille. Sans avoir énormément d'impact sur les résultats de résistance à la traction, cette multifissuration modifie et surestime le comportement post-fissuration en traction du BRF utilisé pour les faibles ouvertures de fissure jusqu'à ce qu'une seule fissure ne devienne dominante. La même observation a été faite par Tordjman (2012) qui a comparé les essais de traction directe sur des os non entaillés à la loi de traction directe obtenues du calcul inverse suite aux essais sur prismes entaillés et des dalles circulaires non entaillées. Les essais sur des éprouvettes entaillées, aussi bien en traction qu'en flexion, sont donc à analyser avec prudence et rigueur.

La représentativité du matériau vis-à-vis de la structure dans lequel le matériau est utilisé est aussi à considérer. Ainsi, le comportement en traction déterminé par les essais de traction uniaxiale réalisés dans le cadre de la première étude expérimentale présentée au chapitre 4 est représentatif du matériau des poutrelles de 0.7 mètre. Pour les éprouvettes en forme d'os et les poutrelles, un fort effet de paroi dû aux faibles dimensions des éprouvettes, combiné à une mise en œuvre optimisée du BRF, ont contribué à une orientation très préférentielle des fibres. Cette orientation préférentielle a résulté en un comportement post-fissuration en apparence écrouissant. Ce type de comportement post-fissuration en traction n'est pas représentatif du comportement post-fissuration qui pourrait être observé par carottage sur un élément structurel de plus grande dimension, dans lequel les effets de parois sont moins importants vis-à-vis du comportement de l'élément structurel en question.

Les observations précédentes indiquent que les résultats expérimentaux mesurés dans le cadre de la thèse peuvent différer selon la taille des éléments structuraux et de l'orientation des fibres. En revanche, ces observations n'ont pas affecté les tendances générales et le mécanisme physique à

l'origine de la propagation de la fissuration des BRF sous une charge maintenue constante dans le temps. Pour chacun des programmes expérimentaux, les essais de caractérisation du comportement du BRF étaient représentatifs du BRF utilisé dans les éprouvettes testées en fluage flexionnel. De plus, les résultats de cette thèse montrent que le mécanisme physique à l'origine la propagation de la fissuration est lié directement à la matrice cimentaire. Or l'orientation préférentielle des fibres n'influence pas ou très peu la résistance à la traction du BRF. En conséquence, les résultats de cette thèse sont considérés comme représentatifs des mécanismes physiques attendus sur les structures.

## 7.2 Variabilité des résultats expérimentaux et numériques

Les bétons en général, et encore plus les BRF, sont des matériaux fortement hétérogènes. Cette hétérogénéité fait en sorte que le comportement du matériau ne peut être décrit uniquement par sa moyenne. Sa variabilité doit être considérée dans son analyse. Ainsi, deux approches peuvent être considérées pour l'analyse ou la conception d'éléments structuraux : l'utilisation d'une courbe caractéristique, déterminée selon un intervalle de confiance, ou une approche probabiliste pour décrire le comportement mécanique du béton. Il importe donc de réaliser plusieurs essais afin de mesurer la moyenne et la variabilité des résultats. Dans le cas d'un faible nombre d'essais, ou d'un seul essai, la représentativité des essais est donc à inclure dans le processus d'analyse.

Par ailleurs, la majorité des travaux numériques consultés durant cette thèse proposent des modèles calibrés sur un essai ou un nombre restreint d'essais. Certaines questions peuvent donc se poser à propos de ces travaux :

- L'essai expérimental de caractérisation du matériau est-il représentatif de la structure dans lequel le matériau est utilisé ?
- L'échantillon de résultats est-il représentatif de l'enveloppe de résultats possibles ?

La caractérisation du comportement mécanique du matériau est une étape indispensable dans l'utilisation et la modélisation numérique de la fissuration des BRF. Afin de répondre correctement à cet enjeu, un minimum de 3 essais a été effectué pour chacun des essais de caractérisation (résistance à la compression et détermination du module de Young). Toutefois, puisqu'un plus grand nombre d'éprouvettes était requis pour évaluer adéquatement la moyenne et la variabilité du comportement en traction du BRF et alimenter le modèle numérique, 6 essais de caractérisation de

la résistance à la traction et de l'énergie post-fissuration en traction du BRF ont été réalisés dans les différents programmes expérimentaux réalisés dans le cadre de cette thèse.

Les résultats du 1<sup>er</sup> programme expérimental ont permis de vérifier l'influence d'un certain nombre de conditions d'essais en variant l'ouverture de fissure initiale, le niveau et l'historique de chargement et les conditions hydriques des éprouvettes sur l'évolution de la fissuration des BRF sous une charge maintenue constante dans le temps. La variabilité de l'évolution de la fissuration des BRF sous charge maintenue constante dans le temps n'a été que brièvement abordée. Seules trois éprouvettes ont été testées avec les mêmes conditions d'essais pour vérifier la variabilité de l'évolution de la fissuration des BRF sous charge soutenue. Ces trois poutrelles ont été préfissurées à une ouverture de fissure maximale de 0.7 mm puis soumises à un niveau de chargement égal à 85 % de la charge mesurée à une ouverture de fissure de 0.7 mm. Les résultats de ces essais, présentés dans l'Annexe B.2.1, montrent que, tout comme les résultats présentés dans le Chapitre 4, la rupture des poutrelles survient lorsque l'état d'endommagement atteint un état d'endommagement limite défini par l'enveloppe du comportement quasi-statique. Ces essais montrent une très grande variabilité du temps de rupture, qui varie entre 0 et 84 jours. Plus d'essais seraient nécessaires pour confirmer la variabilité du temps de rupture.

Tout comme pour le 1<sup>er</sup> programme expérimental, la variabilité de l'influence du type de renforcement sur l'évolution de la fissuration des BRF sous charge maintenue constante dans le temps n'a été que brièvement abordée dans le 2<sup>e</sup> programme expérimental. Une seule poutre par type de renforcement a pu être testée dans le cadre de cette thèse en raison des contraintes logistiques principalement associées au temps et à l'objectif visé. Plus d'essais seraient nécessaires pour confirmer la variabilité et la représentativité des résultats.

Dans la partie numérique de cette thèse, l'utilisation d'un modèle probabiliste de la fissuration a permis de prendre en compte le rôle de l'hétérogénéité du matériau dans les processus de fissuration et notamment sur leur caractère aléatoire. Le modèle numérique a permis de modéliser numériquement la variabilité du comportement statique en traction et en flexion du BRF à l'étude, ainsi que la propagation de la fissuration des BRF sous charge maintenue constante dans le temps. Pour ce faire, plusieurs simulations ont été réalisées pour chacun des essais afin de quantifier la variabilité des résultats. De manière générale, un nombre de simulations égal ou supérieur au nombre d'essais expérimentaux a été réalisé afin de vérifier la représentativité des essais.

## 7.3 Analyse du comportement en flexion des poutres en BRF

Les essais expérimentaux de fluage flexionnel effectués sur des poutres avaient pour but d'évaluer l'influence du type de renforcement sur le fluage et la propagation de la fissuration de poutres en BRF de 4 et de 8 mètres en condition fissurée. Pour ce faire, les essais ont été divisés en deux parties. Dans la première partie, les poutres ont été préfissurées à une ouverture de fissure maximale de 0.1 mm ( $w_0 = 0.1$  mm) et soumises à une charge de fluage flexionnel correspondant à 60 % de la force mesurée à  $w_0$ . Ces conditions d'essais, soit l'ouverture de fissure et le niveau de chargement soutenu, correspondent aux conditions de service auxquelles un élément structural pourrait faire face dans sa vie utile. Dans la seconde partie, les poutres ont été préfissurées à une ouverture de fissure maximale de 0.5 mm ( $w_1 = 0.5$  mm) et soumises à des niveaux de chargement augmentés tous les sept jours pour créer des conditions idéales à la propagation de la fissuration jusqu'à la rupture. Les sous-sections suivantes résument les résultats obtenus pour les deux conditions étudiées.

### 7.3.1 Chargement maintenu constant dans le temps en condition de service

La Figure 7.1 présente l'évolution de la complaisance dans le temps pour cette partie de l'essai flexionnel sur les quatre poutres testées avec différents types de renforcement : des fibres uniquement (F), une combinaison de fibres et de torons non-adhérents (US-F), une combinaison de fibres et de torons adhérents (BS-F) et une combinaison de fibres et d'armatures traditionnelles (R-F). La complaisance permet d'évaluer l'évolution de l'endommagement global d'une éprouvette, qui représente l'évolution de la propagation de la fissuration et/ou la création de nouvelles fissures. La Figure 7.1 montre que l'évolution de la complaisance lors de la première partie de l'essai ( $w_0 = 0.1$  mm) demeure stable, ce qui signifie que les macrofissures ne se propagent pas ou peu en conditions de service. À l'inverse, la Figure 7.2 présente l'évolution de la complaisance dans le temps de la seconde partie des essais relative à une préfissuration de 0.5 mm d'ouverture de fissure et à une charge de fluage flexionnel qui augmente tous les 7 jours. Cette seconde figure montre que la complaisance augmente constamment dans le temps, ce qui indique que les macrofissures se propagent ou que de nouvelles fissures sont initiées.

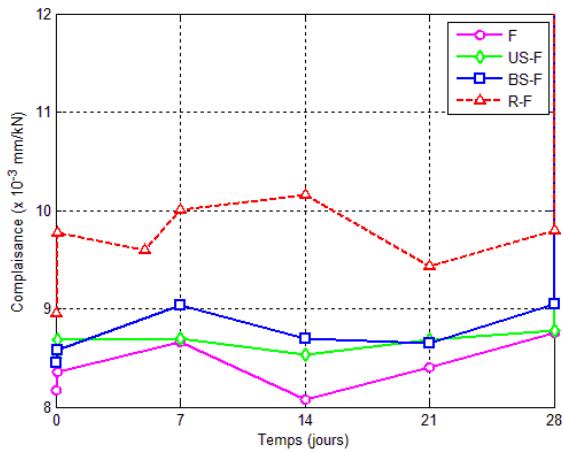


Figure 7.1 : Courbes complaisance-temps des essais de fluage flexionnel sur les poutres de 4 mètres en condition de service

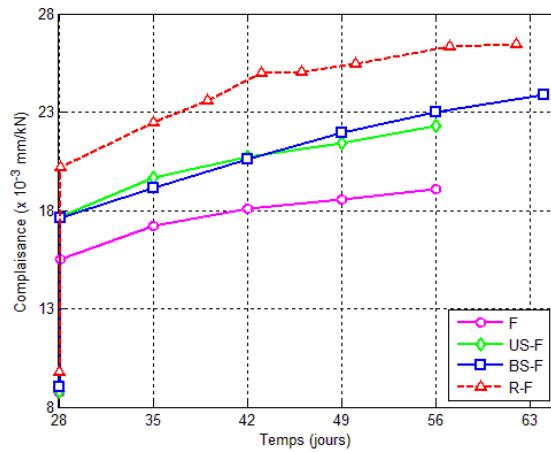


Figure 7.2 : Courbes complaisance-temps des essais de fluage flexionnel sur les poutres de 4 mètres en condition de propagation

Ainsi, les travaux expérimentaux de la première partie des essais de fluage flexionnel sur les poutres de 4 mètres démontrent que les fissures du BRF ne se propagent pas ou très peu en conditions de service. Ce résultat est important dans un contexte pratique, puisqu'il démontre la performance du BRF à contrôler la fissuration avec et sans armatures traditionnelles sous un chargement maintenu constant dans le temps. Ceci confirme le potentiel d'utilisation des BRF en conditions de service, notamment pour le cas d'application d'une poutre de pont en BRF à précontrainte partielle, ou encore pour des dalles et murs de soutènement. Au Canada, les largeurs de fissures aux états limites d'utilisation d'une poutre de pont précontrainte ne doivent pas être supérieures à 0.15 mm alors que l'ouverture limite est de 0.25 mm pour un élément en béton armé (CSA 2006). Une faible propagation des fissures de l'ordre de 0.1 mm dans le BRF soumis à une charge maintenue constante dans le temps est donc un atout.

Le 3<sup>e</sup> programme expérimental réalisé sur une poutre en BRF de 8 mètres sans armature avait pour but d'évaluer l'influence de l'effet d'échelle sur la propagation de la fissuration des BRF sous charge maintenue constante dans le temps. La poutre de 8 mètres a été soumise au même protocole de chargement que les poutres de 4 mètres, soit d'abord préfissurée à une ouverture de fissure maximale de 0.1 mm et soumise à un chargement soutenu de 60 % de la force enregistrée à  $w_0 = 0.1$  mm et ensuite préfissurée à une ouverture de fissure maximale de 0.5 mm et soumise à

différents niveaux de chargement augmentés tous les 7 jours. Cependant, lors de la seconde étape de préfissuration pour atteindre une ouverture maximale de 0.5 mm, la fissuration s'est propagée subitement jusqu'à la rupture complète de la poutre. L'évolution de la complaisance de la poutre de 8 mètres pendant la première partie de l'essai flexionnel est présentée à la Figure 7.3. Les résultats démontrent à nouveau que la complaisance tend à demeurer stable dans le temps et donc qu'il n'y a pas ou très peu de propagation de la fissuration sous cette charge maintenue constante dans le temps. Ce résultat confirme la tendance présentée par les poutres de 4 mètres, soit que le contrôle de la fissuration d'une poutre en BRF en condition de service est adéquat et que le cas d'application envisagée est tout à fait pertinent.

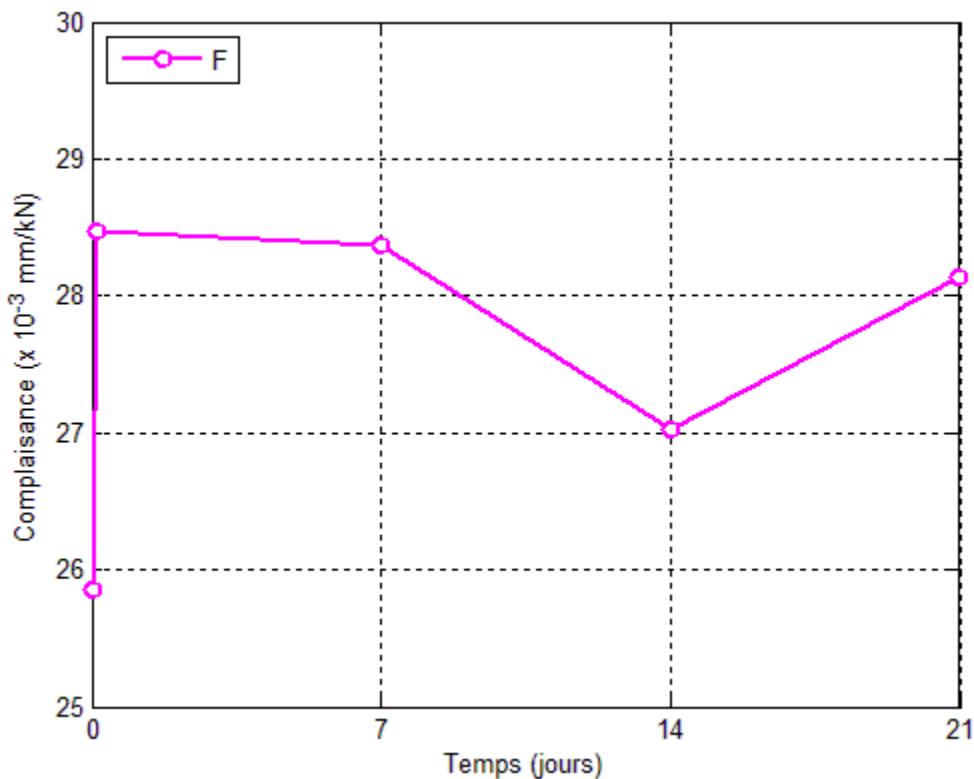


Figure 7.3 : Courbes complaisance-temps de l'essai de fluage flexionnel sur la poutre de 8 mètres en condition de service

Puisqu'aucune propagation de la fissuration n'a été observée dans la première partie des essais sur les poutres de 4 mètres et celle de 8 mètres, leur pertinence à l'étude de la propagation de la fissuration, sujet de la thèse, est limitée. Ces résultats sont donc présentés dans l'Annexe B dans le but d'être exploités ultérieurement plutôt que dans le corps de la thèse. Suite à cette thèse, ces

résultats pourront servir à l'analyse de l'influence du type de renforcement et de l'effet d'échelle sur le fluage des poutres en BRF en condition fissurée.

Une analyse plus fine des travaux présentés dans l'Annexe B pourra permettre de répondre aux questions suivantes.

- Quelle est l'influence du type de renforcement sur le patron de fissuration, l'évolution des ouvertures de fissure et le fluage flexionnel des BRF en condition de service ?
- Quelle est l'influence de la taille des poutres et de son renforcement sur le patron de fissuration, l'évolution des ouvertures de fissure et le fluage flexionnel des BRF en condition de service ?
- Quelle est l'influence du type de renforcement et de l'effet d'échelle sur le comportement à l'ultime des poutres en BRF ?
- Est-ce que fluage flexionnel favorise ou non la multifissuration pour des niveaux de chargement représentatifs des conditions de service d'un élément structural. Si oui, le fluage flexionnel pourrait entraîner un gain de ductilité de l'élément structural sollicité.

### **7.3.2 Chargement maintenu constant dans le temps menant à la rupture**

Les résultats du 1<sup>er</sup> programme expérimental ont montré que l'évolution de la complaisance dans le temps est proportionnelle à la vitesse secondaire de flèche. Ainsi, ces résultats démontrent que la propagation de la fissuration des BRF sous charge soutenue gouverne l'évolution de la flèche différée du BRF. Cette conclusion a aussi été faite par Rossi *et al.* (2014) dans une étude similaire sur l'évolution de la fissuration des bétons ordinaires soumis à des niveaux élevés de chargement maintenu constant dans le temps. Ceci indique que le mécanisme physique moteur de la propagation de la fissuration est directement lié au comportement en traction de la matrice cimentaire.

Les résultats du 2<sup>e</sup> programme expérimental ont montré que le mécanisme physique moteur de la propagation de la fissuration des BRF sous charge soutenue conduisant à l'augmentation de la complaisance et à l'évolution de l'endommagement global est le même pour toutes les poutres, indépendamment du type de renforcement introduit à l'intérieur. De plus, les résultats ont montré que l'évolution de la complaisance est similaire pour toutes les poutres. Ceci suggère à nouveau

que l'évolution de la flèche dans le temps résulte de la propagation et/ou de l'initiation de nouvelles fissures et est directement liée au comportement en traction de la matrice cimentaire, indépendamment du type de renforcement.

Ainsi, les conclusions des deux premiers programmes expérimentaux sont cohérentes et confirment que le mécanisme physique moteur de la propagation de la fissuration des BRF sous une charge maintenue constante dans le temps est directement lié à la matrice cimentaire. Ce mécanisme physique peut être résumé de la manière suivante.

- Dès le début du chargement maintenu constant dans le temps, les fissures créées par le chargement statique, initialement vides d'eau, entraînent un soudain déséquilibre hydrique entre les fissures et la pâte environnante, dû à des gradients de concentration hygrométrique. Ces gradients déclenchent un mouvement des molécules d'eau des pores capillaires vers les microfissures provoquant l'assèchement des pores (Rossi *et al.* 1994), et donc induisent des gradients de pression dans le matériau qui à leur tour modifient ou augmentent l'état de contrainte local du matériau et favorise la propagation de la macrofissure.

Par ailleurs, la présence de fibres dans le béton ne modifie aucunement le mécanisme physique moteur de la propagation de la fissuration des BRF sous un chargement maintenu constant dans le temps. Cependant, il est raisonnable de supposer que l'interface fibre-matrice est affectée par la présence de microfissures. De ce fait, la création de nouvelles microfissures et la propagation ou coalescence de ces dernières contribuent à la détérioration graduelle de l'interface fibre-matrice et de l'effet de pontage des fibres.

Les résultats de l'étude numérique présentée au Chapitre 6 confirme qu'il est possible de simuler la propagation de la fissuration des BRF sous une charge maintenue constante dans le temps en modélisant les conséquences mécaniques du mécanisme physique moteur des déformations.

## **7.4 Modélisation numérique du comportement en flexion des poutres en BRF**

L'évolution de la fissuration sous charge soutenue de poutrelles a été l'objet de la première étude expérimentale. Cette étude avait pour objectif de caractériser l'évolution d'une macrofissure au travers de l'évolution de la flèche, de l'ouverture de fissure et également de la complaisance de la structure. Cette étude constituait le premier niveau d'information nécessaire à l'implémentation du

caractère évolutif de la fissuration sous charge soutenue des BRF dans le modèle probabiliste explicite de fissuration. De plus, cette étude expérimentale a permis de quantifier les coefficients multiplicateurs des cinétiques de chute de résistance et d'énergie, tous deux déterminés par analyse inverse, nécessaires à la calibration du comportement observé expérimentalement à l'échelle macroscopique. Les résultats montrent qu'il est possible de modéliser numériquement la propagation de la fissuration des BRF sous une charge maintenue constante dans le temps en diminuant la résistance à la traction et l'énergie post-fissuration en traction pour représenter les redistributions de contraintes en pointe de fissure induite par le mécanisme physique moteur. Cependant, les résultats de cette étude numérique ont aussi montré l'importance des déformations résiduelles induites par la préfissuration des éprouvettes et les cycles de chargement-déchargement dans la modélisation de la propagation de la fissuration des BRF sous une charge maintenue constante dans le temps.

Pendant les essais de flUAGE flexionnel, un certain nombre de cycles ont été effectués au cours de ces essais. Dès le début d'un essai, l'éprouvette est pré-fissurée jusqu'à une ouverture de fissure donnée. L'éprouvette est ensuite déchargée presque complètement, puis rechargée jusqu'au niveau de charge maintenue souhaité. Ainsi, la pré-fissuration de l'éprouvette engendre un premier cycle. Par la suite, la réalisation de cycles de déchargement-rechargement à un intervalle donné permet l'évaluation de la complaisance élastique. Ces cycles de déchargement-rechargement génèrent un endommagement supplémentaire à l'interface fibre-matrice. Cependant, cet endommagement est particulièrement difficile à quantifier expérimentalement par des mesures macroscopiques. De plus, il est pratiquement impossible de dissocier expérimentalement l'effet de la propagation de la macrofissure et l'effet de glissement des fibres. Or, le modèle numérique ne prend pas en compte, à ce jour, les chargements cycliques et par conséquent les déformations résiduelles générées lors des cycles. Dans l'étude numérique réalisée, l'objectif était de modéliser la propagation de la fissuration sous charge maintenue constante. Ainsi, la modélisation de l'influence des cycles sur l'évolution de la fissuration sera une voie intéressante à explorer dans le futur.

Une seconde voie à explorer, suite à cette thèse, serait de quantifier l'influence de la chute d'énergie mécanique du pontage des fibres dans le temps. Cette chute d'énergie est présentement prise en compte au moment de la chute de résistance, et est calculée en fonction du temps de rupture de l'élément en traction. Or, plusieurs fibres continuent d'être sollicitées dans la macrofissure. Ces fibres, de plus en plus sollicitées au fur et à mesure que l'ouverture de la fissure augmente,

engendrent des concentrations de contraintes près de leur ancrage. Il est raisonnable de penser que le mécanisme gouvernant la propagation de la fissuration agisse toujours au niveau local de l'interface fibre-matrice. Un historique de chute d'énergie pourrait donc être à envisager pour inclure l'évolution de l'endommagement de l'interface fibre-matrice.

Finalement, une troisième voie à explorer consisterait à inclure un aléa sur les cinétiques de chute de résistance et d'énergie mécanique du pontage des fibres. Or, cet aspect demandera une mûre réflexion quant aux bénéfices qu'un tel ajout pourrait apporter au modèle numérique. Cet aléa contribuerait à complexifier l'alimentation du modèle, et par conséquent le modèle perdrait en simplicité, ce qui n'est pas toujours souhaité pour réaliser des analyses structurelles.

## 7.5 Influence des effets d'échelle sur l'évolution de la fissuration des BRF sous charge soutenue

À ce jour, aucune étude concernant l'influence des effets d'échelle sur l'évolution de la fissuration sous charge soutenue des bétons ordinaires et des BRF n'a été recensée dans la littérature. Généralement, les travaux trouvés dans la littérature portent plutôt sur l'influence des effets d'échelle sur le fluage des bétons ordinaires.

Ainsi, pour les bétons ordinaires, L'hermite *et al.* (1969) et Rossi *et al.* (2012) ont conclu que l'effet d'échelle est négligeable sur le fluage en compression. À l'inverse, Hansen *et al.* (1966) et Imamoto *et al.* (2005) ont montré que le fluage en compression diminue lorsque le volume de l'éprouvette augmente.

Dans des travaux expérimentaux de fluage flexionnel, Omar *et al.* (2009) ont conclu que l'influence des effets d'échelle est très importante sur le fluage flexionnel. Les auteurs ont observé que l'amplitude et la cinétique du fluage augmentent lorsque le volume des éprouvettes augmente. En contrepartie, une récente étude numérique de Saliba *et al.* (2014) a montré que le fluage flexionnel diminue lorsque le volume des éprouvettes augmente. Les auteurs suggèrent que le comportement observé numériquement résulte de l'évolution de la zone d'endommagement, qui elle évolue en fonction de la taille de l'éprouvette et du gradient de contraintes.

Les résultats expérimentaux présentés dans les chapitres 4 et 5 et les résultats numériques présentés dans le chapitre 6 constituent les prémisses du travail qui doit être fait au sujet de l'influence des effets d'échelle sur l'évolution de la fissuration sous charge soutenue des BRF. Ces résultats

montrent qu'il est possible de modéliser numériquement l'évolution de la fissuration des BRF sous charge soutenue d'une poutre de 4 mètres en utilisant les cinétiques de chute de la résistance et de l'énergie post-fissuration identifiées sur les poutrelles de 0.7 mètre. Ainsi, ces résultats montrent que les effets d'échelle n'influencent pas la cinétique d'évolution de la fissuration des BRF sous charge flexionnelle maintenue constante dans le temps. Or cette tendance n'a pu être confirmée avec l'essai sur la poutre de 8 mètres prévue à cet effet, cette dernière s'étant rompue subitement lors de la préfissuration à une ouverture de fissure maximale de 0.5 mm.

## CHAPITRE 8 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

### 8.1 Conclusions

Le succès et l'adoption d'un nouveau matériau dans l'industrie se traduisent souvent par la facilité d'utilisation de celui-ci à tous les niveaux. Ainsi, les ingénieurs doivent avoir recours à des méthodes d'analyse et de conception simples et efficaces, alors que les entrepreneurs doivent pouvoir intégrer le nouveau matériau sans modifier l'ensemble de leur procédure de mise en place et des équipements tout en minimisant la formation de leur main-d'œuvre. De plus, il n'y a aucun intérêt à utiliser un nouveau matériau si celui-ci n'apporte aucun avantage économique ou au comportement mécanique. L'utilisation des BRF dans des applications structurelles peut être évaluée en trois critères, dont l'importance relative varie selon les applications : la durabilité, l'économie et la fiabilité. L'objectif principal de l'utilisation des BRF dans les ouvrages exposés à des conditions environnementales sévères est d'allonger la pérennité des structures. Pour ce faire, l'utilisation doit permettre d'améliorer le comportement en service de la structure en BRF par rapport au comportement conventionnel d'une structure sans BRF, puis d'assurer une meilleure ductilité à l'ultime et, conséquemment, d'augmenter la fiabilité de la structure. Pour les ouvrages en BRF, non exposés à des conditions sévère, l'économie engendrée par l'utilisation des BRF provient donc de l'optimisation des éléments structuraux et des méthodes constructives. L'optimisation des éléments structuraux pour les éléments exposés, bien que présent, est de moindre importance alors que les principaux avantages relèvent des gains en durabilité que l'utilisation des BRF peut procurer et la réduction des coûts sur le cycle de vie de l'ouvrage et la réduction des impacts environnementaux.

Ce projet de recherche, combinant deux études expérimentales et une étude numérique, a permis de contribuer à l'étude des mécanismes physiques causant l'évolution de la fissuration des BRF sous charge maintenue constante dans le temps. Ce projet visait, plus précisément, à caractériser expérimentalement et à modéliser numériquement la propagation de la fissuration des BRF sous une charge maintenue constante dans le temps. Ainsi, ce projet s'insère dans un effort à offrir des données expérimentales et des outils d'analyse pour éventuellement permettre d'établir des règles de conception des ouvrages en BRF.

### **8.1.1 Conclusions sur la caractérisation expérimentale de la propagation d'une macrofissure dans un BRF sous charge soutenue**

L'objectif était de caractériser expérimentalement la propagation d'une macrofissure dans un BRF sous charge maintenue constante dans le temps. Les résultats ont permis de comparer les poutrelles en fonction de l'endommagement initial, du niveau de chargement, des vitesses secondaires de flèche et d'ouverture de fissure, et de la complaisance élastique. De plus, l'influence des conditions environnementales a brièvement été étudiée. Les principales conclusions de cette étude sont les suivantes.

- La rupture des poutrelles soumises à un niveau de chargement supérieur à 45 % de leur résistance résiduelle survient lorsque l'état d'endommagement atteint un état d'endommagement limite défini par l'enveloppe du comportement quasi-statique.
- Une augmentation des vitesses secondaires de flèche et d'ouverture de fissure survient après une phase marquée de fluage primaire non linéaire. Ceci suggère que la phase de fluage primaire non linéaire est la conséquence directe de la création de microfissures au sein du matériau qui génère un état d'endommagement supérieur en pointe de fissure.
- Il existe une relation exponentielle entre les vitesses secondaires de flèche et d'ouverture de fissure par unité de force et le niveau de chargement à partir de 75% de la résistance statique. Ceci suggère qu'un même mécanisme de dégradation s'exprime aux échelles d'observation locale et globale.
- Il existe une relation proportionnelle entre l'évolution de la complaisance élastique et la vitesse secondaire de flèche. Ceci indique que la propagation de la macrofissure gouverne l'évolution de la flèche différée du BRF, tout comme pour les bétons ordinaires. Le mécanisme physique générant la propagation dans les BRF est donc le même que pour le béton ordinaire.

### **8.1.2 Conclusions sur l'influence du type de renforcement sur la propagation de la fissuration des BRF sous charge soutenue**

L'objectif était d'évaluer expérimentalement l'influence du type de renforcement (fibres uniquement, armatures conventionnelles, torons adhérents, et torons non-adhérents) sur la

propagation de la fissuration des BRF sous charge maintenue constante dans le temps. Tout comme l'étude sur les poutrelles, les résultats ont permis de comparer les poutres en fonction de l'endommagement initial, du niveau de chargement, des vitesses secondaires de flèche et d'ouverture de fissure, et de la complaisance élastique. Les principales conclusions de cette étude sont les suivantes.

- L'évolution stable de la complaisance lors de la première partie des essais de fluage flexionnel sur des poutres préfissurées à une ouverture maximale de 0.1 mm puis soumises à une charge de fluage flexionnel correspondant à 60 % de la force mesurée à  $w_0$  montrent que la fissuration ne se propage pas ou peu en conditions de service.
- Suite à un cycle de déchargement-rechargement, une augmentation de la vitesse secondaire de flèche survient après une phase marquée de fluage primaire non linéaire.
- Les fissures peuvent se propager ou être arrêtées par le pontage des fibres, le renforcement (torons, armature) ou par une zone du BRF plus résistante forçant l'initiation de nouvelles fissures dans une zone plus faible du BRF.
- Le mécanisme physique moteur de la propagation de la fissuration des BRF sous charge soutenue conduisant à l'augmentation de la complaisance et à l'évolution de l'endommagement global est le même pour toutes les poutres, indépendamment du type de renforcement.
- La contribution de l'armature influence les vitesses secondaires de flèche une fois que l'efficacité du pontage des fibres diminue. Ainsi, la vitesse secondaire de flèche tend à diminuer lorsque la contribution du renforcement augmente.
- L'évolution de la complaisance, qui représente l'état d'endommagement global d'une structure et conséquemment l'état de fissuration, est comparable pour toutes les poutres, indépendamment du type de renforcement. Ceci suggère que l'évolution de la flèche dans le temps résulte de la propagation et/ou de l'initiation de nouvelles fissures, quel que soit le type de renforcement présent (fibres, armatures ou torons adhérents ou non-adhérents).

### **8.1.3 Modélisation de la propagation de la fissuration des BRF sous charge soutenue**

L'objectif est de développer et d'intégrer le caractère évolutif de la fissuration sous charge soutenue dans un modèle de fissuration probabiliste utilisant la méthode des éléments finis. Pour ce faire, une approche simple est proposée.

- Afin d'initier la propagation de la fissuration, l'approche proposée consiste à diminuer dans le temps la résistance à la traction du béton. Cette diminution constitue une approche indirecte de prise en compte de l'augmentation des contraintes en pointe de fissure résultant de la redistribution des contraintes induites par les mouvements d'eau.
- Une fois la propagation de fissure initiée, la propagation de la fissuration est alors contrôlée par le pontage des fibres. L'effet mécanique de ce pontage est quantifié au travers d'une énergie post-fissuration. Cette énergie diminue aussi dans le temps pour représenter l'évolution dans le temps de l'endommagement au voisinage des interfaces fibre-matrice.
- Les résultats montrent que l'approche proposée constitue une approche pertinente pour simuler la propagation de la fissuration des BRF sous des niveaux élevés de chargement soutenu.

## **8.2 Recommandations de travaux d'approfondissement**

### **8.2.1 Travaux expérimentaux complémentaires**

L'utilisation des bétons renforcés de fibres à des fins structurales nécessite une bonne connaissance et maîtrise du matériau, de l'influence des conditions d'essais, de l'influence des conditions environnementales et du comportement sous différents types de sollicitations (statique, différé, fatigue et cyclique) (Figure 8.1). Les travaux de cette thèse contribuent à l'étude du comportement des BRF et s'intègrent dans le processus continu d'amélioration de la connaissance des BRF dans le but de créer ou d'améliorer les normes et recommandations d'utilisation des BRF.

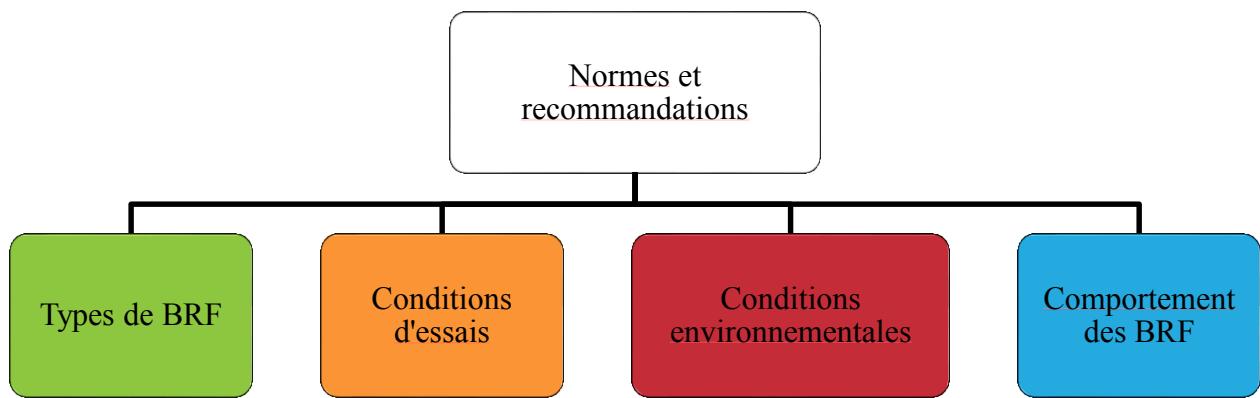


Figure 8.1 : Cheminement type vers la création de normes et de recommandations

Les Figures 8.2 à 8.5 présentent un aperçu des travaux réalisés au sujet des BRF (gris), des travaux réalisés dans cette thèse (couleur), et des travaux complémentaires qui, selon l'auteur, permettront de combler le manque de connaissances scientifiques actuelles (**caractère gras** et **souligné**).

Les résultats de cette thèse ont montré que le mécanisme physique moteur de la propagation de la fissuration des BRF sous une charge maintenue constante dans le temps est directement lié à la matrice cimentaire. Ainsi, il serait intéressant de déterminer l'influence de la matrice cimentaire sur l'évolution de la fissuration des BRF sous une charge maintenue constante dans le temps (Figure 8.2). Pour ce faire, des essais de fluage flexionnel pourraient être effectués sur des matrices cimentaires présentant des résistances à la compression inférieure et supérieure à la matrice cimentaire utilisée dans cette thèse. Pour toutes ces études expérimentales, les essais de fluage flexionnel pourraient être effectués exclusivement à l'échelle d'un petit élément structural, soit sur des poutrelles avec des dimensions similaires à celles utilisées dans le 1<sup>er</sup> programme expérimental, puisque les résultats de l'étude numérique réalisée dans le cadre de cette thèse suggèrent que les effets d'échelle n'influencent pas les cinétiques de l'évolution de la fissuration des BRF sous une charge maintenue constante dans le temps.

Il serait aussi intéressant de vérifier, expérimentalement ou numériquement, l'influence de la redistribution de contraintes induites par l'hyperstaticité d'une structure (Figure 8.3). De plus, l'influence des conditions hydriques (éprouvettes scellées ou non) sur l'évolution de la fissuration des BRF sous une charge maintenue constante dans le temps pourrait également être le sujet d'une future étude (Figure 8.4).

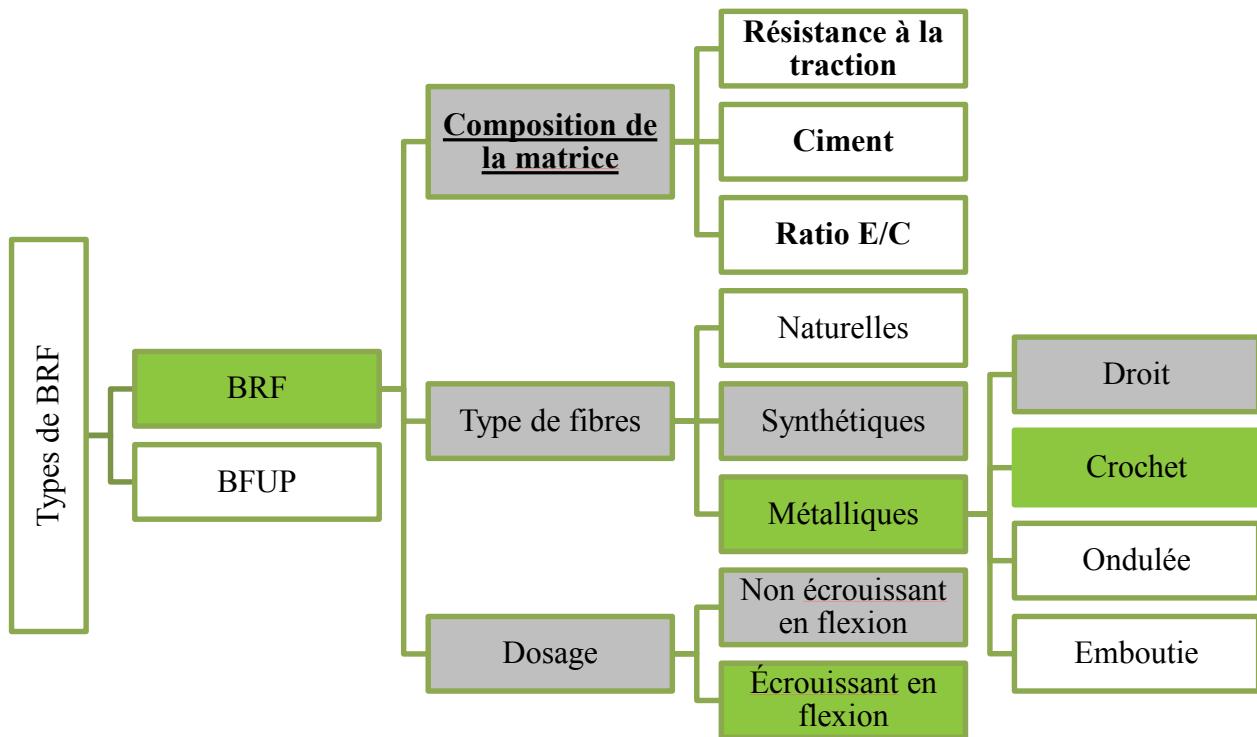


Figure 8.2 : Catégories de types de BRF

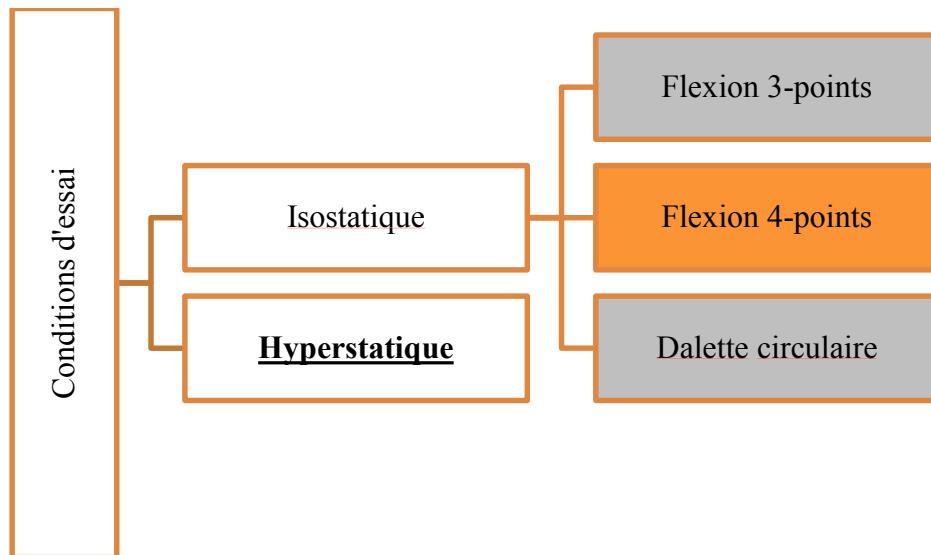


Figure 8.3 : Catégories de conditions d'essais

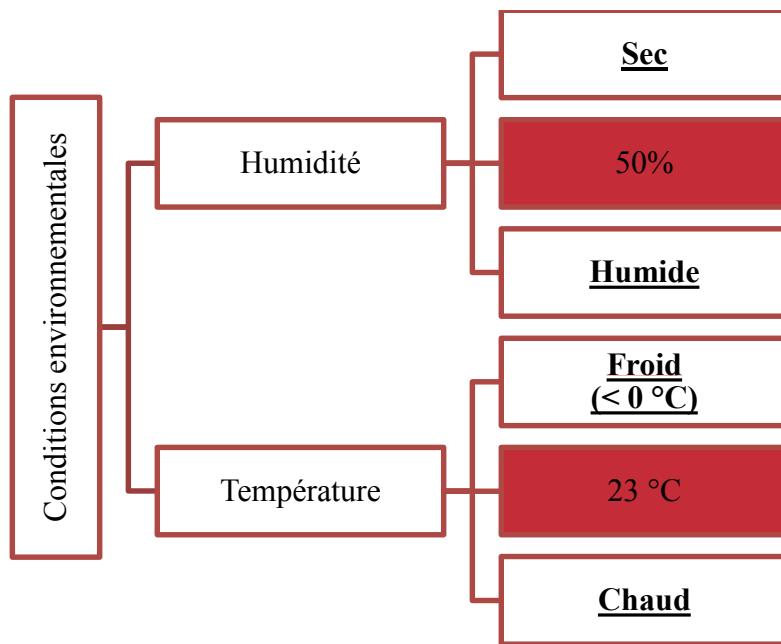


Figure 8.4 : Catégories de conditions environnementales

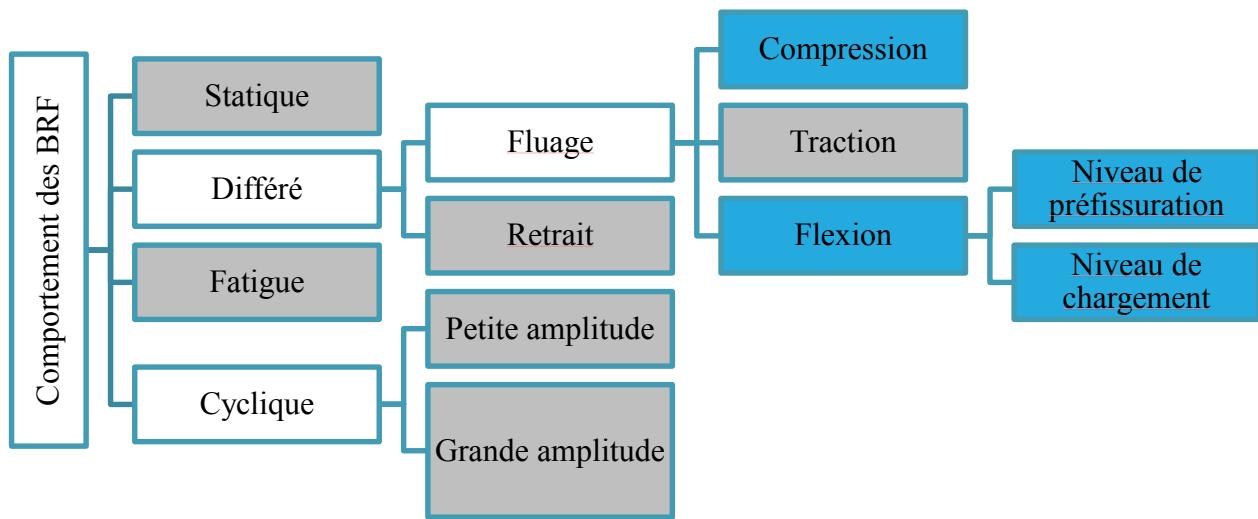


Figure 8.5 : Catégories de comportement des BRF

### 8.2.2 Travaux numériques complémentaires

Les résultats expérimentaux de cette thèse ont montré que le mécanisme physique moteur de la propagation de la fissuration des BRF sous charge soutenue conduisant à l'augmentation de la complaisance et à l'évolution de l'endommagement global est le même pour toutes les poutres de

4 mètres, indépendamment du type de renforcement. Or il serait intéressant de valider le modèle numérique proposé en comparant les résultats numériques avec les résultats expérimentaux du 2<sup>e</sup> programme expérimental sur les poutres de 4 mètres ayant différents types de renforcement. Cette étude numérique pourrait ainsi confirmer ou infirmer cette observation expérimentale. Par ailleurs, il serait intéressant d'implémenter la prise en compte des déformations résiduelles induites par les cycles de chargement-déchargement dans le modèle probabiliste de la fissuration des BRF.

## **8.3 Perspectives d'utilisation des connaissances acquises**

### **8.3.1 Applications structurales pertinences**

Cette section présente quelques applications structurales pertinentes pouvant bénéficier du contrôle de la propagation de la fissuration des BRF.

Une des applications potentielles des résultats de la thèse est pour le développement de poutres en BRF précontrainte partiellement, c'est-à-dire une poutre partiellement fissurée en service soumise à des charges soutenues et cycliques. Les fibres pourraient remplacer partiellement l'armature non-précontrainte et apporter une solution innovante de précontrainte partielle permettant de contrôler la fissuration au sein de l'élément structural. De fait, les résultats de cette thèse démontrent qu'une charge maintenue constante dans le temps ne cause pas la propagation de la fissuration dans les BRF en conditions de service.

De plus, l'utilisation du BRF dans la fabrication de murs de soutènement et les murs d'aile de ponts pourraient aussi être considérée. Ces murs sont soumis en permanence à la pression des terres (du remblai) et, dans le cas des culées intégrales, à une déformation due au déplacement longitudinal de la dalle lors de séisme ou de gradients de température. Or il est impossible d'inspecter facilement ces murs. L'utilisation du BRF dans la fabrication de murs de soutènement pourrait donc permettre d'augmenter la fiabilité et la durabilité de ces éléments structuraux.

De manière similaire, l'utilisation des BRF dans la fabrication de quais, d'écluses et de bassins de traitement des eaux pourrait aussi permettre d'augmenter la fiabilité et la durabilité de ces ouvrages soumis de manière continue à la pression du sol ou à la pression hydrostatique.

### **8.3.2 Modélisation de l'influence des cycles à grande amplitude**

Les normes actuelles de conception parasismique sont souvent considérées comme peu pratiques en raison de la difficulté de la mise en place du béton dans les joints poutre-colonne des structures de type cadre rigide. De fait, les joints poutre-colonne sont des zones dans lesquelles le renforcement transversal permettant de confiner la section et de résister à l'effort tranchant entraîne une congestion des armatures et conséquemment des coûts élevés liés au ferraillage. Une alternative à ces joints traditionnels consiste en l'utilisation du BRF dans les joints poutre-colonne pour simplifier la conception de ces zones, sans compromettre leur performance séismique. Les travaux de Parra-Montesinos (2005, 2014) présentent une revue des applications potentielles du BRF pour la conception parasismique de structures, alors que plusieurs travaux expérimentaux ont montré que l'utilisation des BRF améliore la performance structurale d'éléments soumis à un chargement cyclique à grande amplitude (Henager 1977, Filiatralult *et al.* 1991, Filiatralult *et al.* 1994, Filiatralult *et al.* 1995, Vasconez *et al.* 1998, Parra-Montesinos *et al.* 2000, Vachon *et al.* 2003).

L'influence des cycles à grandes amplitudes a été évoquée précédemment comme étant une perspective importante dans l'amélioration du modèle numérique de fissuration proposé dans cette thèse. La prise en compte de ces cycles pourrait permettre d'analyser la propagation de la fissuration induite par un séisme, par exemple.

### **8.3.3 Modélisation de l'évolution de la fissuration des enceintes de confinement des centrales nucléaires**

En raison du niveau élevé de risque en cas d'accident, l'étanchéité à l'air des enceintes de confinement des centrales nucléaires est évaluée tous les 10 ans. Ces essais ont pour but de mesurer le taux de fuite de l'enceinte lors d'épreuves complexes. Ce test d'étanchéité consiste à pressuriser l'enceinte en air sec, à température ambiante, à une pression de l'ordre de 0.5 MPa maintenue pendant 24 heures pour mesurer le taux de fuite. Or, cette mise en pression maintenue constante peut générer de nouvelles fissures et/ou contribuer au développement de fissures préexistantes (Reviron 2009). La modélisation de l'évolution de la fissuration sous charge soutenue permettrait de contribuer à la prédiction de la durabilité de ces ouvrages.

## BIBLIOGRAPHIE

(2014). Proceedings of the FRC 2014 Joint ACI-fib International Workshop - Fibre Reinforced Concrete: from Design to Structural Applications. ACI-fib Workshop FRC 2014 - Fibre Reinforced Concrete: from Design to Structural Applications, Montreal, Quebec, Canada.

14651, E. (2004). Test method for metallic fibre concrete—measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality, residual). Varennna, Italy.

AASHTO (2007). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Washington, DC., American Association of State Highway and Transportation Officials.

Abrishambaf, A., V. M. C. F. Cunha and J. A. O. Barros (2015). "The influence of fibre orientation on the post-cracking tensile behaviour of steel fibre reinforced self-compacting concrete." Frattura ed Integrità Strutturale **31**: 38-53.

ACI (1996). ACI 544.1R-96 : State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete, American Concrete Institute (ACI). **ACI 544.1R-96**.

ACI (1999). ACI 423.5R-99 : State-of-the-Art Report on Partially Prestressed Concrete, American Concrete Institute (ACI). **ACI 423.5R-99**: 37.

ACI (2010). ACI 544.5R-10 : Report on the Physical Properties and Durability of Fiber-Reinforced Concrete. Farmington Hills, MI, USA, American Concrete Institute (ACI). **ACI 544.5R-10**.

ACI (2011). ACI 318-11 : Building Code Requirements for Structural Concrete. Farmington Hills, MI, American Concrete Institute: 505.

AFGC-SETRA (2002). Ultra-high performance fibre-reinforced concretes, interim recommandations. A. publications. France.

Altoubat, S. A. and D. A. Lange (2001). "Tensile basic creep: measurements and behaviour at early age." ACI Materials Journal **98**(5): 386-393.

Arango, S. E., P. Serna, J. R. Marti-Vargas and E. Garcia-Taengua (2012). "A Test Method to Characterize Flexural Creep Behaviour of Pre-cracked FRC Specimens." Experimental Mechanics **52**: 1067-1078.

ASTM (2002). C 512-02 : Standard Test Method for Creep of Concrete in Compression. **C 512-02.**

ASTM (2004). C 1550-04 : Standard Test Method for Flexural Toughness of Fiber Reinforced Concrete (Using Centrally Loaded Round Panel). **C 1550-04.**

ASTM (2012). ASTM C143/C143M - 12 - Standard Test Method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete. USA, ASTM International.

ASTM (2013). ASTM E8 - Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials.

ASTM (2014). ASTM C39/C39M - 14a - Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. USA, ASTM International.

ASTM (2014). ASTM C173/C173M - 14 - Standard Test Method for Air Content of Freshly Mixed Concrete by the Volumetric Method. USA, ASTM International.

ASTM (2014). ASTM C469/C469M - 14 - Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression. USA, ASTM International.

ASTM (2014). ASTM C1611/C1611M - 14 - Standard Test Method for Slump Flow of Self-Consolidating Concrete.

Atrushi, D. (2003). Tensile and Compressive Creep of Early Age Concrete : Testing and Modelling. Faculty of Engineering Science and Technology. Trondheim, Norwegian University of Science and Technology. **PhD.**

Aubré, N. (2014). Caractérisation du comportement post-pic en compression du béton armé et non armée, et extension au béton renforcé de fibres. Département des génies civil, géologique et des mines. Montréal, Qc, Canada, École Polytechnique de Montréal. **Master:** 180.

BAEL (1999). Règles BAEL 91 modifiées 99 - Règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites. Eyrolles: 333.

Balaguru, P. N. and V. Ramakrishnan (1986). "Freeze-Thaw Durability of Fiber-Reinforced Concrete." ACI Materials Journal **83**(5): 374-382.

Barenblatt, G. I. (1959). "The formation of equilibrium cracks during brittle fracture. General ideas and hypotheses. Axially-symmetric cracks." *Prikladnaya Matematika i Mekhanika* **23**(3): 433-444.

Baron, J. and R. Lesage (1969). Compacité et maniabilité des bétons hydrauliques. *Rapport de recherche LCPC*. Paris, Laboratoire centrale des ponts et chaussées. **3**.

Barpi, F., F. Chille, L. Imperato and S. Valente (1999). *Creep induced cohesive crack propagation in mixed mode*. Non-Linear Singularities in Deformation and Flow, Netherlands, Kluwer Academic Publishers.

Barpi, F. and S. Valente (2004). "A fractional order rate approach for modeling concrete structures subjected to creep and fracture." *International Journal of Solids and Structures* **41**: 2607-2621.

Barragán, B. E. and R. L. Zerbino (2008). *Creep behaviour of cracked steel fibre reinforced concrete beams*. BEFIB 2008: 7th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete, RILEM Publications SARL.

Barros, J. A. O. and J. A. Figueiras (1999). "Flexural behavior of SFRC : Testing and Modeling." *Journal of Materials in Civil Engineering* **11**.

Bartos, P. J. M. and M. Duris (1994). "Inclined tensile strength of steel fibres in a cement-based composite." *Composites* **25**(10): 945-952.

Bastien-Masse, M. (2010). Étude du comportement déformationnel des bétons de réparation. *Département des génies civil, géologique et des mines*. Montréal, École Polytechnique de Montréal. **Master**.

Bazant, Z. P. (1993). *Current Status and Advances in Theory of Creep and Interaction with Fracture*. Creep and Shrinkage of Concrete, Barcelona, Spain, RILEM.

Bazant, Z. P. and Y.-N. Li (1997). "Cohesive crack with rate-dependent opening and viscoelasticity : I. mathematical model and scaling." *International Journal of Fracture* **86**: 247-265.

Bazant, Z. P. and B. H. Oh (1983). "Crack Band Theory for Fracture of Concrete."

Bazant, Z. P. and J. Planas (1998). Fracture and size effect in concrete and other quasi-brittle materials, CRC press.

Bazant, Z. P. and S. T. Wu (1974). "Rate type creep law of aging concrete based on Maxwell chain." Materials and Structures 7(37): 45-60.

Bazant, Z. P., Q. Yu, G.-H. Li, G. J. Klein and V. Kristek (2010). "Excessive Deflections of Record-Span Prestressed Box Girder." ACI Concrete International 32(6): 44-52.

BD (2004). Code of Practice for Structural Use of Concrete. Hong Kong.

Behloul, M. (1996). Analyse et modélisation du comportement d'un matériau à matrice cimentaire fibrée à ultra hautes performances : du matériau à la structure. Cachan, France, École Normale Supérieure de Cachan. **Doctorate**.

Benboudjema, F., F. Meftah and J.-M. Torrenti (2005). "Interaction between drying, shrinkage, creep and cracking phenomena in concrete." Engineering Structures 27: 239-250.

Bernard, E. S. (2004). Creep of cracked fibre reinforced shotcrete panels. Shotcrete: More Engineering Developments Proceedings of the Second International Conference on Engineering Developments in Shotcrete, Carins, Queensland, Australia, Routledge, USA.

Bernard, E. S. (2010). "Influence of Fiber Type on Creep Deformation of Cracked Fiber-Reinforced Shotcrete Panels." ACI Materials Journal 107(5): 474-480.

Bissonnette, B. and M. Pigeon (1995). "Tensile creep at early ages of ordinary, silica fume and fiber reinforced concretes." Cement and Concrete Research 25(5): 1075-1085.

Boshoff, W. P., V. Mechtcherine and G. P. A. G. Van Zijl (2009). "Characterising the time-dependant behaviour on the single fibre level of SHCC: Part 1: Mechanism of fibre pull-out creep." Cement and Concrete Research 39: 779-786.

Braike, S. (2007). Conception d'éléments préfabriqués de ponts avec des bétons fibrés à haute et ultra-haute performance. Département des génies civil, géologique et des mines. Montréal, École Polytechnique de Montréal. **Master**: 255.

BS (1985). Structural use of concrete. Part 2: Code of practice for special circumstances BS 8110-2:1985.

BS (1997). Structure use of concrete. Part 1: Code of practice for design and construction BS 8110-1:1997.

Cantin, R. and M. Pigeon (1996). "Deicer Salt Scaling Resistance of Steel Fiber-Reinforced Concrete." Cement and Concrete Research **26**(11): 1639-1648.

Carpinteri, A., S. Valente, F. Zhou, G. Ferrara and G. Melchiorri (1997). "Tensile and flexural creep rupture tests on partially-damaged concrete specimens." Materials and Structures **30**(5): 269-276.

Carpinteri, A., S. Valente, F. P. Zhou, G. Ferrara and G. Melchiorri (1995). Crack Propagation in Concrete Specimens subjected to Sustained Loads. Fracture Mechanics of Concrete Structures. F. H. Wittmann. Zurich, Switzerland, AEDIFICATIO Publishers: 1315-1328.

Casanova, P. (1995). Bétons renforcés de fibres métalliques: du matériau à la structure. Paris, École Nationale des Ponts et Chaussées. **Doctorat:** 255.

Casanova, P. and P. Rossi (1997). "Can steel fibers replace transverse reinforcements in reinforced concrete beams." ACI Materials Journal **94**(5): 341-354.

CEB-FIP (1990). Code modèle CEB-FIP pour les structures en béton. Paris, Thomas Telford: 336.

Chaimoon, K., M. M. Attard and F. Tin-Loi (2008). "Crack propagation due to time-dependent creep in quasi-brittle materials under sustained loading." Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering **197**(21-24): 1938-1952.

Challamel, N., C. Lanos and C. Casandjian (2005). "Creep damage modelling for quasi-brittle materials." European Journal of Mechanics - A/Solids **24**(4): 593-613.

Charron, J.-P. and C. Desmettre (2015). Intérêt de l'utilisation des bétons renforcés de fibres pour la construction d'ouvrages d'art durables, École Polytechnique de Montréal.

Chen, W. and J. L. Carson (1971). "Stress-Strain Properties if Random Wire Reinforced Concrete." ACI Journal **68**(12).

Cordoni, N. (2015). Conception de poutres de pont précontraintes en T en béton renforcé de fibres. Département des génies civil, géologique et des mines. Montréal, Qc, Canada, École Polytechnique de Montréal. **Master:** 201.

CSA (2004). CSA-A23.3-04 - Design of Concrete Structures. Mississauga, Ontario, Canada, Association canadienne de normalisation.

CSA (2006). CSA-S6-06 - Code canadien sur le calcul des ponts routiers. Mississauga, Ontario, Canada, Association canadienne de normalisation.

CSA (2009). CSA-A23.2-9C-09 - Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens. Mississauga, Ontario, Canada, Association canadienne de normalisation.

Cusson, D. and N. Mailvaganam (1996). "Durability of repair materials." Concrete International **18**(3): 34-38.

Daviau-Desnoyers, D., J.-P. Charron, B. Massicotte, P. Rossi and J.-L. Tailhan (2015). "Characterization of the Propagation of a Macrocrack under Sustained Loading in Steel Fibre Reinforced Concrete." Accepted in Materials and Structures.

Daviau-Desnoyers, D., J.-P. Charron, B. Massicotte, P. Rossi and J.-L. Tailhan (2015). "Influence of Reinforcement Type on Macrocracks Propagation under Sustained Loading in Steel Fibre Reinforced Concrete." Submitted to: Building and Construction Materials.

De Borst, R. (2002). "Fracture in quasi-brittle materials: a review of continuum damage-based approaches." Engineering Fracture Mechanics **69**: 95-112.

de Broucker, W. (2013). Étude du comportement en flexion et à l'effort tranchant de poutres précontraintes en BRF. Département des génies civil, géologique et des mines. Montréal, Qc, École Polytechnique de Montréal. **Master:** 186.

Delsol, S. (2012). Évaluation du coefficient d'orientation dans les bétons renforcés de fibres métalliques. Département des génies civil, géologique et des mines. Montréal, Qc, Canada, École Polytechnique de Montréal. **Master:** 203.

Desmettre, C. (2011). Contribution à l'étude de la perméabilité du béton armé sous sollicitations statiques et cycliques. Département des génies civil, géologique et des mines, École Polytechnique de Montréal **Doctorat**: 242.

Desmettre, C. and J.-P. Charron (2012). "Water permeability of reinforced concrete with and without fiber subjected to static and constant tensile loading." Cement and Concrete Research **42**(7): 945-952.

Di Luzio, G. (2009). "Numerical Model for Time-Dependent Fracturing of Concrete." Journal of Engineering Mechanics ASCE **135**(7): 632-640.

Di Prisco, M., R. Felicetti, P. G. Gambarova and C. Failla (2003). On the fire behavior of SFRC and SFRC structures in tension and bending. International Workshop High Performance Fiber Reinforced Cement Composites. A. E. Naaman and H. W. Reinhardt. Ann Arbor, Michigan, USA, RILEM Publications SARL.

Domone, P. L. (1974). "Uniaxial Tensile Creep and Failure of Concrete." Magazine of Concrete Research **26**(88): 144-152.

EN (2001). BS EN 1992, Eurocode 2: Design of concrete structures. Brussels, European Standard.

Ferretti, E. and A. Di Leo (2008). "Cracking and Creep Role in Displacements at Constant Loading : Concrete Solids in Compression." CMC **7**(2): 59-79.

FIB (2010). Bulletin 56: Model Code 2010, First complete draft – Volume 2. Lausanne, The International Federation for Structural Concrete (fib). **56**: 312.

Filiatrault, A., K. Ladicani and B. Massicotte (1991). "Seismic performance of code-designed fiber reinforced concrete joints." ACI Structural Journal **91**(5): 564-571.

Filiatrault, A., K. Ladicani and B. Massicotte (1994). "Seismic performance of code-designed fiber reinforced concrete joints." ACI Structural Journal **91**(5): 564-571.

Filiatrault, A., S. Pineau and J. Houde (1995). "Seismic Behavior of Steel-Fiber Reinforced Concrete Interior Beam-Column Joints." ACI Structural Journal **92**(5): 543-552.

Galileo, G. (1638). Discorsi e dimostrazioni matematiche intorno a due nuove scienze.

Garas, V. Y. (2010). "Tensile Creep Test of Fiber-Reinforced ultra-high Performance Concrete." Journal of testing and evaluation **38**(6).

Gilbert, R. I. and S. Nejadi (2004). An Experimental Study of Flexural Cracking in Reinforced Concrete Members under Sustained Loads. UNICIV Report R-435. School of Civil and Environmental Engineering, University of New South Wales. Sydney.

Granju, J.-L., et al. (2000). Delayed behaviour of cracked SFRC beams. Fifth RILEM symposium on fibre-reinforced concrete (FRC), Lyon.

Griffith, A. A. (1921). "The phenomenon of rupture and flow in solids." Philosophical Transactions of the Royal Society **221A**: 179-180.

Guckenheimer, J. A. (1987). Nonlinear Oscillations, Dynamical Systems and Bifurcations of Vector Fields, Springer.

Guénot-Delahaie, I. (1997). Contribution à l'analyse physique et à la modélisation du fluage propre du béton, École Nationale des Ponts et Chaussées. **Doctorat**: 180.

Hansen, E. (1992). A visco-elastic fictitious crack model. Proceedings of Micromechanics of Quasi-Brittle Materials. S. P. Shah, S. E. Swartz and M. L. Wang. London, Elsevier: 156-165.

Hansen, T. C. (1960). Creep and stress relaxation of concrete. Proceedings 31, Stockholm.

Hansen, T. C. and A. H. Mattock (1966). "Influence of size and shape of member on the shrinkage and creep of concrete." ACI Materials Journal **63**(10).

Henager, C. H. (1977). "Steel fibrous, ductile concrete joint for seismic-resistant structures." ACI Special Publications **53**: 371-386.

Hillerborg, A. E., M. Modeer and P. E. Petersson (1976). "Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by means of Fracture Mechanics and Finite Elements." Cement and Concrete Research **6**: 773-782.

Hoover, C. G. and Z. P. Bazant (2008). Consequences of fracture mechanics for size effect, crack spacing and crack width in concrete pavements. Pavement Cracking, CRC Press.

Hu, X. and F. Wittmann (1990). "Experimental Method to Determine Extension of Fracture-Process Zone." Journal of Materials in Civil Engineering **2**(1): 15-23.

Hubert, M., C. Desmettre and J.-P. Charron (2014). "Influence of Fiber content and Reinforcement Ratio on the Water Permeability of Reinforced Concrete." Materials and Structures.

Imamoto, K., T. Ymamaoto and T. Oh-Oka (2005). Effect of size on creep and shrinkage of concrete - five years measurements. Creep, Shrinkage and Durability of Concrete and Concrete Structures: CONCREEP 7. G. Pijaudier-Cabot, B. Gérard and P. Acker, Wiley-ISTE.

Johnson, C. D. (1974). "Steel Fibre Reinforced Mortar and Concrete - A review of Mechanical Properties." ACI Special Publications SP-44(127-142).

JSCE (2008). Recommendations for Design and Construction of High Performance Fiber Reinforced Cement Composites with Multiple Fine Cracks (HPFRCC), Japan Society of Civil Engineers (JSCE).

Kachanov, L. M. (1958). "Time of the Rupture Process Under Creep Conditions." Izv Akad. Nauk USSR Otd. Tekh. **8**: 26-31.

Karihaloo, B. L. and S. Santhikumar (1999). "Application of a visco-elastic tension-softening constitutive model to cracked and ageing concrete." Construction and Building Materials **13**: 15-21.

Kchristianovitch, S. A. and Y. P. Zheltov (1955). Formation of Vertical Fractures by Means of Highly Viscous Fluids. World Pet. Cong., Rome.

Kovler, K., S. Igarashi and A. Bentur (1999). "Tensile creep behavior of high strength concretes at early ages." Materials and Structures **32**: 383-387.

Kurtz, S. and P. Balaguru (2000). "Postcrack creep of polymeric fiber-reinforced concrete in flexure." Cement and Concrete Research **30**(2): 183-190.

L'hermite, R. and M. Mamillan (1969). "Nouveaux résultats et récentes études sur le fluage de béton." Materials and Structures **2**(7): 35-41.

Laranjeira, F., A. Aguado and C. Molins (2008). Evaluating uniaxial tensile behavior of steel fiber reinforced concrete using a meso-scale model. BEFIB 2008: 7th RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Concrete Chennai, India, RILEM Publications.

Lea, F. M. and C. R. Lee (1946). Shrinkage and creep in concrete. Symposium on the Shrinkage and Cracking of Cementitious Materials. London, The Society of Chemical Industry: 7-17.

Lemaitre, J. and J. Mazars (1982). Application de la théorie de l'endommagement au comportement non-linéaire et à la rupture du béton de structure, Annales de l'ITBTP. **401**.

Lynam, C. G. (1934). Growth and movement in Portland cement concrete. London, Oxford University Press.

Maage, M. (1977). "Interaction between steel fibers and cement based matrixes." Materials and Structures **10**(5): 297-301.

MacKay, J. and J.-F. Trottier (2004). Post-crack creep behavior of steel and synthetic FRC under flexural load. 2nd Intern. Conference on Engineering Developments in Shotcrete. Australia: 183-192.

Markovic, I. (2006). High-performance hybrid-fibre concrete: development and utilisation, Delft University. **Doctorate**: 211.

Maray, B. and J. Grote (2003). The story of prestressed concrete from 1930 to 1945: A step towards the European Union. First International Congress on Construction History, Madrid.

Massicotte, B. (2010). Béton précontraint. Montréal, Québec, Notes de cours de l'École Polytechnique de Montréal.

Massicotte, B. and A. Picard (1994). "Instrumentation of the Grand-Mere Bridge During Strengthening." ACI Special Publications **143**: 59-80.

Mazars, J. (1984). Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure. Paris, France, Université Paris 6. **Doctorat**.

Meyers, B. L. (1967). Time-dependent strains and microcracking of plain concrete, Cornell University. **Doctorat**: 86.

Mindess, S., F. V. Lawrence and C. E. Kesler (1977). "The J-integral as a Fracture Criterion for Fiber Reinforced Concrete." Cement and Concrete Research **7**: 731-742.

Moës, N., J. Dolbow and T. Belytschko (1999). "A finite element method for crack growth without remeshing." International Journal for Numerical Methods in Engineering **36**: 131-150.

MTQ (2004). Manuel de conception des structures. Québec, Canada.

Nemegeer, D., J. Vanbrabant and H. Stang (2003). Brite-Euram Program on Steel Fibre Concrete, Durability Corrosion Resistance of Cracked Fibre-Reinforced Concrete. Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete-Background and Experiences, RILEM Technical Committee 162, TDF Workshop, Proceedings Pro 31.

Neville, A. M. (1970). Mechanism of Creep. Creep of Concrete : Plain, Reinforced, and Prestressed. Amsterdam, North-Holland Publishing Company: 622.

Ngab, A. S., F. O. Slate and A. H. Nilson (1982). "Microcracking and time-dependent strains in high strength concrete." ACI Materials Journal **11**: 262-268.

Omar, M., A. Loukili, G. Pijaudier-Cabot and Y. Le Pape (2009). "Creep-Damage Coupled Effects: Experimental Investigation on Bending Beams with Various Sizes." Journal of Materials in Civil Engineering **21**(2): 65-72.

Ostergaard, L., D. A. Lange, S. A. Altoubat and H. Stang (2001). Tensile basic creep of early-age concrete under constant load. Kidlington, ROYAUME-UNI, Elsevier.

Parant, E. (2003). Mécanismes d'endommagement et comportements mécaniques d'un composite cimentaire fibre multi-échelles sous sollicitations sévères : fatigue, choc, corrosion. Paris, ENCP. **Doctorat**.

Parra-Montesinos, G. J. (2005). "High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composites: An Alternative for Seismic Design of Structures." ACI Structural Journal **102**(5): 668-675.

Parra-Montesinos, G. J. and J. K. Wight (2000). "Seismic Response of Exterior RC Column-to-Steel Beam Connections." Journal of Structural Engineering, ASCE **126**(10): 1113-1121.

Parra-Montesinos, G. J., *et al.* (2014). Earthquake-resistant fiber reinforced concrete coupling beams without diagonal bars. FRC 2014 Joint ACI-fib Internation Workshop : Fibre Reinforced Concrete: from Design to Structural Applications, École Polytechnique de Montréal, Qc, Canada.

Petersson, P. E. (1980). "Fracture Energy of Concrete: Method of Determination." Cement and Concrete Research **10**: 78-89.

Picard, A. (2001). Béton précontraint. Boucherville, Québec, Gaëtan Morin.

Pickett, G. (1942). "The effect of change in moisture content on the creep of concrete under a sustained load." ACI Materials Journal **38**: 333-355.

Pijaudier-Cabot, G., M. Omar, A. Loukili and Y. Le Pape (2005). Creep-Damage Interaction in Concrete Structures. 11th International Conference on Fracture. Torino, Spain.

Planas, J., M. Elices and G. V. Guinea (1993). "Cohesive cracks versus non local models: Closing the gap." International Journal of Fracture **63**: 173-187.

Planas, J., *et al.* (2003). "Generalizations and specializations of cohesive crack models." Engineering Fracture Mechanics **70**: 1759-1776.

Rabotnov, Y. N. (1968). Creep rupture. Proc. XII Int. Cong. Appl. Mech.

Reviron, N. (2009). Étude du fluage des bétons en traction. Application aux enceintes de confinement des centrales nucléaires à eau sous pression. Génie mécanique et civil. Cachan, École Normale Supérieure de Cachan. **Doctorat**: 224.

RILEM (2000). "RILEM TC 162-TDF—Test and design methods for steel fibre reinforced concrete." Materials and Structures **33**: 3-5.

RILEM (2003). "RILEM TC 162-TDF - Tests and design methods for steel fibre reinforced concrete:  $\sigma-\varepsilon$  design method – Final recommendation." Materials and Structures **36**: 560-567.

Robins, P., S. Austin and P. Jones (2002). "Pull-out behaviour of hooked steel fibres." Materials and Structures **35**(7): 434-442.

Rossi, P. (1988). Fissuration du béton : du matériau à la structure - Application de la mécanique linéaire de la rupture. Division Matériaux et structures pour ouvrages d'art. Paris, France, ENPC. **Doctorat:** 240.

Rossi, P. (1990). "Coupling between the Cracking Process and Viscous Phenomena in Concrete." Engineering Fracture Mechanics **35**(1-2-3): 79-86.

Rossi, P. (1998). Les bétons de fibres métalliques. T. e. Doc. Paris, France, Presse des Ponts et chaussées: 309.

Rossi, P. (1998). Les bétons de fibres métalliques. Paris, France, Ponts et Chaussées (Presses).

Rossi, P. (1998). Réflexions sur l'utilisation des modèles continus non linéaires pour la prise en compte de la fissuration des structures en béton, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées. **217:** 85-89.

Rossi, P. (2012). Experimental Study of Scaling Effect Related to Post-Cracking Behaviours of Metal Fibres Reinforced. BEFIB 2012 - Fibre reinforced concrete, Portugal.

Rossi, P. (2012). "Experimental Study of Scaling Effect Related to Post-Cracking Behaviours of Metal Fibres Reinforced (MFRC)." European Journal of Environmental and Civil Engineering **16**(10): 1261-1268.

Rossi, P. and P. Acker (1988). "A New Approach to the Basic Creep and Relaxation of Concrete." Cement and Concrete Research **18**: 799-803.

Rossi, P., P. Acker and Y. Malier (1987). "Effect of steel fibres at two different stages: The material and the structure." Materials and Structures **20**(6): 436-439.

Rossi, P., C. Boulay, J.-L. Tailhan, E. Martin and D. Daviau-Desnoyers (2014). "Macrocrack propagation in a concrete specimen under sustained loading: study of the physical mechanisms" Cement and Concrete Research **63**: 98-104.

Rossi, P., D. Daviau-Desnoyers and J.-L. Tailhan (2015). "Analysis of Cracking in Steel Fibre Reinforced Concrete (SFRC) Structures in Bending using Probabilistic Modelling." Structural Concrete, Journal of the fib.

Rossi, P., N. Godart, J. Robert, J. Gervais and D. Bruhat (1994). "Investigation of the basic creep of concrete by acoustic emission." Materials and Structures **27**(9): 510-514.

Rossi, P. and S. Richer (1987). "Numerical Modelling of Concrete Cracking Based on a Stochastic Approach." Materials and Structures **20**(119): 334-337.

Rossi, P. and S. Richer (1987). "Numerical Modelling of Concrete Cracking Based on a Stochastic Approach." Materials and Structures **20**: 334-337.

Rossi, P. and J.-L. Tailhan (2013). Note interne - Extension du modèle probabiliste de fissuration semi-explicite vis-à-vis d'une sollicitation maintenue constante dans le temps. Paris, France, IFSTTAR.

Rossi, P., J.-L. Tailhan and D. Daviau-Desnoyers (2014). Numerical modelling of cracking in Steel Fibre Reinforced Concretes (SFRC) structures Euro-C 2014 : Computational Modelling of Concrete Structures. H. M. Nenad Bicanic, Gunther Meschke, René de Borst. St. Anton am Arlberg, CRC Press. **2**: 463-471.

Rossi, P., J.-L. Tailhan, F. Le Maou, F. Gaillet and E. Martin (2012). "Basic creep behavior of concretes investigation of the physical mechanisms by using acoustic emission." Cement and Concrete Research **42**(63-71).

Rossi, P., F.-J. Ulm and F. Hachi (1996). "Compressive behavior of concrete : physical and modelling." Journal of Engineering Mechanics, ASCE **122**(11): 1038-1043.

Rossi, P. and X. Wu (1992). "Probabilistic model for material behaviour analysis and appraisement of concrete." Magazine of Concrete Research **44**(161): 271-280.

Rossi, P., X. Wu, F. Le Maou and A. Belloc (1994). "Scale effect on concrete in tension." Materials and Structures **27**: 437-444.

Ruetz, W. (1968). A hypothesis for the creep of hardened cement paste and the influence of simultaneous shrinkage. International Conference On the Structure of Concrete, London, England, Cement and Concrete Association.

Saliba, J., F. Grondin, A. Loukili and S. Morel (2014). Numerical investigation of the size effects on the creep damage coupling. 20th European Conference on Fracture (ECF20). Trondheim, Norway, Procedia Materials Science **3**: 1038-1043.

Saouma, V. E. Fracture Mechanics. Colorado, University of Colorado: 538.

Sarkhosh, R., J. C. Walraven and J. A. Den Uijl (2013). Time-Dependent Behavior of Cracked Concrete Beams Under Sustained Loading. FraMCoS-8. J. G. M. Van Mier, G. Ruiz, R. C. Andrade, Y. Zhang and X. X. Zhang. Spain.

Saucier, F., C. H. Detriche and M. Pigeon (1992). "Tensile Relaxation Capacity of a Repair Concrete." Materials and Structures **25**: 335-346.

Seed, H. B. (1948). "Creep and shrinkage in reinforced concrete structures." Reinforced Concrete Review **1**(8): 253-267.

Sellier, A., L. Buffo-Lacarriere, S. Multon, T. Vidal and X. Bourbon (2012). Nonlinear Basic Creep and Drying Modelling. Numerical Modelling Strategis for Sustainable Concrete Structures (SSCS 2012). Aix-en-Provence.

Shiu, K.-N. and H. G. Russel (1987). "Effects of time-dependent concrete properties on prestress losses." Canadian Journal of Civil Engineering **14**: 649-654.

Snyder, J. and D. R. Lankard (1972). "Factor affecting flexural strength of steel fibrous concrete." ACI Journal **69**(2): 96-100.

Swamy, R. N. and P. Mangat (1974). "Influence of fiber geometry on the properties of steel fibre reinforced concrete." Cement and Concrete Research **4**(3): 307-313.

Swamy, R. N. and D. D. Theodorakopoulos (1979). "Flexural creep behaviour of fibre reinforced cement composites." International Journal of Cement Composites **1**(1): 37-49.

Tailhan, J.-L., S. Dal Pont and P. Rossi (2010). "From local to global probabilistic modeling of concrete cracking." Annals of Solid and Structural Mechanics **1**(2): 103-115.

Tailhan, J.-L., S. Dal Pont and P. Rossi (2010). "From Local to Global Probabilistic Modeling of Concrete Cracking." Annals of Solid and Structural Mechanics **1**: 103-115.

Tailhan, J.-L., P. Rossi and D. Daviau-Desnoyers (2015). "Probabilistic numerical modelling of cracking in steel fibre reinforced concretes (SFRC) structures." Cement and Concrete Composites **55**: 315-321.

Tailhan, J.-L., P. Rossi, T. S. Phan, G. Rastiello and J. Foulliaron (2013). Multi Scale Probabilistic Approaches and Strategies for the Modelling of Concrete Cracking. VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS-8). J. G. M. Van Mier, G. Ruiz, R. C. Andrade, Y. Zhang and X. X. Zhang. Portugal.

Tamtsia, B. T. and J. J. Beaudoin (1999). "Basic creep of hardened cement paste. A re-examination of the role of water." Cement and Concrete Research **30**(9): 1465-1475.

Tan, K. H., P. Paramasivam and K. C. Tan (1994). "Instantaneous and long-term deflections of steel fiber reinforced concrete beams." ACI Structural Journal **91**(S38).

Thomas, F. G. (1937). "Creep of concrete under load." International Association of Testing Material: 292-294.

Thomas, J. and A. Ramaswamy (2006). "Crack Width in Partially Prestressed T-Beams Having Steel Fibers." ACI Structural Journal **103**(4): 569-576.

Vachon, D., N. Chagnon and B. Massicotte (2003). Renforcement sismique des piles de ponts rectangulaires. 10e Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Québec, Qc, Canada.

Van Zijl, G. P. A. G., R. De Borst and J. G. Rots (2001). "The role of crack rate dependence in the long-term behaviour of cementitious materials." International Journal of Solids and Structures **38**: 5063-5079.

Vandamme, M. and F.-J. Ulm (2009). "Nanogranular origin of creep." Proceedings of the National Academy of Sciences **106**(26): 10552-10557.

Vasconez, R. M., A. E. Naaman and J. K. Wight (1998). "Behavior of HPFRC Connections for Precast Concrete Frames Under Reversed Cyclic Loading." PCI Journal **43**(6): 58-71.

Walkinshaw, J. L. (1969). Creep to rupture behavior of concrete beams. Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology. **Master of Science**: 92.

Williamson, G. R. (1974). "The Effect of Steel Fibers on the Compressive Strength of Concrete." ACI Special Publications SP-44: 195-207.

Wittmann, F. H. (1982). Creep and shrinkage mechanisms. Creep and shrinkage in concrete structures, Edited by Z.P. Bazant and F.H. Wittmann: 129-161.

Wu, Z. S. and Z. P. Bazant (1993). Finite element modeling of rate effect in concrete fracture with influence of creep. Creep and Shrinkage of Concrete. Z. P. Bazant and I. Carol. Barcelona, Spain, RILEM: 427-432.

Xu, S. and H. W. Reinhardt (1999). "Determination of double-K criterion for crack propagation in quasi-brittle fracture, Part II: Analytical evaluating and practical measuring methods for three-point bending notched beams." International Journal of Fracture **98**: 151-177.

Zerbino, R. L. and B. E. Barragán (2012). "Long-Term Behavior of Cracked Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams under Sustained Loading." ACI Materials Journal **109**(M22): 215-224.

Zhou, F. P. and A. E. Hillerborg (1992). Time dependent fracture of concrete: testing and modelling. Fracture Mechanics Concrete Structures. Z. P. Bazant. Netherlands: 906-911.

**ANNEXES**

## ANNEXE A      CARACTÉRISATION ET MODÉLISATION DES BRF À L'ÉTUDE

### **A.1 Description des essais**

#### **A.1.1 Caractérisation des propriétés à l'état frais**

Des essais à l'état frais ont été réalisés afin de caractériser l'ouvrabilité des BRF utilisés. Les essais ont principalement permis de déterminer l'affaissement (ASTM 2012), l'étalement (ASTM 2014), et la teneur en air (ASTM 2014) des mélanges de BRF utilisés.

#### **A.1.2 Caractérisation de la résistance à la compression**

Les essais de résistance à la compression ont été réalisés à une échéance de 28 jours sur des éprouvettes de béton cylindriques de 101.6 mm (4 pouces) de diamètre par 203.2 mm (8 pouces). Pour chacune des gâchées, 30 éprouvettes cylindriques ont été produites pour les essais résistance à la compression (CSA 2009, ASTM 2014) et de module d'élasticité (ASTM 2014). Toutes les éprouvettes ont été placées en cure humide pendant sept jours, avant d'être déplacées dans l'une des salles environnementales à température et humidité relative contrôlées, respectivement à  $23^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$  et  $50\% \pm 5\%$ , jusqu'à la date d'essai prévue.

#### **A.1.3 Caractérisation de la résistance à la traction**

Plusieurs types d'essais existent pour caractériser le comportement post-fissuration des BRF. Les plus courants sont l'essai de traction uniaxiale (RILEM TC 162-TDF 2000), l'essai de flexion sur poutre entaillée (14651 2004) et l'essai de flexion sur dalle circulaire (ASTM C1550 2004). Théoriquement, l'essai de traction uniaxiale est l'essai nécessitant le moins de traitement de données pour obtenir le comportement post-fissuration, plus précisément une loi  $\sigma-w$ , alors que les essais de flexion ont pour avantage d'être plus simples à réaliser. Ces derniers requièrent cependant l'utilisation d'une méthode d'analyse inverse pour convertir la courbe force-déplacement en une loi  $\sigma-w$ .

S'inspirant de l'essai de traction uniaxiale RILEM TC 162-TDF sur des cylindres entaillés, des essais de traction uniaxiale sur des os de traction entaillés et non entaillés ont été effectués pour caractériser le comportement en traction des BRF. Ce choix de géométrie permet de favoriser

l'orientation préférentielle des fibres lors de la coulée des éprouvettes. À des fins de validation, des essais de flexion sur poutre entaillée ont été effectués pour les trois programmes expérimentaux.

La Figure A-1 illustre les dimensions d'une éprouvette de traction directe entaillée, ainsi que l'instrumentation utilisée. Les LVDTs positionnés sur les faces supérieures et inférieures sont les LVDTs de contrôle du système de chargement (chargement en déplacement), alors que les LVDTs latéraux mesurent l'ouverture de fissure.

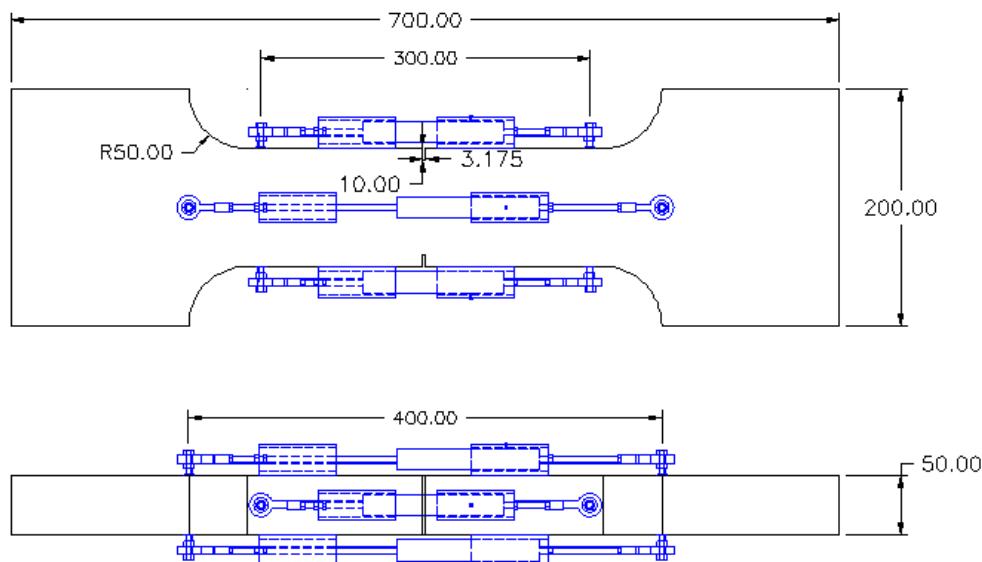


Figure A-1 : Os de traction uniaxiale et instrumentation

## A.2 Poutrelles de 0.7 mètre

### A.2.1 Résistance à la compression

Pour le premier programme expérimental, cinq gâchées ont été nécessaires pour produire l'ensemble des éprouvettes en raison du volume limité du malaxeur au laboratoire.

Le Tableau A-1 présente les résultats des essais de résistance à la compression et de module d'élasticité pour les BRF utilisés pour la fabrication des poutrelles et des éprouvettes de caractérisation. La mention de la lettre « E » suivant le numéro de l'éprouvette indique que cette éprouvette a été testée suivant la procédure d'essai de détermination du module d'élasticité (module de Young).

Les moyennes et les écarts-types des résultats de résistance à la compression ( $f'_c$ ) n'incluent pas les résultats des éprouvettes ayant été testées suivant la procédure d'essai de détermination du

module d'élasticité, puisque cette procédure a généralement pour effet de surestimer la valeur réelle de résistance à la compression. La moyenne et l'écart-type des résultats moyens des cinq gâchées sont présentés sous l'identification moyenne des gâchées et écart-type des gâchées.

Tableau A-1 : Résultats des essais de résistance à la compression à 28 jours – BRF-1

<b>Poutrelles – BRF-1</b>						
Endroit	Gâchée	Identification	Résistance (MPa)	Module élastique (MPa)	Coefficient de Poisson	
Laboratoire	1	1	78.5			
		2	78.1			
		3	79.8			
		4 - E	82.5	35451	0.238	
		<b>Moyenne</b>	<b>78.8</b>	<b>35451</b>	<b>0.238</b>	
<b>Écart-type</b>			<b>0.9</b>			
Laboratoire	2	1	85.4			
		2	85.6			
		3	86.5			
		4 - E	87.7	36399	0.248	
		<b>Moyenne</b>	<b>85.8</b>	<b>36399</b>	<b>0.248</b>	
<b>Écart-type</b>			<b>0.6</b>			
Laboratoire	3	1	66.9			
		2	68.5			
		3	64.1			
		4 - E	67.7	37563	0.239	
		<b>Moyenne</b>	<b>66.5</b>	<b>37563</b>	<b>0.239</b>	
<b>Écart-type</b>			<b>2.2</b>			
Laboratoire	4	1	60.4			
		2	70.7			
		3	72.3			
		4 - E	84.5	35761	0.240	
		<b>Moyenne</b>	<b>67.8</b>	<b>35761</b>	<b>0.240</b>	
<b>Écart-type</b>			<b>6.5</b>			
Laboratoire	5	1	79.4			
		2	79.0			
		3	80.8			
		4 - E	74.4	32878	0.194	
		5 - E	82.2	34021	0.210	
			6 - E	34817	0.209	
			<b>Moyenne</b>	<b>79.7</b>	<b>33905</b>	
			<b>Écart-type</b>	<b>0.9</b>	<b>0.204</b>	
<b>Moyenne des gâchées</b>			<b>75.7</b>	<b>35816</b>	<b>0.234</b>	
<b>Écart-type des gâchées</b>			<b>8.3</b>	<b>1340</b>	<b>0.017</b>	

## A.2.2 Résistance à la traction uniaxiale

Pour les gâchées en laboratoire, les essais de traction uniaxiale ont été effectués sur des éprouvettes entaillées. Les entailles ont pour avantage de localiser la fissuration à un endroit spécifique, puisque la section réduite présente une résistance moindre de l'éprouvette. De manière générale, les essais de traction uniaxiale sur éprouvettes entaillées tendent à surestimer la résistance de la matrice, lorsque peu d'essais sont réalisés, puisque la section réduite ne correspond pas nécessairement à la section la plus faible du matériau. Or la géométrie de l'éprouvette, particulièrement le changement de section vers la section réduite centrale, crée une zone de concentration de contraintes menant fréquemment à la rupture à l'intérieur de ce changement de section. Afin de prévenir ce phénomène rendant l'essai inutilisable, une entaille de 10 mm de chaque côté de la section réduite centrale de l'éprouvette a été effectuée par un trait de scie. La profondeur des entailles a été déterminée en s'inspirant de la norme RILEM TC-162-TDF : *Uniaxial Tension*, qui recommande une entaille de 15 mm, faite par un trait de scie, sur toute la circonférence des cylindres de traction directe. Les dimensions de la section entaillée ont ensuite été mesurées afin de permettre un calcul précis des contraintes.

La Figure A-2 illustre les courbes expérimentales contrainte – déplacement à 28 jours. Le Tableau A-2 résume les résultats obtenus lors des essais de traction directe sur les éprouvettes entaillées. Dans ce même tableau, les moyennes représentent les moyennes des valeurs de la résistance de la matrice ( $f_{t,MATRICE}$ ), et ce, indépendamment de leur positionnement sur l'abscisse. Cette même figure montre qu'un des essais présente une résistance de la matrice et une énergie post-fissuration s'écartant de l'enveloppe que forment les autres courbes. Une analyse détaillée des résultats de l'essai #2 a montré qu'un des deux LVDTs de contrôle de l'essai est resté inactif lors de l'essai, laissant supposer que ce dernier était coincé. Le chargement imposé, par la moyenne des déplacements enregistrés par les deux LVDTs de contrôle, a donc été effectué à une vitesse non conforme à la procédure de chargement. En ce sens, les résultats de l'essai #2 ne sont pas inclus dans le calcul de la moyenne et de l'écart-type présenté au Tableau A-2.

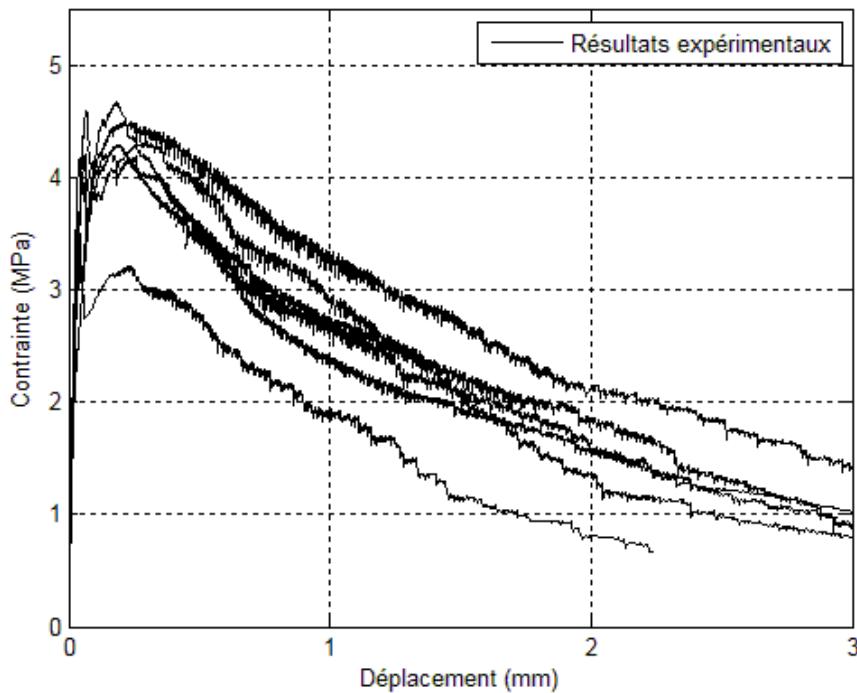


Figure A-2 : Courbes expérimentales de traction directe – BRF-1

Tableau A-2 : Résistance de la matrice en traction uniaxiale – BRF-1

	1	2	3	4	5	6	Moyenne	Écart-type
$f_T$ (matrice) (MPa)	4.16	3.56	4.2	4.16	4.17	4.87	4.31	0.312

La Figure A-3 présente la courbe expérimentale moyenne de traction uniaxiale normalisée en fonction de la résistance de la matrice. Pour obtenir la moyenne normalisée, chacune des courbes expérimentales a, dans un premier temps, été convertie en une courbe unitaire en fonction de la résistance de la matrice en traction. Ainsi, la résistance à la traction de la matrice pour chacune des éprouvettes est égale à 1, et ce, tant pour la contrainte que pour le déplacement correspondant ( $\sigma_{ft}/\sigma_{ft}$  et  $\Delta\sigma_{ft}/\Delta\sigma_{ft}$ ). Par la suite, les contraintes et les déplacements de chacune des courbes unitaires sont multipliés par la moyenne des résistances de la matrice ( $f_T$ ) et par la moyenne des déplacements correspondants à  $f_T$  respectivement. Finalement, la courbe moyenne normalisée est obtenue en faisant la moyenne de chacune des courbes normalisées.

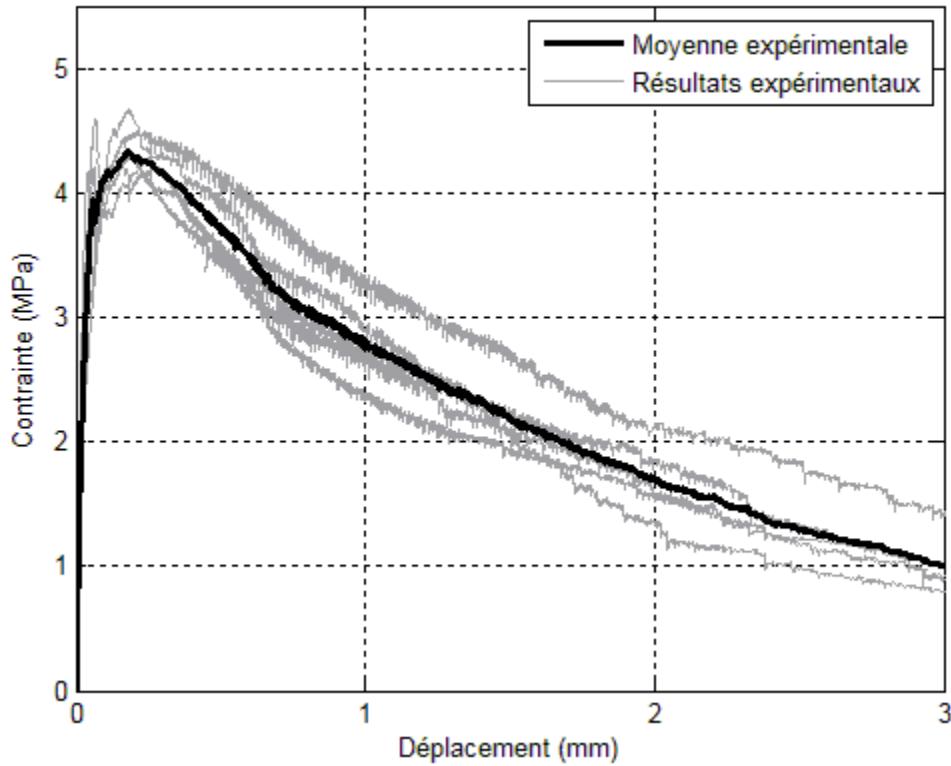


Figure A-3 : Courbe de traction expérimentale moyenne de traction directe à 28 jours – BRF-1

Les courbes expérimentales de traction uniaxiale, présentées ci-haut, sont ensuite divisées en deux parties : une courbe contrainte-déformations jusqu'à l'atteinte de la résistance à la traction de la matrice, et une courbe contrainte-ouverture de fissure jusqu'à ce que le pontage des fibres soit négligeable. La relation contrainte-ouverture de fissure est utilisée pour déterminer l'énergie post-fissuration correspondant à l'énergie dissipée par le pontage des fibres, représentée graphiquement par l'aire sous la courbe. Les courbes expérimentales du comportement post-fissuration en traction uniaxiale et leurs énergies correspondantes sont présentées respectivement sur la Figure A-4 et au Tableau A-3.

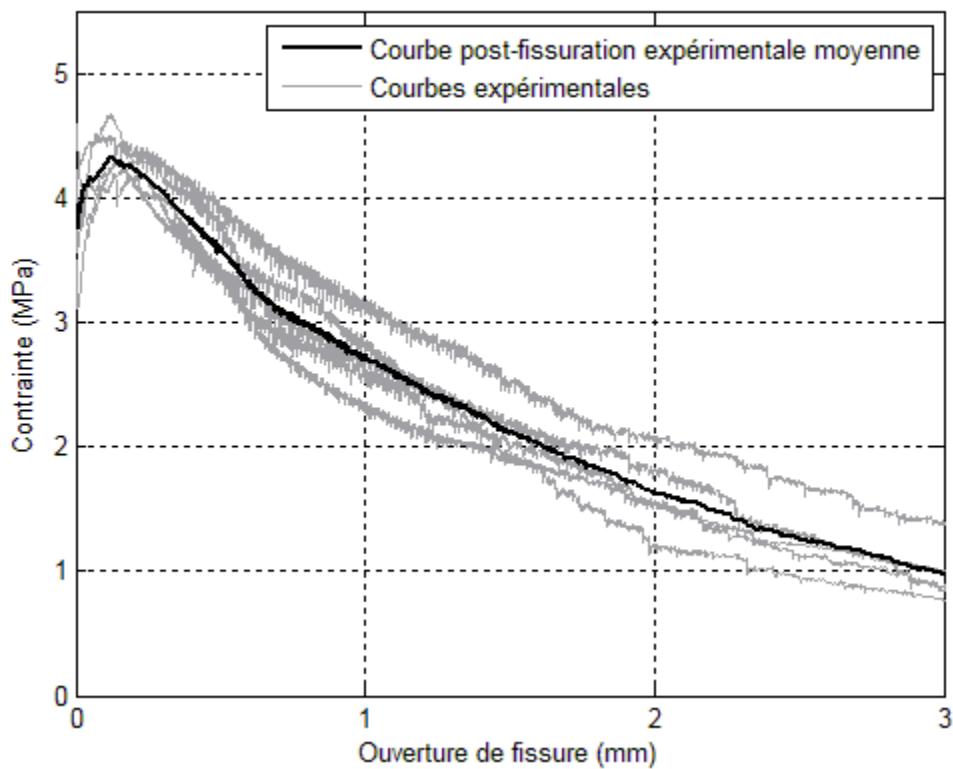


Figure A-4 : Courbes expérimentales du comportement post-fissuration en traction uniaxiale à 28 jours – BRF-1

Tableau A-3 : Énergies post-fissuration – BRF-1

$x_c$	Énergie post-fissuration à 28 jours, MPa-mm						Moyenne	Écart-type
	1	3	4	5	6			
2	5.54	5.35	5.73	5.11	6.41		5.63	0.44
2.5	6.34	5.91	6.42	5.81	7.41		6.38	0.57
3	6.90	6.35	6.95	6.37	8.21		6.96	0.67
3.5	7.30	6.72	7.33	6.83	8.87		7.41	0.77
4	7.64	7.03	7.65	7.21	9.42		7.79	0.85

## A.3 Poutres de 4 mètres

### A.3.1 Résistance à la compression

Pour le deuxième programme expérimental, une seule et unique gâchée réalisée à la bétonnière a permis de produire l'ensemble des éprouvettes. Le Tableau A-4 présente les résultats des essais de résistance à la compression et de module d'élasticité pour le BRF utilisé pour la fabrication des poutres de 4 mètres et des éprouvettes de caractérisation.

Tableau A-4 : Résistance à la compression et de module de Young – BRF-2

<b>Poutres 4 mètres – BRF-2</b>					
Essai	Échéance (jours)	Identification	Résistance (MPa)	Module élastique (MPa)	Coefficient de Poisson
Caractérisation	28	1	71.6		
		2	77.0		
		3	75.5		
		4 - E	77.8	39792	0.246
		5 - E	83.7	38706	0.209
		6 - E	86.7	39752	0.276
		<b>Moyenne</b>	<b>74.7</b>	<b>39417</b>	<b>0.244</b>
		<b>Écart-type</b>	<b>2.8</b>	<b>616</b>	<b>0.034</b>
P4m-3-10M	121	1	84.6		
		2	88.7		
		3	82.9		
		4 - E	87.8	35812	0.226
		5 - E	83.7	37123	0.247
		6 - E	86.7	38535	0.226
		<b>Moyenne</b>	<b>85.4</b>	<b>37157</b>	<b>0.233</b>
		<b>Écart-type</b>	<b>3.0</b>	<b>1362</b>	<b>0.012</b>
P4m-Fibres	175	1	94.3		
		2	87.2		
		3	90.5		
		4 - E	91.8	37501	0.230
		5 - E	83.7	37451	0.252
		6 - E	94.1	38608	0.233
		<b>Moyenne</b>	<b>90.7</b>	<b>37853</b>	<b>0.238</b>
		<b>Écart-type</b>	<b>3.6</b>	<b>654</b>	<b>0.012</b>
P4m-2T15 AD	241	1	84.1		
		2	91.8		
		3	92.9		
		4 - E	92.5	38456	0.262
		5 - E	89.1	38635	0.262
		6 - E	92.5	36828	0.260
		<b>Moyenne</b>	<b>89.6</b>	<b>37973</b>	<b>0.261</b>
		<b>Écart-type</b>	<b>4.8</b>	<b>996</b>	<b>0.001</b>
P4m-2T15 NA	317	1	71.4		
		2	87.0		
		3	78.6		
		4 - E	89.7	37107	0.258
		5 - E	89.9	37165	0.236
		6 - E	91.8	35740	0.247
		<b>Moyenne</b>	<b>79.0</b>	<b>36671</b>	<b>0.247</b>
		<b>Écart-type</b>	<b>7.8</b>	<b>807</b>	<b>0.011</b>

### A.3.2 Résistance à la traction uniaxiale

Pour cette gâchée réalisée à l'aide d'une bétonnière, trois essais de traction uniaxiale ont été effectués sur des os de traction non-entaillés à une échéance de 241 jours après la coulée. Cette échéance permet de se positionner à mi-chemin de la durée totale des essais pour ainsi caractériser la résistance de la matrice en traction. Bien que la géométrie de l'éprouvette favorise la création d'une concentration de contrainte dans la zone de transition entre la section pleine et la section réduite, les trois épouvettes se sont rompues à l'intérieur de la section réduite et les essais sont donc valides. Le Tableau A-5 présente les résistances de la matrice cimentaire à la traction uniaxiale.

Tableau A-5 : Résistance de la matrice en traction uniaxiale – BRF-2

Traction uniaxiale – BRF-2				
	1	2	3	Moyenne
$f_t$ (matrice) (MPa)	3.45	3.53	4.21	4.31

La Figure A-5 et le Tableau A-6 présentent respectivement les courbes expérimentales du comportement post-fissuration en traction uniaxiale et leurs énergies correspondantes.

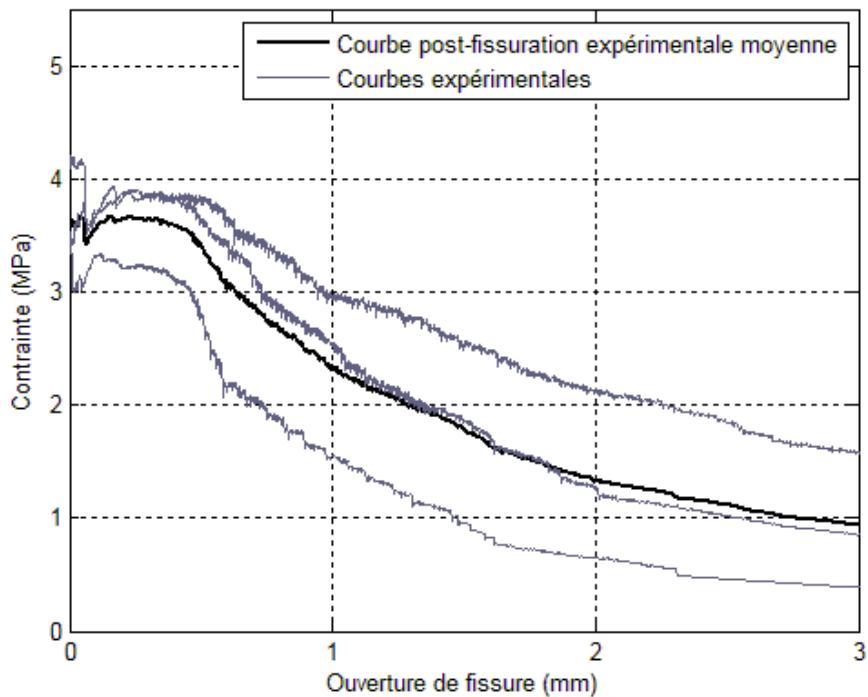


Figure A-5 : Courbes expérimentales du comportement post-fissuration en traction uniaxiale à 241 jours – BRF-2

Tableau A-6 : Énergies post-fissuration – BRF-2

Énergie post-fissuration, MPa-mm					
$x_c$	1	2	3	Moyenne	Écart-type
2.5	5.7126	3.845	7.1834	5.580	1.366
3	6.1827	4.0618	8.0548	6.100	1.631
3.5	6.5808	4.3026	8.7906	6.558	1.832
4	6.9273	4.3618	9.3627	6.884	2.042

### A.3.3 Résistance à la flexion sur poutres entaillées

Les essais de flexion 3-points RILEM sur poutres entaillées, réalisés en parallèle des essais de traction uniaxiale, permettront de valider la loi  $\sigma-w$  déterminée directement par les essais de traction. La Figure A-6 présente les courbes force-flèche des essais de résistance à la flexion, alors que le Tableau A-7 présente les énergies correspondantes.

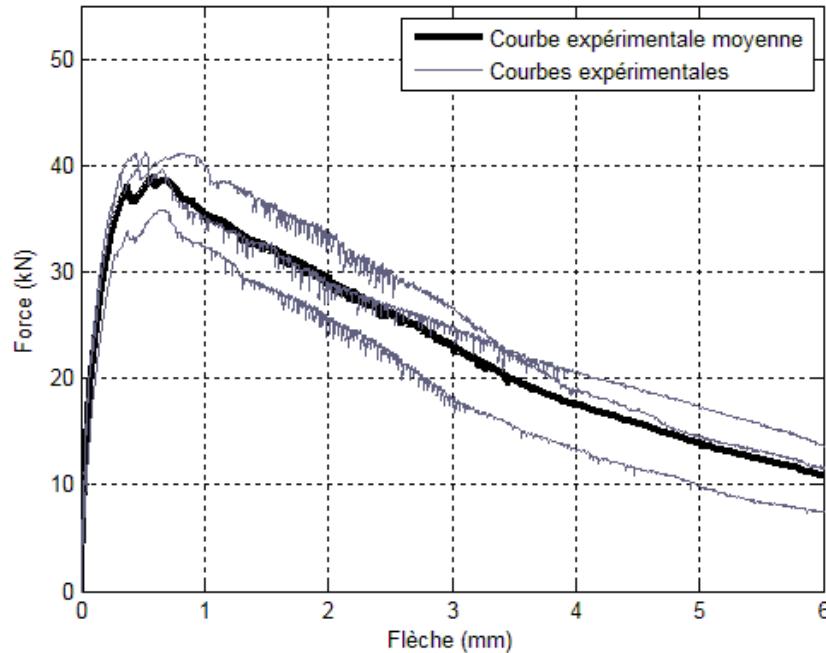


Figure A-6 : Courbes expérimentales de flexion 3-points à 241 jours – BRF-2

Tableau A-7 : Énergies des essais RILEM – BRF-2

RILEM – BRF-2				
	1	2	3	Moyenne
Énergie (kN-mm)	149.9	152.8	141.2	148.0

## A.4 Poutre de 8 mètres

### A.4.1 Résistance à la compression

Pour le troisième programme expérimental, une seule et unique gâchée réalisée à la bétonnière a permis de produire les éprouvettes de caractérisation et la poutre de 8 mètres. Le Tableau A-8 présente les résultats des essais de résistance à la compression et de module d'élasticité pour le BRF utilisé pour ce programme d'essai.

Tableau A-8 : Résistance à la compression et de module de Young – BRF-3

<b>Poutres 8 mètres – BRF-3</b>					
Essai	Échéance (jours)	Identification	Résistance (MPa)	Module élastique (MPa)	Coefficient de Poisson
Caractérisation	546	1	84.3		
		2	89.9		
		3	88.1		
		4 - E	88.8	36851	0.217
		5 - E	87.7	35249	0.201
		6 - E	86.2	36845	0.214
		<b>Moyenne</b>	<b>87.4</b>	<b>36315</b>	<b>0.211</b>
		<b>Écart-type</b>	<b>2.9</b>	<b>923</b>	<b>0.009</b>

#### A.4.2 Résistance à la traction uniaxiale

Trois essais de résistance à la traction uniaxiale ont été effectués sur des os de traction non-entaillés à une échéance de 546 jours. Cette échéance permet d'évaluer la résistance de la matrice en traction à mi-chemin de la durée totale de l'essai de fluage flexionnel sur la poutre de 8 mètres. Le Tableau A-9 présente les résistances de la matrice cimentaire à la traction uniaxiale.

Tableau A-9 : Résistance de la matrice en traction uniaxiale – BRF-3

Traction uniaxiale - Poutres 8 mètres – BRF-3					
	1	2	3	Moyenne	Écart-type
$f_T$ (matrice) (MPa)	3.97	4.58	4.21	4.25	0.30

La Figure A-7 et le Tableau A-10 présentent respectivement les courbes expérimentales du comportement post-fissuration en traction uniaxiale et leurs énergies correspondantes.

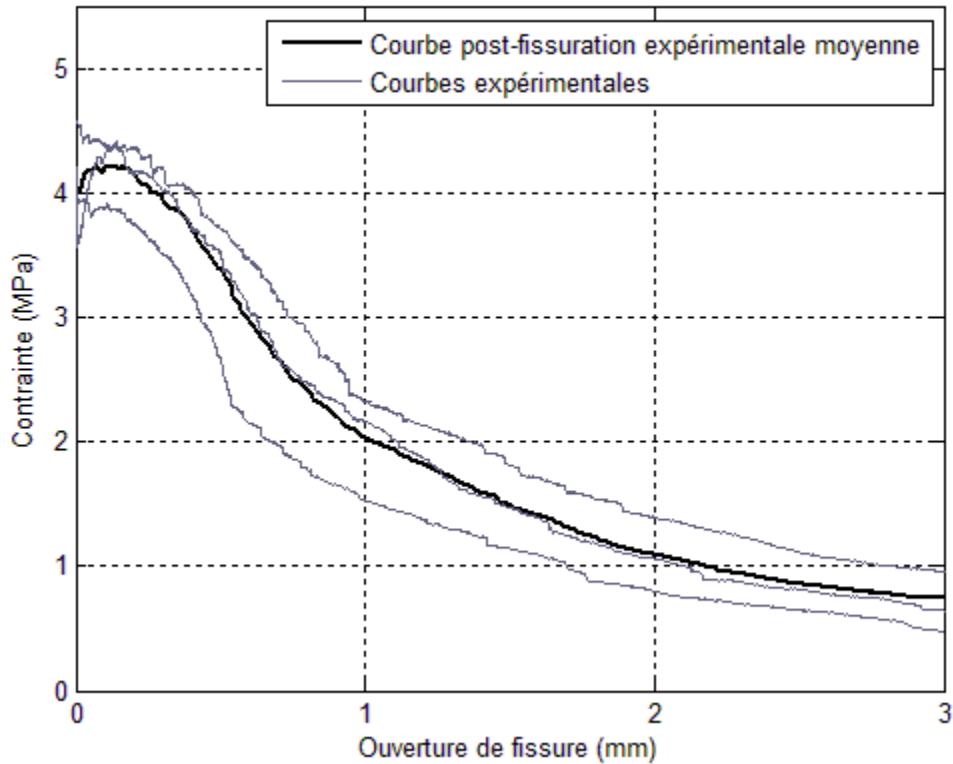


Figure A-7 : Courbes expérimentales du comportement post-fissuration en traction uniaxiale à 546 jours – BRF-3

Tableau A-10 : Énergies post-fissuration – BRF-3

Énergie post-fissuration, MPa-mm					
$x_c$	1	2	3	Moyenne	Écart-type
2.5	4.03	5.12	5.84	5.00	0.74
3	4.32	5.48	6.36	5.39	0.83

#### A.4.3 Résistance à la flexion sur poutres

La Figure A-8 et le Tableau A-11 présentent respectivement les courbes force-flèche des essais de résistance à la flexion et leurs énergies correspondantes.

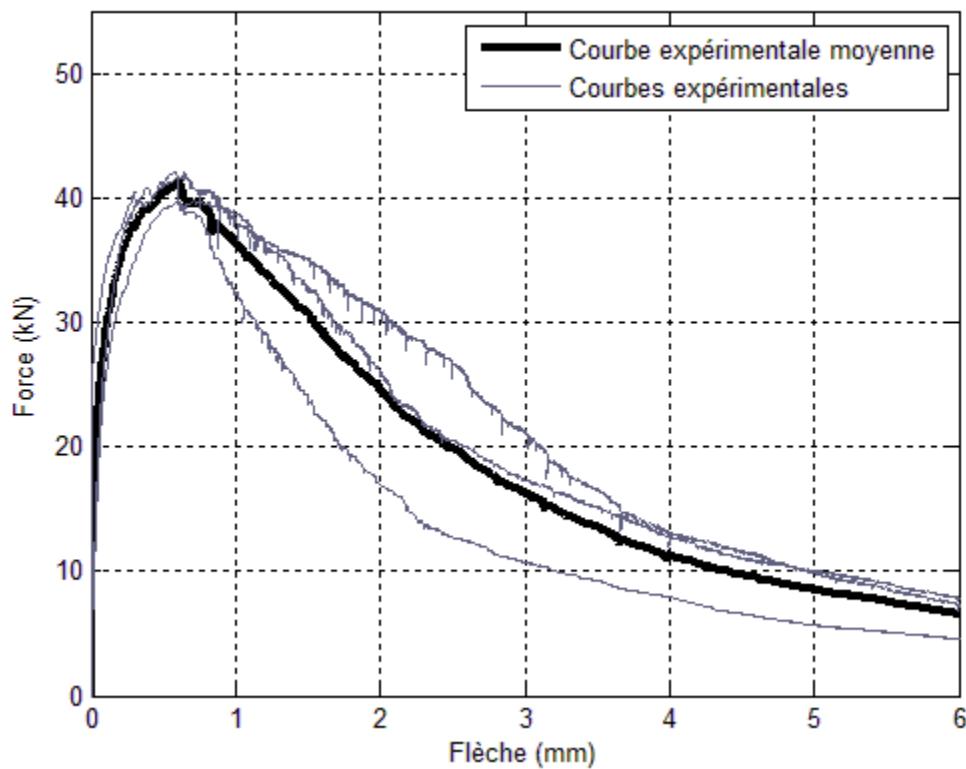


Figure A-8 : Courbes expérimentales de flexion 3-points – BRF-3

Tableau A-11 : Énergies des essais RILEM – BRF-3

RILEM - Poutres 8 mètres					
	1	2	3	Moyenne	Écart-type
Énergie (kN-mm)	91.8	118.3	121.0	110.5	16.3

## ANNEXE B RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES

### B.1 Essais de fluage en compression

Ces essais avaient pour but de caractériser le fluage en compression du BRF utilisé dans les poutrelles. Le Tableau B-1 résume les résultats des essais de résistance à la compression et de détermination du module de Young ayant permis de déterminer la charge à appliquer lors des essais de fluage en compression. Les essais de fluage en compression ont été effectués à 40 % de la résistance à la compression moyenne. Les résultats de résistance à la compression présentée dans le Tableau B-1 montrent une grande dispersion des résultats. Cette dispersion suggère que les éprouvettes cylindriques étaient de mauvaise qualité résultant à la création de zones friables aux extrémités des éprouvettes. Ce problème résulte probablement d'une mauvaise mise en place du matériau. La Figure B-1 présente une photo prise à la fin des deux cycles de chargement à 40 % du premier essai de détermination du module de Young qui exemplifie ce problème.

Tableau B-1 : Résultats de résistance à la compression pour les essais de fluage en compression

<b>BRF-1 Gâchée #5</b>					
Endroit	Gâchée	Identification	Résistance (MPa)	Module élastique (MPa)	Coefficient de Poisson
Laboratoire	5 – 283 jours	1	52.4	-----	-----
		2	70.1	-----	-----
		3	51.1	-----	-----
		4 – E	57.5	-----	-----
		5 – E	90.9	38038	0.236
		6 – E	90.0	36633	0.258
		<b>Moyenne</b>	<b>57.9</b>	<b>37336</b>	<b>0.247</b>
			<b>Écart-type</b>	<b>993.5</b>	<b>0.016</b>



Figure B-1 : Problème de friabilité lors d'un essai de détermination du module de Young

La Figure B-2 présente des photos prises à la suite de la mise en charge des éprouvettes à un niveau de chargement équivalent à 40 % de la résistance moyenne à la compression des éprouvettes testées précédemment. Cette figure illustre le problème de friabilité.



Figure B-2 : Problème de friabilité lors des essais de fluage en compression

La Figure B-3 présente les résultats bruts de fluage séchant des quatre éprouvettes de l'empilement et de retrait séchant des deux éprouvettes témoins obtenus lors de l'essai de fluage en compression. Aucune des éprouvettes n'a été scellée afin de prévenir le séchage des éprouvettes, et par conséquent le retrait endogène et le fluage propre n'ont pas été mesurés.

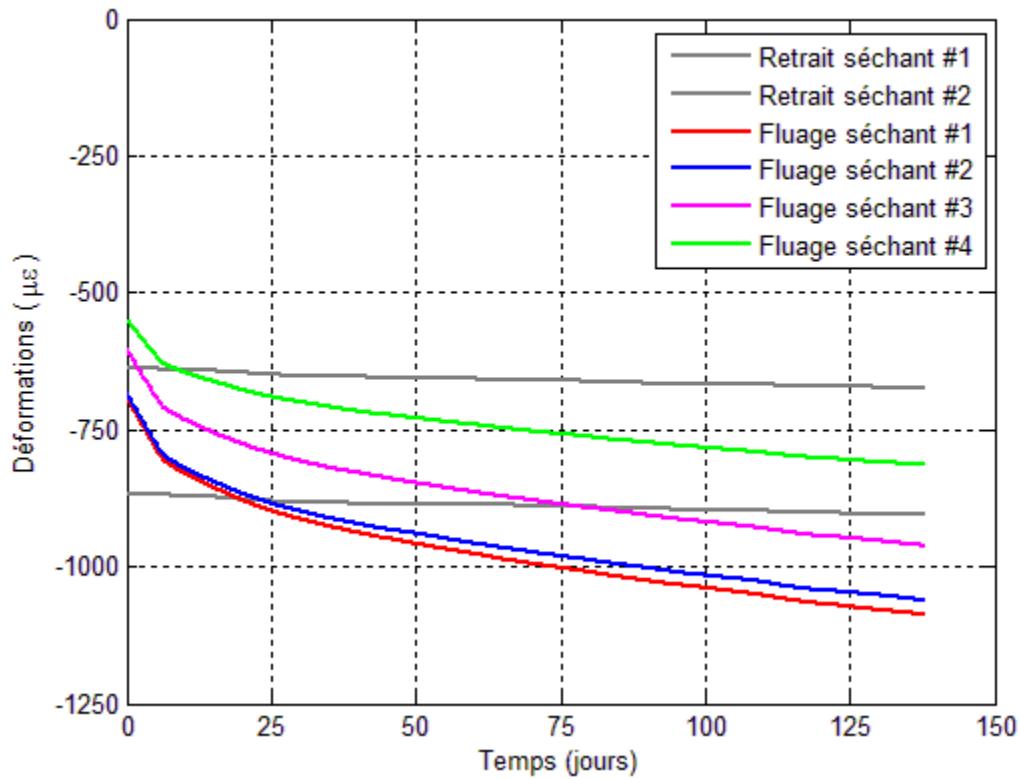


Figure B-3 : Résultats bruts de l'essai de fluage en compression

Les figures B-4 et B-5 présentent respectivement les courbes moyennes de fluage total et de fluage spécifique des essais de fluage en compression.

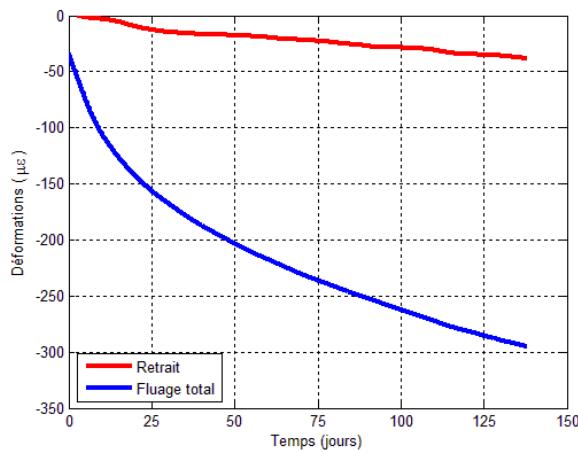


Figure B-4 : Courbe moyenne de fluage total

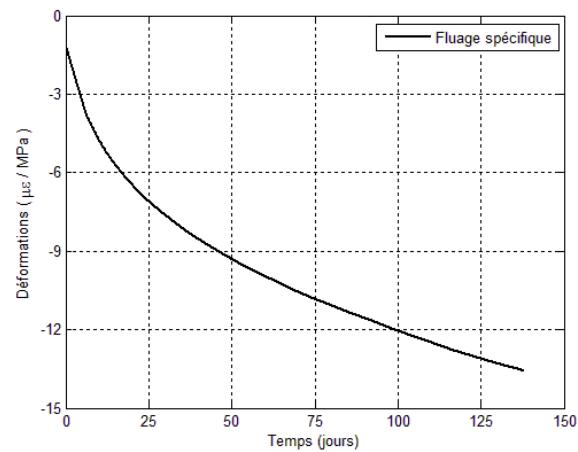


Figure B-5 : Courbe moyenne de fluage spécifique

## B.2 Essais de fluage flexionnel des poutrelles de 0.7 mètre

Cette section présente les résultats de quatre essais de fluage flexionnel sur les poutrelles de 0.7 mètre complémentaire aux résultats présentés dans le Chapitre 4. Les conclusions présentées dans le Chapitre 4 s'appliquent intégralement aux résultats de ces essais de fluage flexionnel complémentaire. Ces quatre essais forment deux séries d'essais de fluage flexionnel : la première série d'essais sur des éprouvettes préfissurées à une ouverture de fissure maximale de 0.7 mm et chargées en fluage flexionnel à un niveau de chargement égal à 85 %, et la deuxième sur des essais sur les poutrelles de 0.7 mètre avec un historique de chargement identique à celui des essais de fluage sur les poutres de 4 mètres présentés dans le Chapitre 5. Cette deuxième série d'essais a pour but d'évaluer, éventuellement, l'influence de la taille des éprouvettes sur l'évolution de la fissuration et de l'endommagement des BRF sous charge soutenue. De plus, la deuxième série d'essais est composée de deux éprouvettes : une éprouvette en condition de séchage (PD1), donc non-scellée et permettant les échanges hydriques avec son environnement, et une éprouvette scellée (PS1).

Le Tableau B-2 présente un résumé des essais de résistance à la compression et de détermination du module de Young à différentes échéances. La gâchée #3 inclut les éprouvettes de la première série d'essais complémentaires et les éprouvettes non-scellées de la deuxième série d'essais, alors que la gâchée #6 inclut les éprouvettes scellées de la deuxième série d'essais. Le Tableau B-2 montre que la différence de résistance à la compression due à la maturité n'est pas significative.

Tableau B-2 : Résultats de résistance à la compression pour les essais complémentaires de fluege en flexion

<b>Poutrelles – BRF-1</b>					
Gâchée ID - Échéance	Identification	Résistance (MPa)	Module élastique (MPa)	Coefficient de Poisson	
3 - 609 jours	1	88.0			
	2	86.4			
	3	84.7			
	4 - E	88.9	35420	0.208	
	5 - E	88.7	36834	0.201	
	6 - E	89.3	35276	0.217	
	<b>Moyenne</b>	<b>86.4</b>	<b>35843</b>	<b>0.209</b>	
	<b>Écart-type</b>	<b>1.7</b>	<b>861</b>	<b>0.01</b>	
3 - 1037 jours	1	77.2			
	2	83.3			
	3	81.9			
	4 - E	77.6	37589	0.269	
	5 - E	84.5	34109	0.218	
	6 - E	83.3	35998	0.257	
	<b>Moyenne</b>	<b>80.8</b>	<b>35899</b>	<b>0.248</b>	
	<b>Écart-type</b>	<b>3.2</b>	<b>1742</b>	<b>0.03</b>	
6 - 90 jours	1	86.2			
	2	89.6			
	3	75.0			
	4 - E	86.6	39636	0.238	
	<b>Moyenne</b>	<b>83.6</b>	<b>39636</b>	<b>0.238</b>	
	<b>Écart-type</b>	<b>7.6</b>			
	1	85.2			
	2	90.9			
6 - 755 jours	3	90.2			
	4 - E	85.5	37024	0.258	
	5 - E	88.0	39240	0.292	
	<b>Moyenne</b>	<b>88.8</b>	<b>38132</b>	<b>0.275</b>	
	<b>Écart-type</b>	<b>3.1</b>	<b>1567</b>	<b>0.02</b>	

### B.2.1 Essais de fluage flexionnel à un niveau de chargement de 85 %

Les figures B-6 à B-8 présentent les courbes force-flèche des trois éprouvettes préfissurées à une ouverture maximale de 0.7 mm et chargées en fluage flexionnel à un niveau de chargement égal à 85 %. Ces mêmes figures présentent la réponse moyenne et l'intervalle de confiance minimum et maximum provenant des essais quasi-statiques. De plus, la rupture des éprouvettes y est marquée par une étoile. Tout comme les résultats présentés dans le Chapitre 4, la rupture des poutrelles survient lorsque l'état d'endommagement atteint un état d'endommagement limite défini par l'enveloppe du comportement quasi-statique.

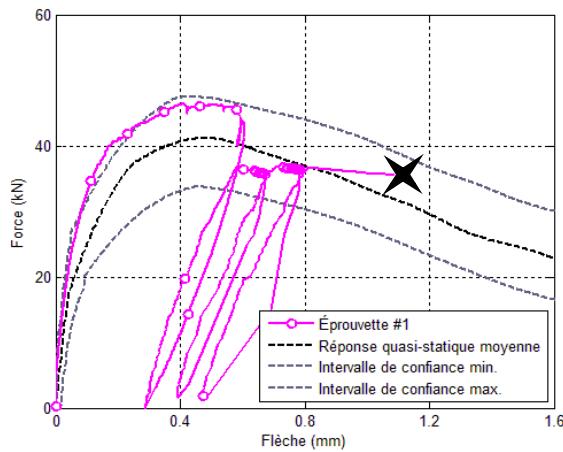


Figure B-6 : Courbe force-flèche de l'éprouvette #1 (éprouvette D3 du Chapitre 4)

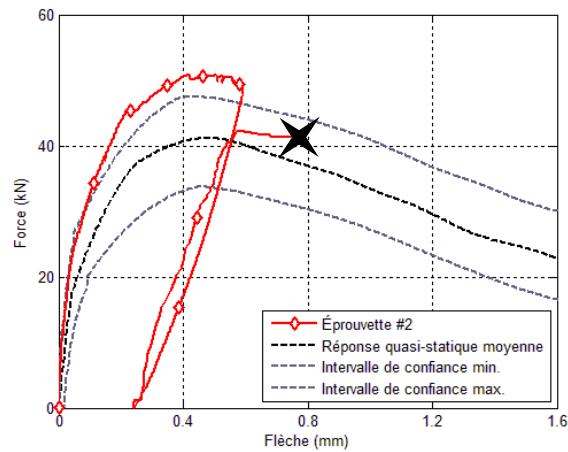


Figure B-7 : Courbe force-flèche de l'éprouvette #2

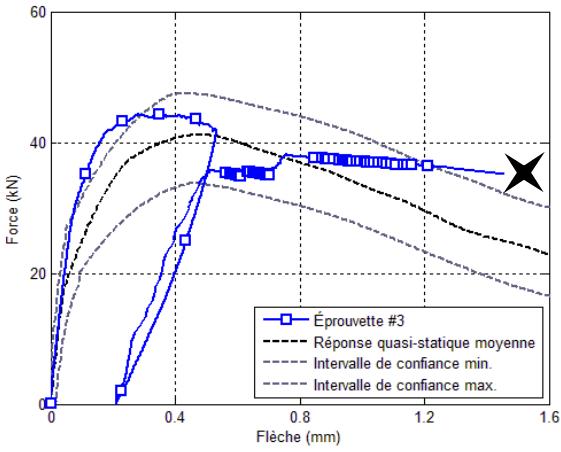


Figure B-8 : Courbe force-flèche de l'éprouvette #3

Les figures B-9 et B-10 présentent respectivement l'évolution de la flèche et de l'ouverture de fissure dans le temps des essais de fluage flexionnel à un niveau de chargement égal à 85 %. Il est à noter que le niveau de chargement de l'éprouvette #3 a été augmenté à 95 % après 54 jours de fluage flexionnel à un niveau de chargement égal à 85 %.

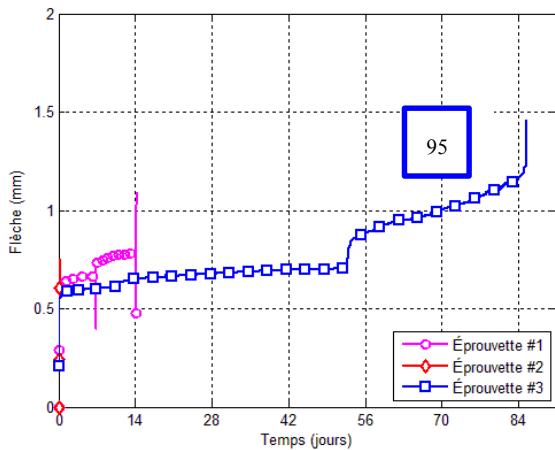


Figure B-9 : Courbes flèche-temps des essais de fluage flexionnel à un niveau de chargement égal à 85 %

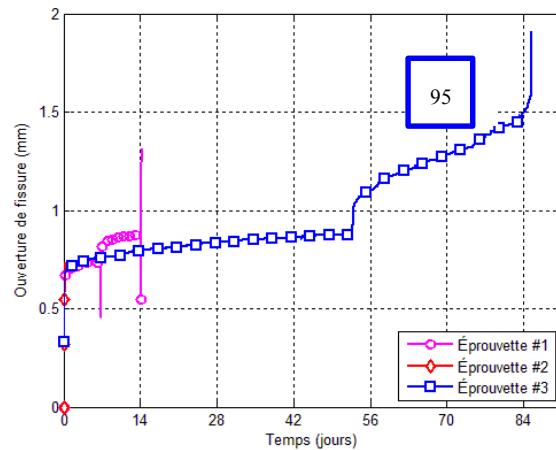


Figure B-10 : Courbes ouverture de fissure-temps des essais de fluage flexionnel à un niveau de chargement égal à 85 %

## B.2.2 Essais de fluage flexionnel – historique de chargement similaire à celui des essais de fluage flexionnel sur les poutres de 4 mètres

Les figures B-11 et B-12 présentent les courbes force-flèche des deux éprouvettes préfissurées dans un premier temps à une ouverture maximale de 0.1 mm et chargées en fluage flexionnel à un niveau de chargement égal à 60 % pendant 28 jours. Ces mêmes éprouvettes ont par la suite été préfissurées à une ouverture maximale de 0.5 mm et chargées de manière incrémentale tous les 7 jours jusqu'à la rupture des éprouvettes. Ces mêmes figures présentent la réponse moyenne et l'intervalle de confiance minimum et maximum provenant des essais quasi-statique. De plus, la rupture des éprouvettes y est marquée par une étoile.

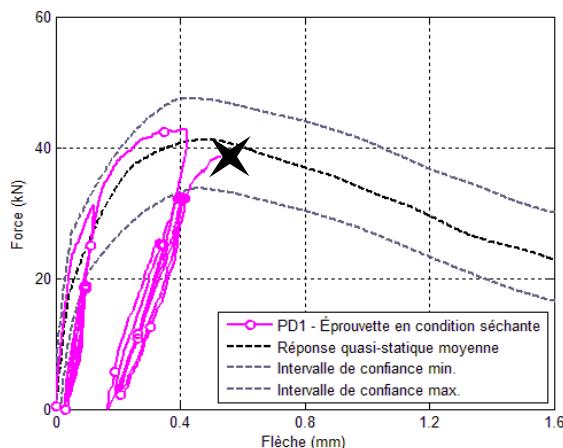


Figure B-11 : Courbe force-flèche de l'éprouvette PD1

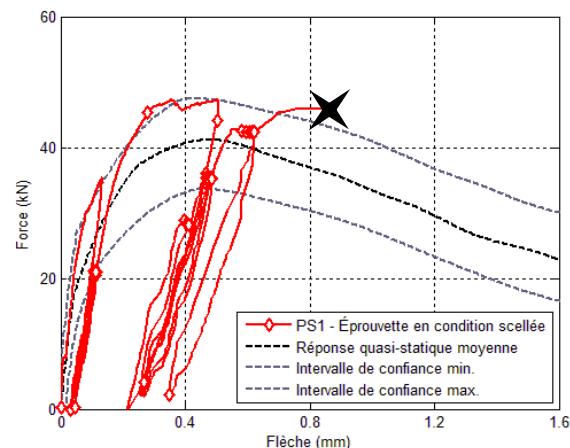


Figure B-12 : Courbe force-flèche de l'éprouvette PS1

Les figures B-13 et B-14 présentent respectivement l'évolution de la flèche et de l'ouverture de fissure dans le temps. Extraite de la Figure B-13, les figures B-15 et B-16 présentent respectivement les courbes flèches-temps pour les deux niveaux de préfissuration : 0.1 mm et 0.5 mm. Extraite de la Figure B-14, es figures B-17 et B-18 présentent les courbes ouverture de fissure-temps pour ces mêmes niveaux de préfissuration. Ces figures montrent que les cinétiques d'évolution de la flèche et de l'ouverture de fissure sont comparables pour les deux éprouvettes, séchante et scellée. Or, les amplitudes de la flèche et de l'ouverture de fissure diffèrent légèrement entre les deux éprouvettes.

Ces écarts d'amplitude peuvent très bien s'expliquer par la variabilité du matériau résultant en une dispersion des résultats.

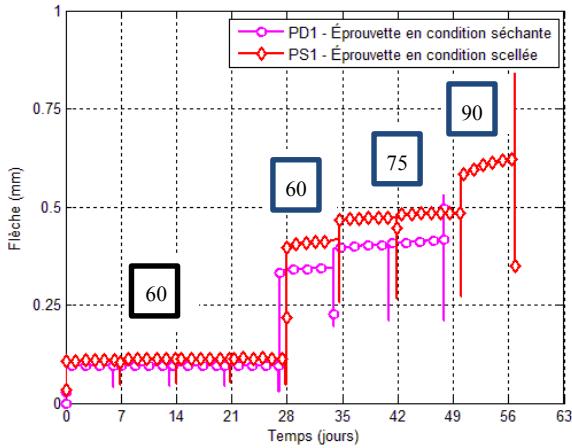


Figure B-13 : Courbe flèche-temps des éprouvettes PD1 et PS1

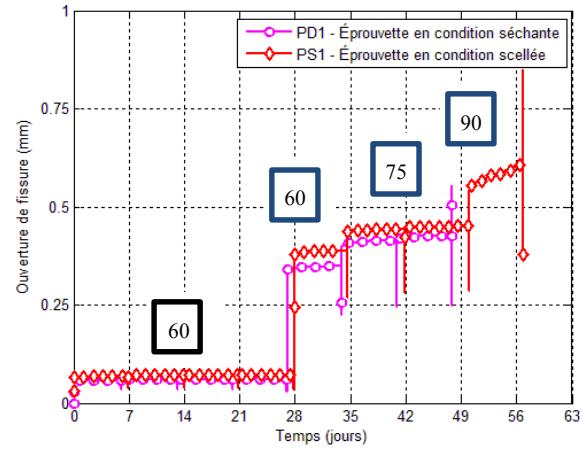


Figure B-14 : Courbe ouverture de fissure-temps des éprouvettes PD1 et PS1

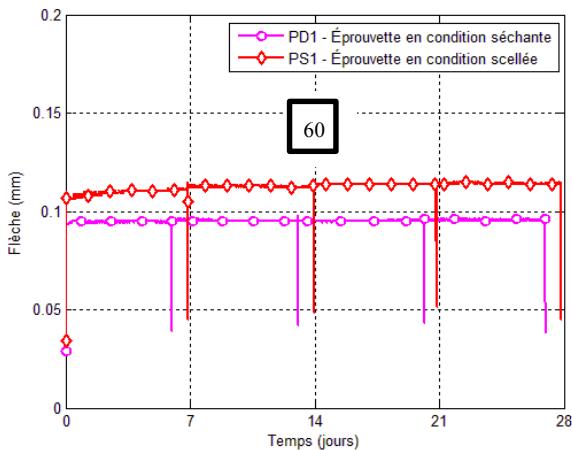


Figure B-15 : Courbe flèche-temps des éprouvettes PD1 et PS1 [0-28 jours]

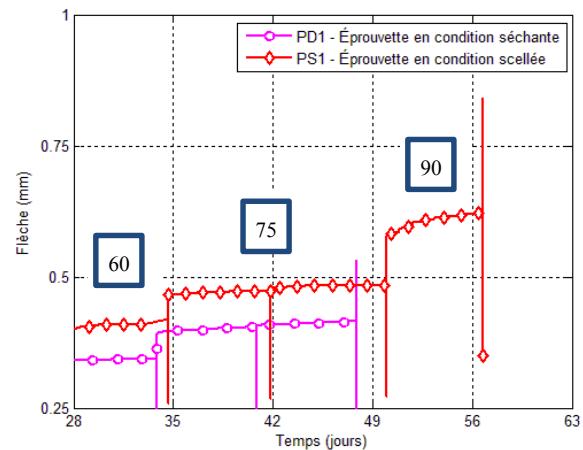


Figure B-16 : Courbe flèche-temps des éprouvettes PD1 et PS1 [28-rupture jours]

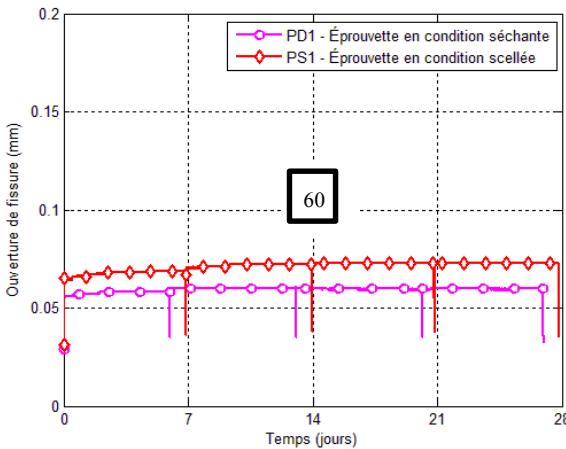


Figure B-17 : Courbe ouverture de fissure-temps des éprouvettes PD1 et PS1 [0-28 jours]

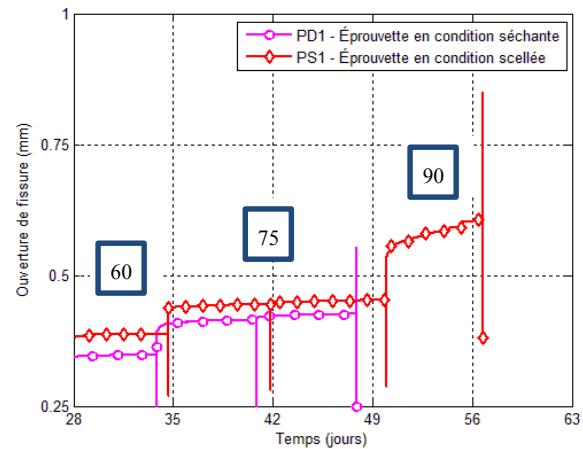


Figure B-18 : Courbe ouverture de fissure-temps des éprouvettes PD1 et PS1 [28-rupture jours]

### B.3 Essais de fluage flexionnel en condition de service des poutres de 4 mètres

La première partie des essais de fluage flexionnel des poutres de 4 mètres avaient pour but d'étudier l'influence du type de renforcement sur la propagation de la fissuration des BRF sous charge maintenue en condition de service. Les conditions de renforcement des poutres en BRF étaient les suivantes : fibres uniquement (F), des torons non-adhérents (US-F), des torons adhérents (BS-F) et des barres d'armature (R-F). Pour répondre à cet objectif, les poutres ont été préfissurées à une ouverture de fissure maximale de 0.1 mm avant d'être chargées à 60 % de la charge correspondante à la force enregistrée à cette ouverture de fissure maximale. Dans un deuxième temps, les mêmes poutres ont été préfissurées à une ouverture de fissure maximale de 0.5 mm avant d'être chargées de manière incrémentale tous les 7 jours. Les résultats de cette étude en condition de propagation de la fissuration ont fait l'objet du Chapitre 5.

Cette section présente donc la première partie de ces essais de fluage flexionnel à un niveau de chargement de 60 % de la force correspondante à une ouverture de fissure maximale de 0.1 mm obtenue lors de la préfissuration. Par simplicité, les poutres seront ultérieurement référencées par leur abréviation.

Les figures B-19 et B-20 présentent respectivement les courbes force-flèche pour la totalité des essais et un agrandissement de ces courbes focalisant sur la partie des essais en condition de service. La Figure B-20 montre que les flèches atteintes lors de la préfissuration à 0.1 mm des poutres F et US-F, toutes deux sans renforcement actif, sont comparables, alors que les flèches atteintes des poutres BS-F et R-F sont supérieures en raison des armatures adhérentes. Ces armatures ont pour effet de reprendre les efforts une fois l'apparition de fissures et favorisent, par conséquent, la multifissuration.

Les faciès de fissuration présentés à la Figure B-21 confirment que peu de fissures ont été initiées dans les poutres F et US-F lors de la préfissuration. À l'inverse, des poutres BS-F et R-F montrent que plusieurs fissures ont été initiées lors de la préfissuration. Ceci confirme la différence d'amplitude de flèches observée entre les poutres F et US-F et les poutres BS-F et R-F. Sur cette figure, les fissures générées par la pré-fissuration à une ouverture de fissure maximale de 0.1 mm sont illustrées par des traits continus noirs, alors que la propagation de ces fissures est illustrée par des traits pointillés noir. Les traits continus et pointillés bleus correspondent respectivement à la fissuration suite à la préfissuration à une ouverture de fissure maximale de 0.5 mm et à la propagation de ces fissures.

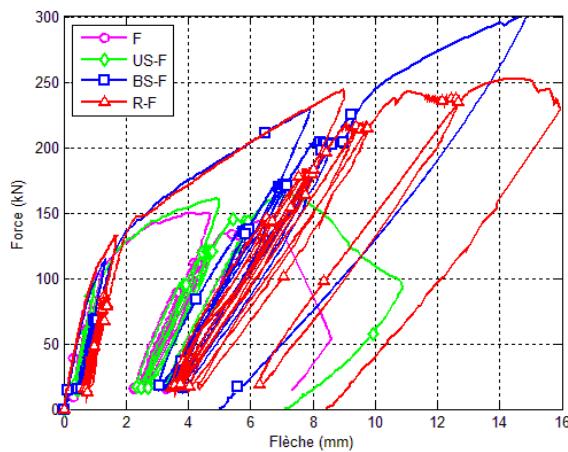


Figure B-19 : Courbes force-flèche des essais de fluage flexionnel sur les poutres de 4 mètres

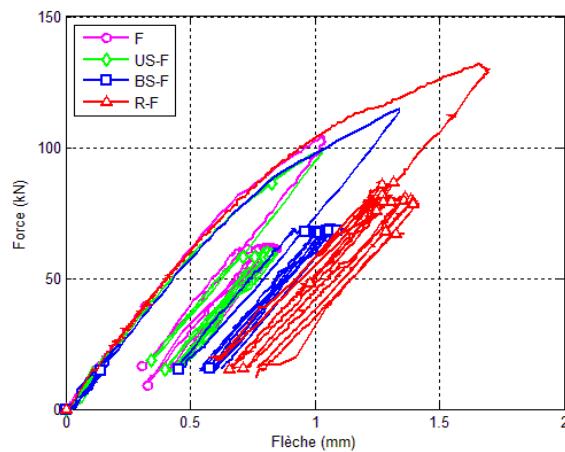


Figure B-20 : Courbes force-flèche des essais de fluage flexionnel sur les poutres de 4 mètres en condition de service

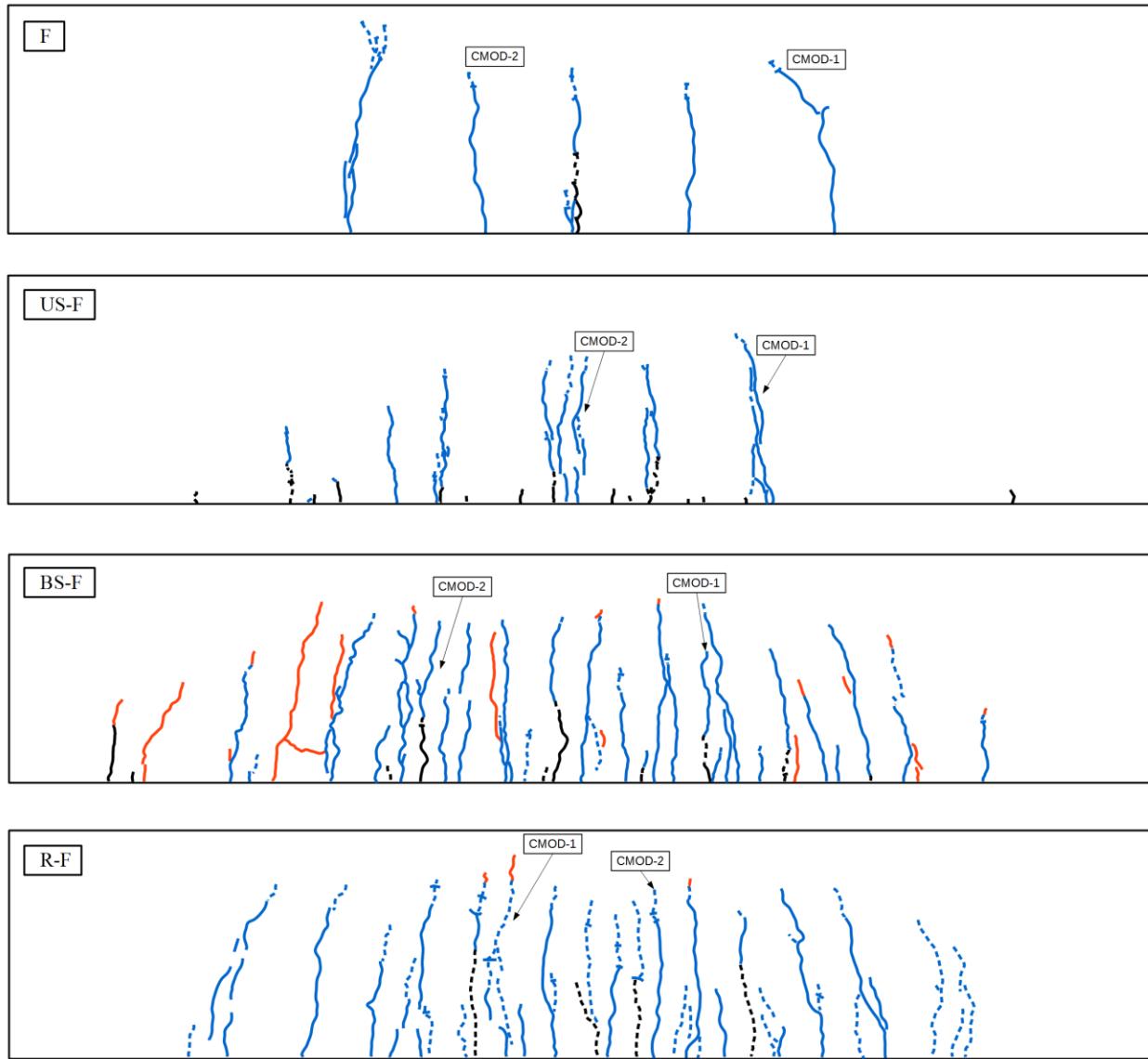


Figure B-21 : Sommaire des faciès de fissuration des essais de fluage flexionnel sur les poutres de 4 mètres

Les figures B-22 et B-23 présentent respectivement les courbes flèche-temps en condition de service et les courbes d'évolution de la complaisance. La Figure B-22 montre que l'amplitude de la flèche des poutres F et US-F, toutes deux sans renforcement adhérent, est comparable, mais inférieure à l'amplitude de la flèche des poutres BS-F et R-F. Les flèches plus importantes des poutres BS-F et R-F

Tel que mentionné précédemment, la préfissuration des poutres BS-F et R-F a conduit à la création de plusieurs macrofissures (Figure B-21). Ceci résulte en des flèches plus importantes. Cependant,

la Figure B-22 montre que l'évolution de la flèche est comparable pour l'ensemble des poutres, suggérant ainsi que le mécanisme qui induit cette déformation est le même indépendamment du type de renforcement.

La Figure B-23 présente les courbes de complaisance-temps en condition de service de ces essais. Les résultats montrent que la complaisance, mesure macroscopique de l'état global de l'endommagement, tend à évoluer légèrement pendant les 28 jours. La complaisance ne représente qu'une indication de l'état global de l'endommagement puisqu'elle est sensible à la vitesse de chargement des poutres lors des cycles de déchargement-rechargement.

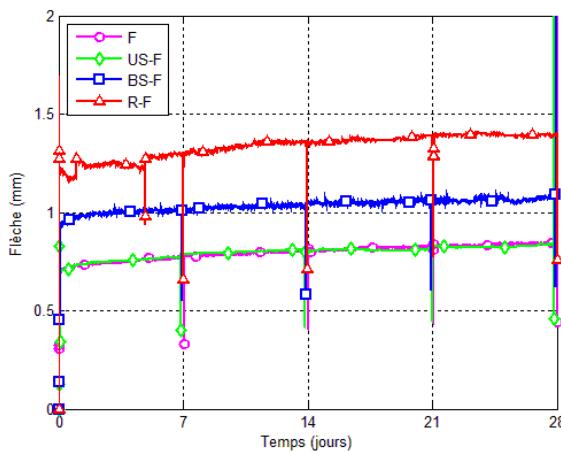


Figure B-22 : Courbes flèche-temps des essais de fluage flexionnel sur les poutres de 4 mètres en condition de service

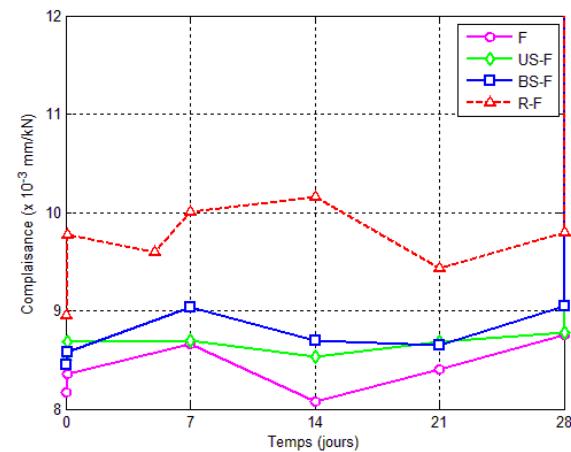


Figure B-23 : Courbes complaisance-temps des essais de fluage flexionnel sur les poutres de 4 mètres en condition de service

Les figures B-24 et B-25 présentent respectivement les courbes de la somme des ouvertures de fissure-temps et les courbes de l'ouverture de fissure critique-temps en condition de service de ces essais. La Figure B-24 montre clairement que les mesures d'ouvertures de fissure sont sensibles aux conditions environnementales. De plus, les figures B-24 et B-25 montrent que la somme des ouvertures et l'ouverture critique tend à augmenter légèrement. La tendance à augmenter de la somme des ouvertures de fissure est cohérente à la tendance observée pour la flèche.

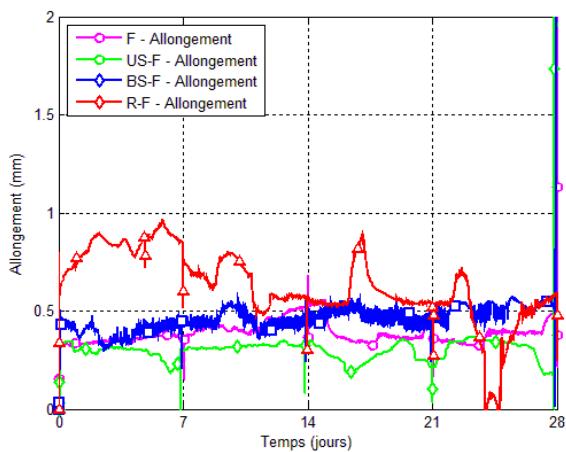


Figure B-24 : Courbes somme des ouvertures de fissure-temps des essais de fluage flexionnel sur les poutres de 4 mètres en condition de service

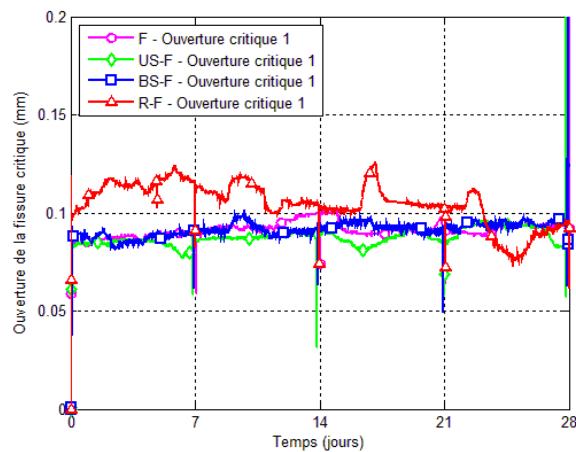


Figure B-25 : Courbes ouverture de fissure critique-temps des essais de fluage flexionnel sur les poutres de 4 mètres en condition de service

#### B.4 Essais de fluage flexionnel de la poutre de 8 mètres

Cet essai avait pour but de permettre la vérification des effets d'échelle sur l'évolution de la fissuration sous charge soutenue des BRF. Ainsi, l'essai de fluage flexionnel sur la poutre de 8 mètres a été effectué suivant un historique de chargement similaire aux essais sur les poutrelles de 0.7 mètre et les poutres de 4 mètres. Toutefois, il a été réalisé dans des conditions environnementales non contrôlées en raison de sa grande taille.

Les figures B-26 et B-27 présentent respectivement les courbes force-déplacement et force-ouverture de fissure critique obtenues lors de l'essai de fluage flexionnel de la poutre de 8 mètres. La Figure B-26 montre un comportement très linéaire lors de la préfissuration. L'absence de non-linéarité suggère que la fissure est apparue brusquement. Ceci peut s'expliquer par le fait que la poutre a emmagasiné une grande quantité d'énergie avant que la fissuration se soit localisée. La localisation de la fissuration a donc libéré brusquement cette énergie. Par ailleurs, les figures B-26 et la B-27 montrent que la flèche et l'ouverture de fissure ont continué d'augmenter malgré le déclenchement du déchargement une fois que le critère d'ouverture maximal a été atteint. Ceci met

en évidence que le système de chargement en force imposé n'était pas suffisamment réactif pour bien contrôler la préfissuration de cette poutre.

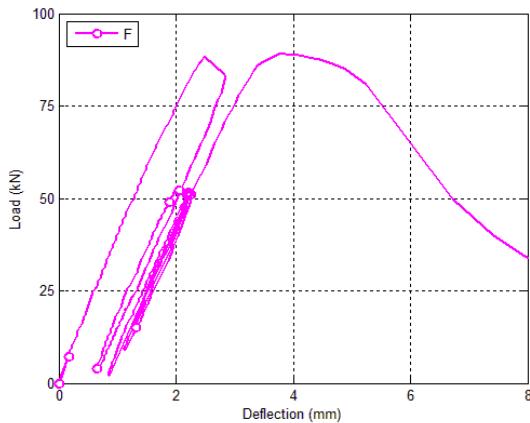


Figure B-26 : Courbe force-déplacement de la poutre de 8 mètres

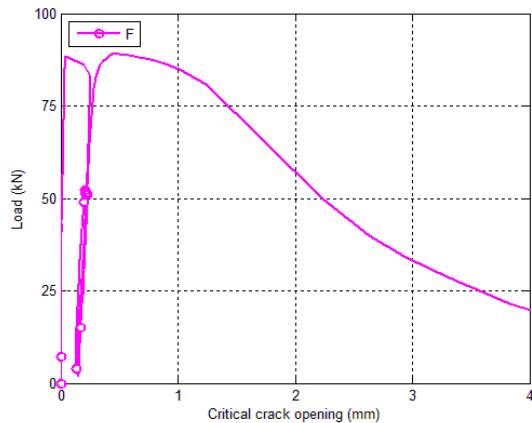


Figure B-27 : Courbe force-ouverture de fissure critique de la poutre de 8 mètres

La Figure B-28 présente le faciès de fissuration à mi-portée de la poutre avant la rupture. Ce faciès de fissuration confirme qu'une seule macrofissure visible a été créée lors de la préfissuration.



Figure B-28 : Faciès de fissuration

Les figures B-29 et B-30 présentent respectivement les courbes flèche-temps et ouverture de fissure critique-temps de l'essai de fluage flexionnel de la poutre de 8 mètres. L'ouverture de fissure critique correspond à la fissure principale illustrée sur la Figure B-28. Les résultats montrent que la flèche et l'ouverture de fissure tendent à augmenter de manière linéaire lors des sept premiers jours de fluage flexionnel, pour ensuite se stabiliser et demeurer constantes lors des 14 jours suivants.

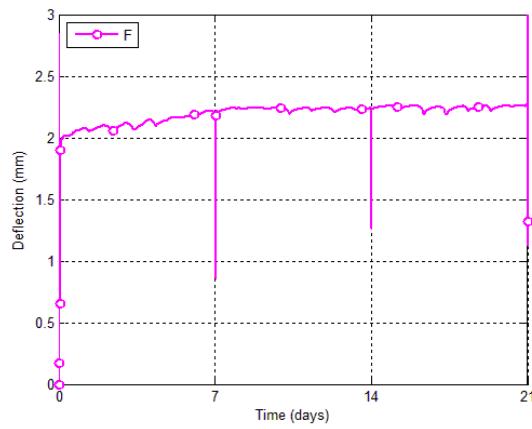


Figure B-29 : Courbe flèche-temps de la poutre de 8 mètres

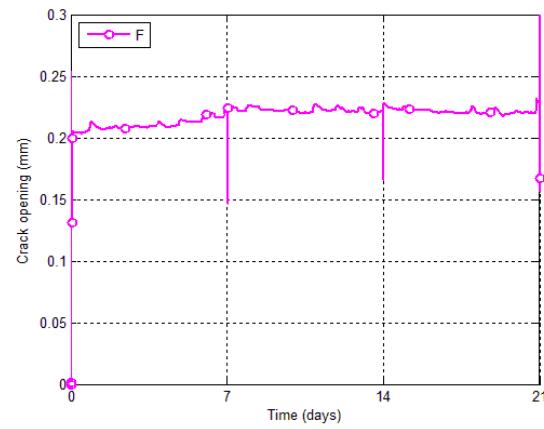


Figure B-30 : Courbe ouverture de fissure critique-temps de la poutre de 8 mètres

La Figure B-31 présente l'évolution de la complaisance dans le temps de l'essai de fluage flexionnel de la poutre de 8 mètres. Le résultat montre que l'évolution de la complaisance tend à demeurer stable dans le temps pour un niveau de chargement soutenu correspondant à 60 % de la force correspondante à une ouverture maximale de 0.1 mm. Ainsi, ce résultat montre que la fissuration ne se propage pas ou peu en condition de service.

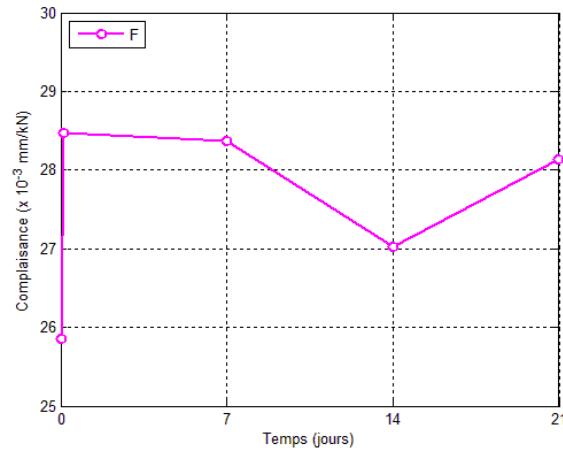


Figure B-31 : Courbe complaisance-temps de la poutre de 8 mètres

Au 21<sup>e</sup> jour de l'essai, une tentative de préfissuration à une ouverture maximale de 0.5 mm a été effectuée. Cette tentative a généré une propagation instable de la macrofissure résultant à la rupture de l'éprouvette.

**ANNEXE C      PROCÉDURE DE L'ESSAI DE PRÉFISSURATION –**  
**POUTRELLE DE 0.7 MÈTRE**

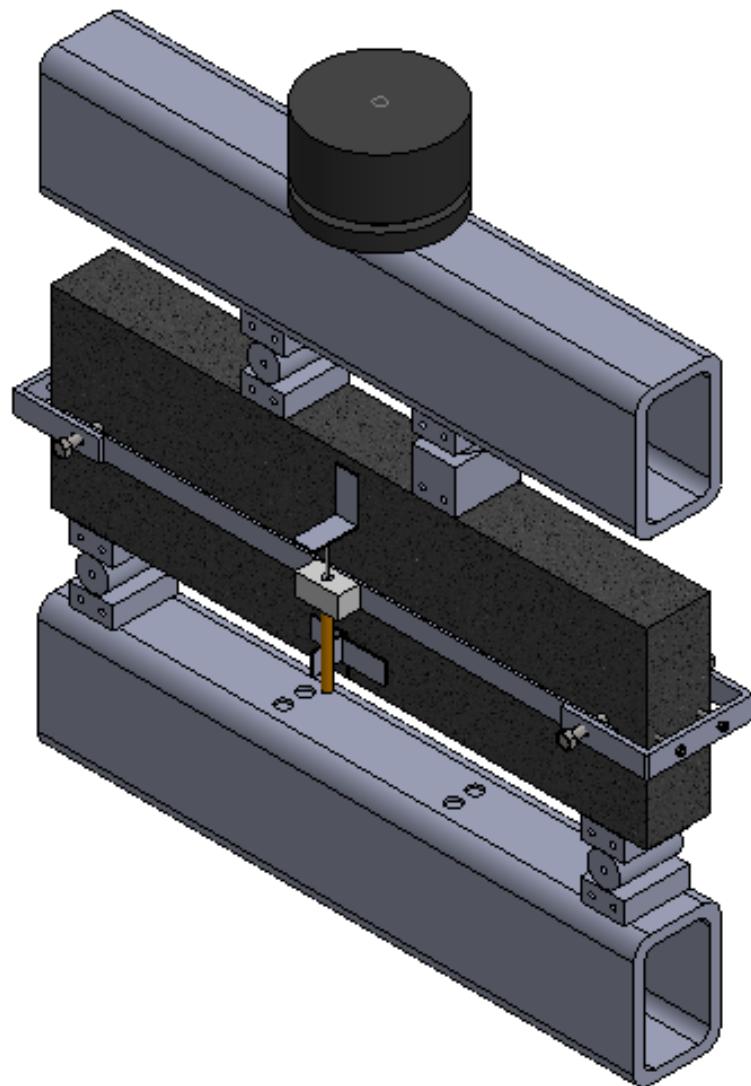


Figure C-1 : Montage expérimental pour les essais de préfissuration en flexion 4 points sur  
prisme entaillé

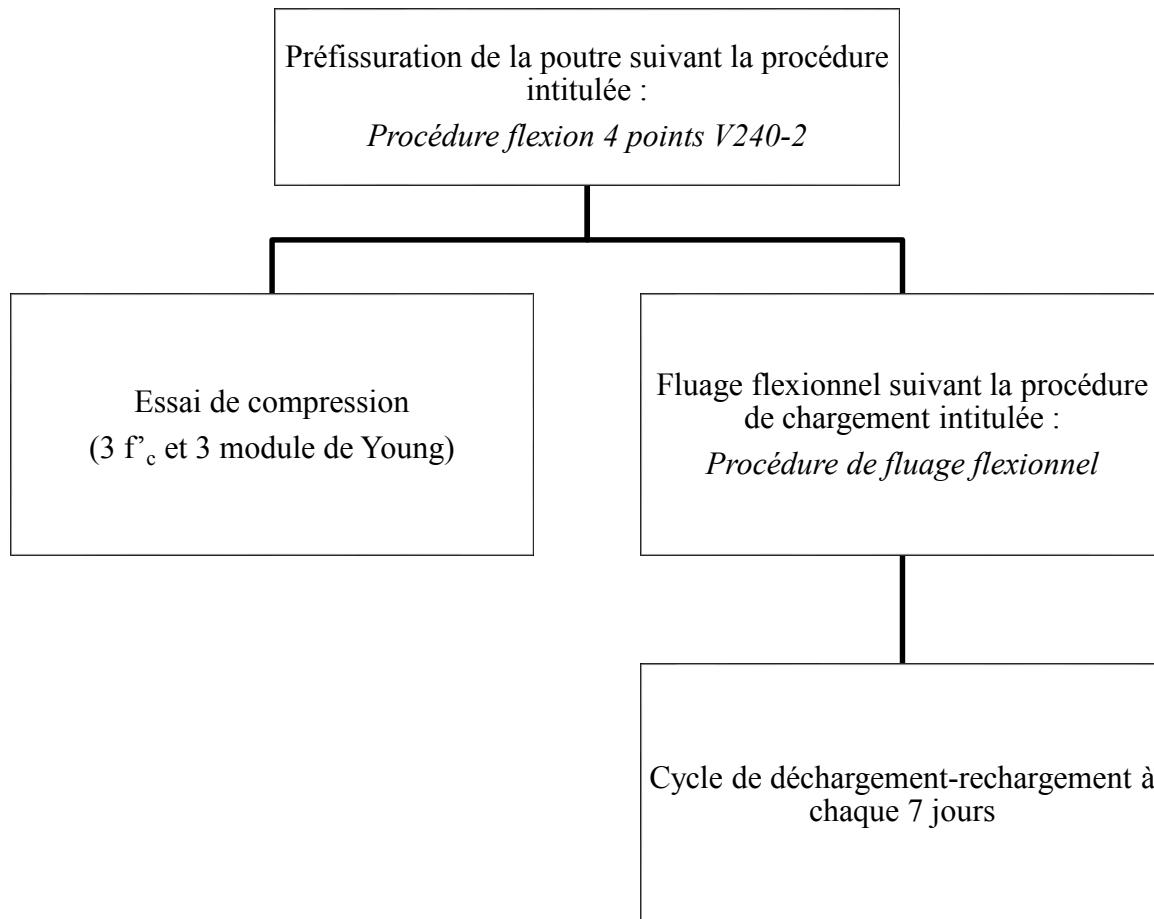


Figure C-2 : Résumé des essais en flexion 4-points sur prisme entaillé

## C.1 Préparation de l'essai

1. Ouvrir l'ordinateur, le contrôleur et l'alimentation, attendre que la lumière jaune "LED" s'éteigne (LED sur le côté gauche du contrôleur, rangée "493-73 HPU") ;
2. Ouvrir l'ordinateur, le contrôleur et l'alimentation, attendre que la lumière jaune "LED" s'éteigne (LED sur le côté gauche du contrôleur, rangée "493-73 HPU") ; ouvrir le projet de Dominic Desnoyers dans le "Project Manager" puis ouvrir le logiciel "Station Manager", et finalement la procédure correspondante au type d'essai souhaité. La Figure C-3 apparaîtra alors à l'écran ;

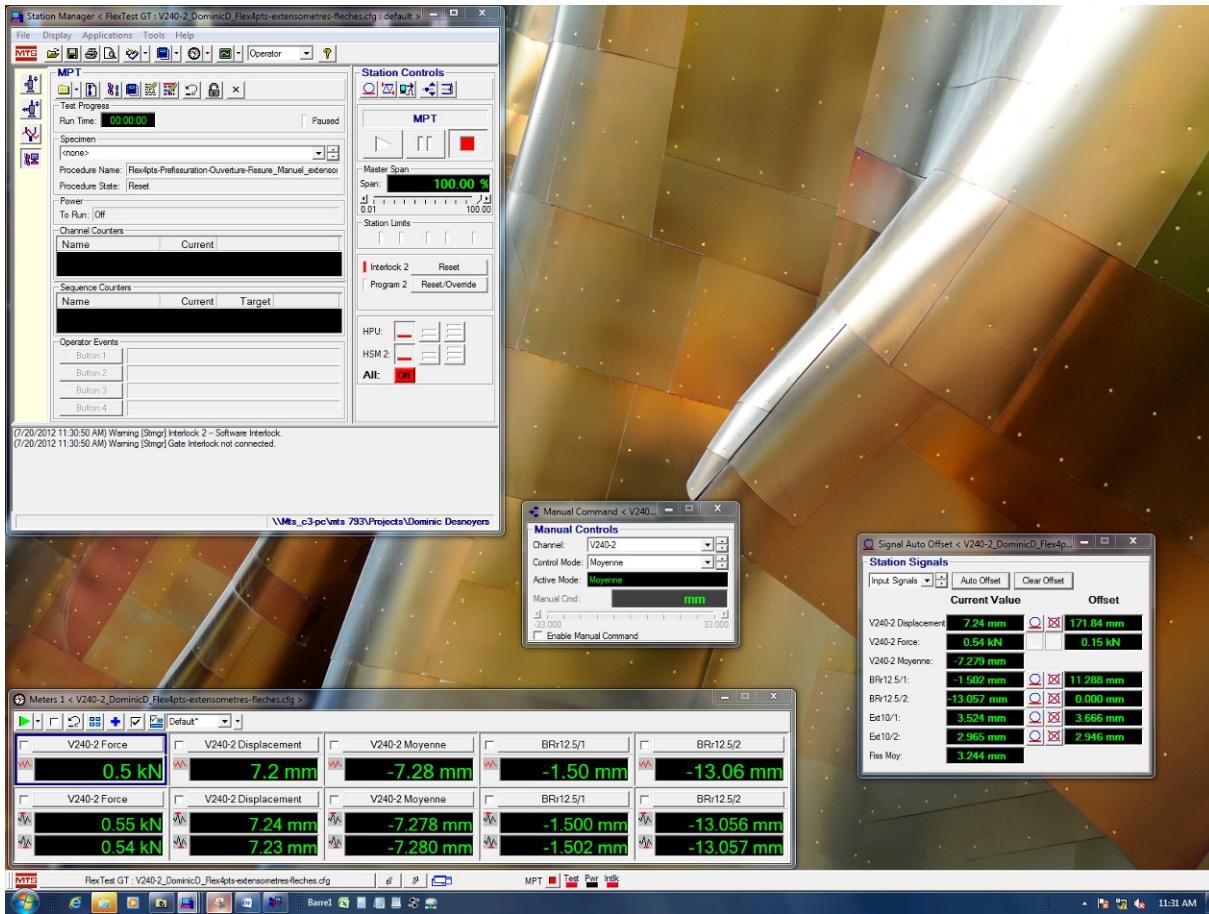


Figure C-3 : Écran d'ouverture du programme de contrôle

3. Ouvrir la procédure de chargement de l'essai envisagé, soit respectivement « Flex4pts\_Cyclique\_Manuel\_extensometres-fleches.000 » ou « Flex4pts-Prefissuration-Ouverture-Fissure\_Manuel\_extensometres-fleches.000 » pour un essai de capacité résiduelle ou de préfissuration ;

4. Vérifier que le mode de contrôle actif du vérin est en déplacement du vérin ;
5. Alimenter le circuit en huile, c'est-à-dire mettre en fonction les pompes. D'abord, il faut mettre en fonction la pompe HPU qui alimente le circuit complet, puis la HSM 2 qui alimente le vérin utilisé pour cet essai, ceci de façon progressive, tel qu'indiqué à la Figure C-4 ;



Figure C-4 : Étapes d'alimentation hydraulique du circuit

ATTENTION : Il est possible qu'une boîte de dialogue s'ouvre au moment de mettre en fonction la HSM 2, tel que présenté sur la Figure C-5 ;



Figure C-5 : Boîte de dialogue lors de l'alimentation du HSM2

Il s'agit alors de faire un "reset" du contrôleur manuel (ici "Interlock 2").

6. Monter le vérin complètement, de façon à ce que nous puissions installer le dispositif d'essai. Il s'agit ici d'utiliser le contrôleur manuel (commande à distance du vérin) ;
  - 6.1. Vérifier que le mode de contrôle est en déplacement ;
  - 6.2. Activer le contrôle manuel sur la commande à distance en appuyant sur le bouton "Enable/Disable" pour que la lumière verte soit allumée, tel que détaillé à la Figure C-6 ;



Figure C-6 : Activation et désactivation du contrôle manuel du vérin

- 6.3. Tourner la molette de manière à faire remonter le vérin délicatement pour l'amener à sa course maximale en hauteur, ceci pour libérer le plus possible l'espace autour du vérin ;
- 6.4. Désactiver le contrôle manuel en appuyant sur le bouton "Enable/Disable" pour que la lumière verte soit éteinte (Figure C-6) ;
7. Mesurer à l'aide d'un pied à coulisse au dixième de millimètre près les dimensions principales (épaisseur et largeur de la section entaillée) du prisme de flexion 4 points ;
8. Tracer sur les faces latérales de la poutre les repères de positionnement des appuis et des points d'application de charge, tel qu'indiqué à la Figure C-7 ;

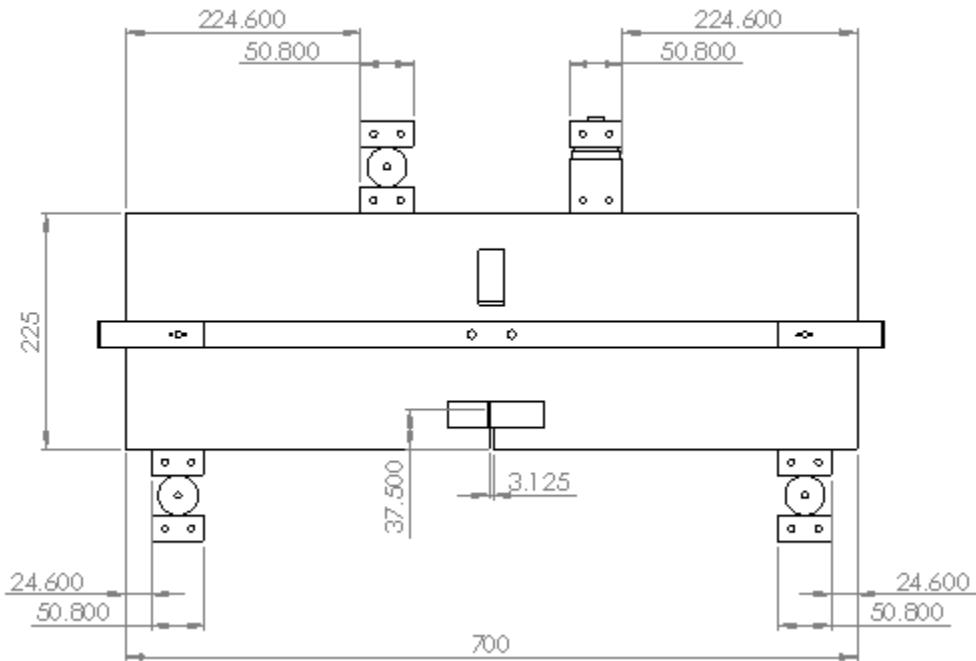


Figure C-7 : Repères de positionnement

9. Visser, tel qu'illustré sur la Figure C-8, les plaques stabilisatrices sur tous les appuis et s'assurer que les appuis sont au niveau ;



Appui de type rotule



Appui de type rouleau

Figure C-8 : Appuis et plaques stabilisatrices

10. Positionner la poutre de transfert inférieure à l'aide du gabarit libellé : Flexion 4 points - HSS inférieur – D.Desnoyers ;
11. Placer les deux appuis de type rouleau dans les espacements prévus à cet effet aux extrémités de la poutre de transfert ;
12. Placer une plaque de masonite sur chacun des appuis ;
13. Déposer la poutre de béton sur les appuis de sorte que l'extrémité de la poutre de béton soit de niveau avec l'extrémité de la poutre de transfert (la poutre de béton et la poutre de transfert sont de la même longueur, soit 700 mm) ;
14. Placer deux plaques de masonite sur la poutre de béton aux endroits coïncidents aux points d'application de la charge ;
15. Placer les appuis, un rouleau et une rotule, sur les plaques de masonite ;
16. Déposer la poutre de transfert supérieure sur les appuis, de sorte que les appuis soient placés dans les espacements intérieurs de la poutre de transfert ;
17. Vérifier les alignements dans le plan et hors plan à l'aide d'un niveau ;

18. Placer la rotule au centre de la poutre de transfert supérieure et s'assurer que la partie supérieure de la rotule soit au niveau ;
19. Visser les gabarits de plastique qui servent de support aux LVDTs (Figure C-9) ;



Figure C-9 : Tige d'instrumentation avec supports à LVDTs

20. Placer la tige d'instrumentation de sorte que les supports soient positionnées à 50 mm des extrémités de la poutre de béton, et à 35 mm de la face supérieure de la poutre afin de laisser une course suffisante (approximativement 15 mm) aux LVDTs ;

**ATTENTION :** Le système de mesure de flèche doit être installé tel que présenté sur la Figure C-10, de sorte que le tassemement aux appuis soit éliminé de la mesure de flèche au centre de la poutre, et que les LVDTs installés au centre de la poutre soient parfaitement verticaux.



Figure C-10 : Instrumentation des flèches

21. Installer les extensomètres Instron Ext10/1 et Ext10/2, illustré sur la Figure C-11, de chaque côté de la poutre de béton pour mesurer l'ouverture de fissure. Les extensomètres doivent être

fixés aux supports à l'aide d'élastique de sorte que les lames (ou pieds) des extensomètres soient placées à l'intérieur des traits de scie sur chacun des supports (Figure C-12) (de part et d'autre de l'entaille). La Figure C-13 montre le résultat final ;



Figure C-11 : Extensomètre



Figure C-12 : Support à extensomètres



Figure C-13 : Installation d'un extensomètre

22. Insérer les LVDTs BRr12.5/1 et BRr12.5/2 dans les gabarits de plastique de sorte que les têtes des LVDTs soient orientées vers le haut et en butée contre les cornières métalliques et visser légèrement les vis afin de les fixer (Figure C-14) ;

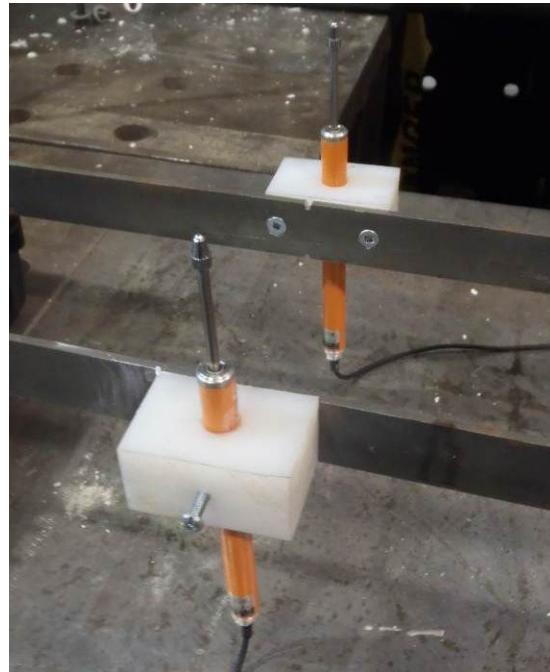


Figure C-14 : Tige d'instrumentation avec supports et LVDTs

23. Relier les LVDTs et les extensomètres au système de contrôle et d'acquisition de données via les câbles identifiés et situés en arrière du montage ;
24. Vérifier que la rotule est parfaitement centrée avec la tête du vérin ;
25. Mettre en contact le vérin en contrôle de déplacement manuel (contrôleur à distance) en tournant délicatement la molette jusqu'à l'obtention d'une précharge entre 0.25 kN et 0.5 kN. Ceci permettra de stabiliser le montage ;
26. Dévisser et enlever les plaques stabilisatrices des appuis tout en s'assurant que la précharge est toujours supérieure à 0.25 kN afin que le montage reste stable latéralement ;
27. Créer un nouveau dossier pour l'essai à réaliser. Cela se fait en cliquant sur "new specimen" tel que présenté Figure C-15 ;



Figure C-15 : Création d'un nouveau dossier pour l'essai

28. Nommer l'essai à réaliser (c'est-à-dire la poutre que nous devons tester), et appuyer sur "Enter" après avoir tapé le nom désiré, sans quoi les données de l'essai ne seront pas enregistrées ;
29. Vérifier la connectivité des capteurs au système d'acquisition ;
30. Ajuster le positionnement initial des capteurs pour assurer la disponibilité de leur course maximale pour la réalisation de l'essai ;
31. Mettre à zéro les données de déplacement, de minimum et de maximum suivantes (Figure C-16) ;



Figure C-16 : Mise à zéro des données de déplacement et des valeurs min-max

32. Placer les panneaux de plexiglass de chaque côté du montage, et une planche de bois appuyer sur la colonne d'acier à l'arrière du montage ;

33. Établir un périmètre de sécurité à l'aide du ruban jaune libellé Danger afin de restreindre l'accès à la zone d'essai ;

## C.2 Démarrage de l'essai

Le Tableau C-1 résume les paramètres pour un essai de préfissuration ou de capacité résiduelle.

Tableau C-1 : Résumé des procédures

Paramètres de l'essai		
	<i>Préfissuration</i>	<i>Capacité résiduelle</i>
Nom de la procédure	<i>Flex4pts-Prefissuration-Ouverture-Fissure_Manuel_extensometres-fleches.000</i>	<i>Flex4pts-Manuel_extensometres-fleches.000</i>
Vitesse de chargement pré-pic	0.2 mm/min	0.2 mm/min
Vitesse de chargement post-pic	0.2 mm/min jusqu'à $w = x$ mm	0.2 mm/min jusqu'à $w = 2$ mm et 0.4 mm/min jusqu'à $P = 3$ kN
Arrêt	$w = x$ mm	$P = 3$ kN ou $w = 8$ mm (aucun des deux extensomètres ne doit dépasser une ouverture de fissure de 8 mm)

34. Vérifier une fois encore que le mode de contrôle actif du vérin est en déplacement, et que le mode de contrôle de l'essai est en moyenne (moyenne des LVDTs) ;
35. Faire un reset de la procédure d'essai tel qu'indiqué à la Figure C-17 ;



Figure C-17 : Reset de la procédure avant démarrage de l'essai

36. Cliquer sur le bouton lecture (tel qu'indiqué sur l'écran présenté à la Figure C-18) ;

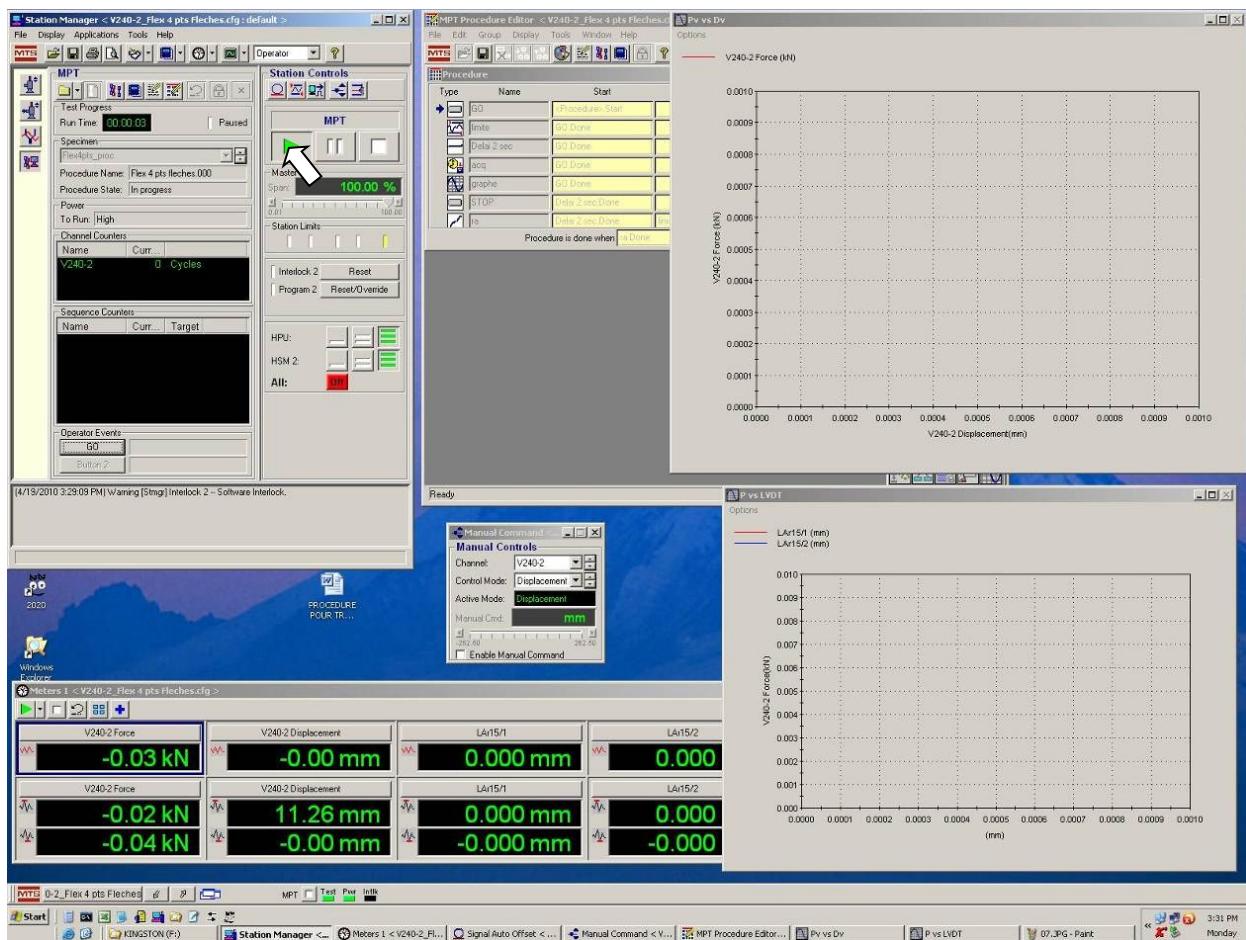


Figure C-18 : Démarrage de l'essai

37. Vous pouvez alors cliquer sur "GO", ce qui va permettre à la procédure de démarrer, donc au vérin de générer un déplacement moyen de la poutre de 0.2 mm/min (Figure C-19) ;

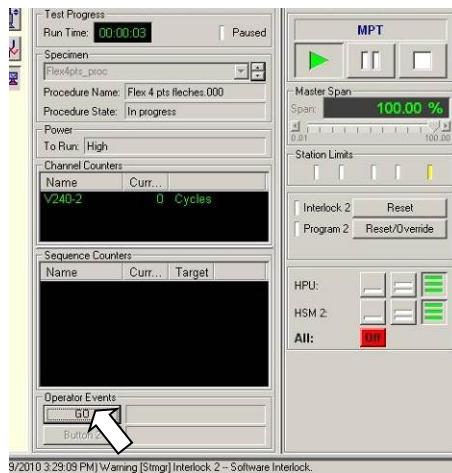


Figure C-19 : Démarrage de la procédure d'essai

38. L'essai progressera alors soit jusqu'à la limite de déplacement demandée du vérin, soit jusqu'à ce que l'utilisateur arrête l'essai. Il est recommandé de ne pas arrêter l'essai avant d'avoir obtenu une charge sur la pente descendante de 3 kN, ceci pour pouvoir utiliser de façon optimale les résultats d'essais. De plus, l'arrêt doit être arrêté aussitôt que l'un ou l'autre des extensomètres atteint une valeur de 8 mm, qui coïncide à une ouverture de fissure de 8 mm, et ce pour prévenir l'endommagement de ceux-ci. Par contre, en cas de nécessité, l'opérateur peut toujours arrêter l'essai en cliquant sur le bouton "STOP" ;

Notons que l'utilisateur peut alors, au besoin, ajuster le taux de chargement de l'essai via la fenêtre "Adjustable Rate Command" présentée à la Figure C-20 ;



Figure C-20 : Fenêtre pour ajustement du taux de chargement

39. Une fois l'essai terminé, il faut que vous remontiez le vérin, ceci avec le contrôleur manuel (Figure C-21) ;

39.1. Vérifier que le mode de contrôle est en déplacement ;

- 39.2. Désactiver le cadenas en cliquant dessus, de manière à pouvoir utiliser le contrôleur manuel (commande à distance du vérin) ;



Figure C-21 : Désactivation de la procédure

- 39.3. Activer le contrôle manuel en appuyant sur le bouton "Enable/Disable" pour que la lumière verte soit allumée ;
- 39.4. Tourner la molette de manière à faire remonter le vérin ;
- 39.5. Désactiver le contrôle manuel en appuyant sur le bouton "Enable/Disable" pour que la lumière verte soit éteinte ;
40. Couper de manière progressive l'alimentation hydraulique du vérin (HSM 2 seulement), tel que présenté précédemment à la Figure C-4.

À ce stade, l'essai en lui-même est terminé. Il s'agit à présent de mesurer et de noter les caractéristiques nécessaires à l'exploitation des résultats.

41. En laissant le prisme sur ses appuis, prendre une photo des faces inférieure et supérieure, de la ou des fissures présentes, ainsi que des dimensions exactes d'apparition de la fissure, en prenant soin d'indiquer également les appuis et les points d'application de charge ;
42. Enlever le prisme de ses appuis, prendre des photos complémentaires et d'autres informations éventuellement nécessaires sur la poutre, puis nettoyer et ranger l'espace de travail ;
43. Récupérer les données relatives à l'essai, dans le dossier relatif à l'essai. Il s'agit du fichier intitulé "specimen.dat". Le dossier relatif à l'essai se trouvera dans le dossier "C:\ftgt\mpt\Specimens\Nom de l'essai donné au point 28 de la présente procédure" ;
44. Après s'être assuré que personne n'avait besoin de la pompe hydraulique utilisée, couper de manière progressive l'alimentation hydraulique du circuit (HPM) ;

45. S'assurer avec son directeur de recherche que toutes les informations nécessaires ont été récupérées, et disposer/ranger la poutre ;
46. Prendre les photos nécessaires de la zone entaillée et des fissures.

**ANNEXE D                    PROCÉDURE DE L'ESSAI DE FLUAGE FLEXIONNEL –  
POUTRELLE DE 0.7 MÈTRE**

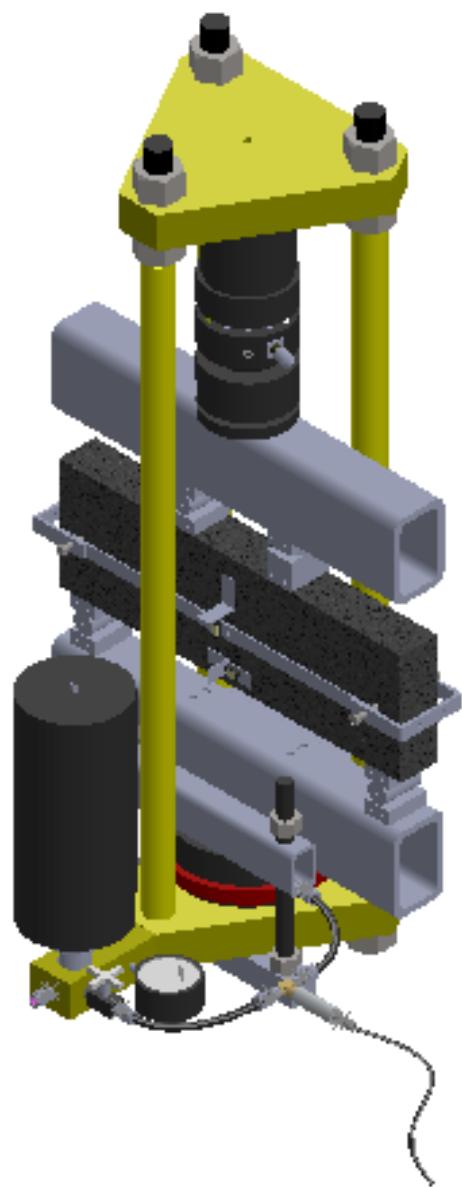


Figure D-1 : Montage expérimental pour les essais de flexion 4 points sur prisme entaillé

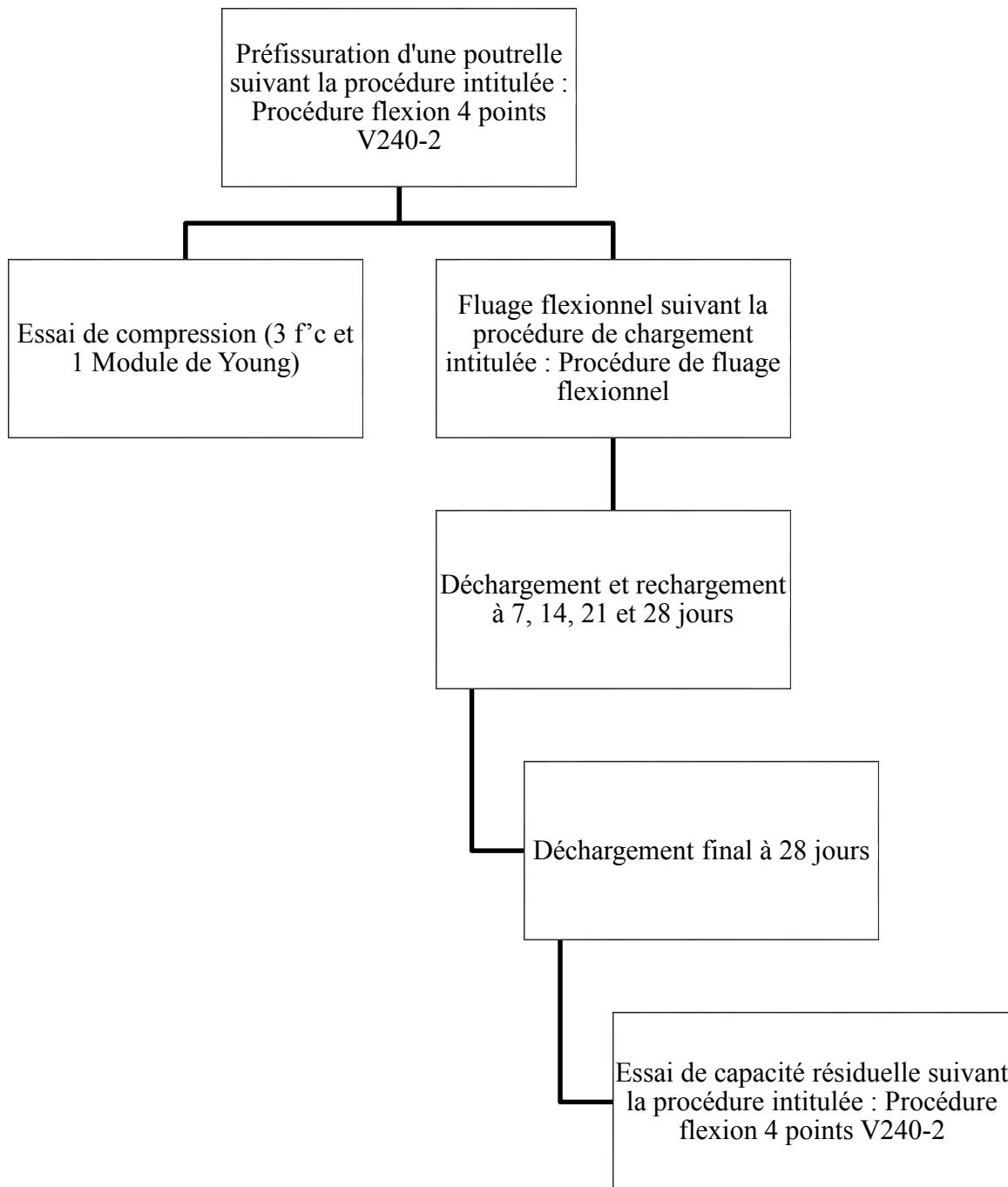


Figure D-2 : Résumé des essais de fluage flexionnel sur prisme entaillé

## D.1 Instrumentation

Pour chacune des gâchées, une poutrelle devra être instrumentée à l'aide d'une jauge de déformation au coin supérieur droit, tel qu'indiqué sur la Figure D-3, pour mesurer le retrait.

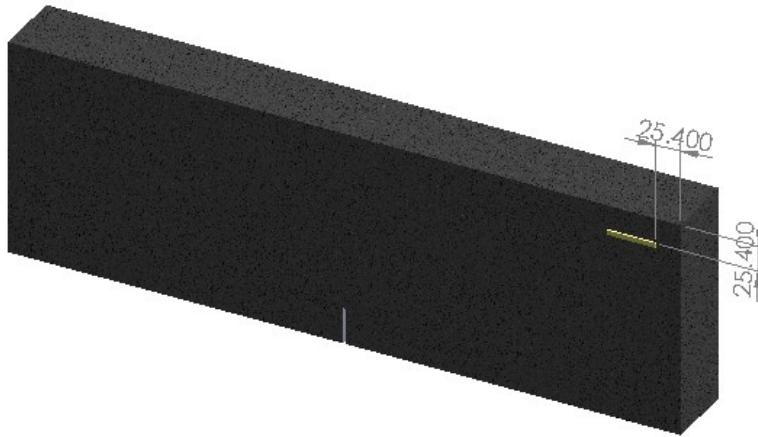


Figure D-3 : Positionnement de la jauge de déformation

### D.1.1 Instrumentation

47. Installer des cornières, tel qu'illustré sur la Figure D-4, de manière à offrir une butée aux LVDTs qui permettront de mesurer la flèche au centre de la poutrelle, et de sorte que leurs surfaces de contact soient principalement localisées dans la zone comprimée de chacune des poutrelles ;
  - 47.1. Poncer au papier sablé les surfaces de la poutrelle qui devront recevoir les cornières, poncer et enlever tout excédent de colle sur les cornières ;
  - 47.2. Nettoyer à l'acétone, après ponçage, les surfaces de la poutrelle qui devront recevoir les cornières et les cornières elles-mêmes ;
  - 47.3. Coller les cornières sur la poutrelle aux endroits prévus avec la colle Oméga type HBM60 ;
  - 47.4. Presser les cornières sur le prisme pendant 30 secondes au minimum pour obtenir une adhérence suffisante entre les cornières et la poutrelle ;

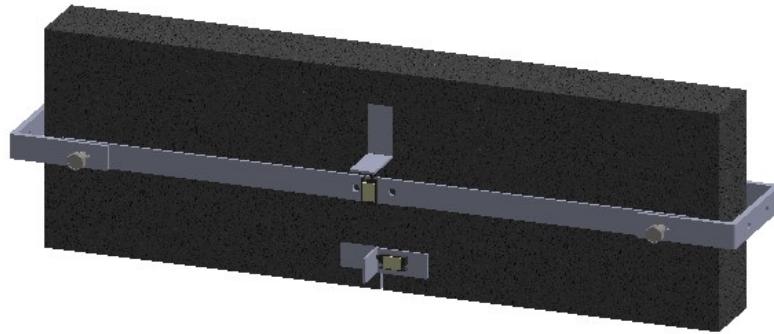


Figure D-4 : Positionnement des cornières et des tiges d'instrumentation

48. Suivant la même procédure de collage qu'à l'étape 1, installer les supports à LVDTs et les cornières, qui permettront de mesurer les ouvertures de fissure. Les supports à LVDTs devront être collés à l'intérieur de l'entaille, et de sorte que le centre de la tige du LVDT coïncide avec la profondeur maximale de l'entaille (Figure D-5), alors que les cornières devront être collées de sorte que la plaque de vitre servant de butée coïncide avec la surface de l'entaille (opposée à celle qui supporte le support LVDT) (Figure D-6). Il est important de noter que les LVDTs sont toujours sur la moitié de droite de la poutrelle lorsque nous sommes face à l'éprouvette ;



Figure D-5 : Cornière LVDT ouverture de fissure



Figure D-6 : Support et LVDT pour la mesure des ouvertures de fissure

49. Fixer à l'aide d'élastiques les LVDTs pour la mesure des ouvertures de fissure aux supports métalliques, illustrés sur la Figure D-7 ;



Figure D-7 : Support aux LVDTs pour la mesure de l'ouverture de fissure

50. Fixer, en utilisant les supports libellés à cet effet, les LVDTs pour mesurer la flèche de sorte qu'ils se compriment lorsque la flèche augmente (Figure D-8). En ce sens, les LVDTs seront toujours orientés en direction de la zone comprimée. De plus, un LVDT témoin sera fixé à la tige d'instrumentation, à la gauche du LVDT servant à mesurer la flèche, afin de corriger les variations de flèches dues aux variations environnementales de la salle ;



Figure D-8 : LVDT et supports pour la mesure de la flèche

51. Placer les tiges d'instrumentation de sorte que les vis qui les supportent soient placées à 50 mm des extrémités et à mi-hauteur de la poutrelle. De plus, il est important de mentionner que les tiges doivent être positionnées selon les indications prescrites sur celles-ci afin de s'assurer que les LVDTs soient à la mi-portée des éprouvettes (Figure D-9) ;

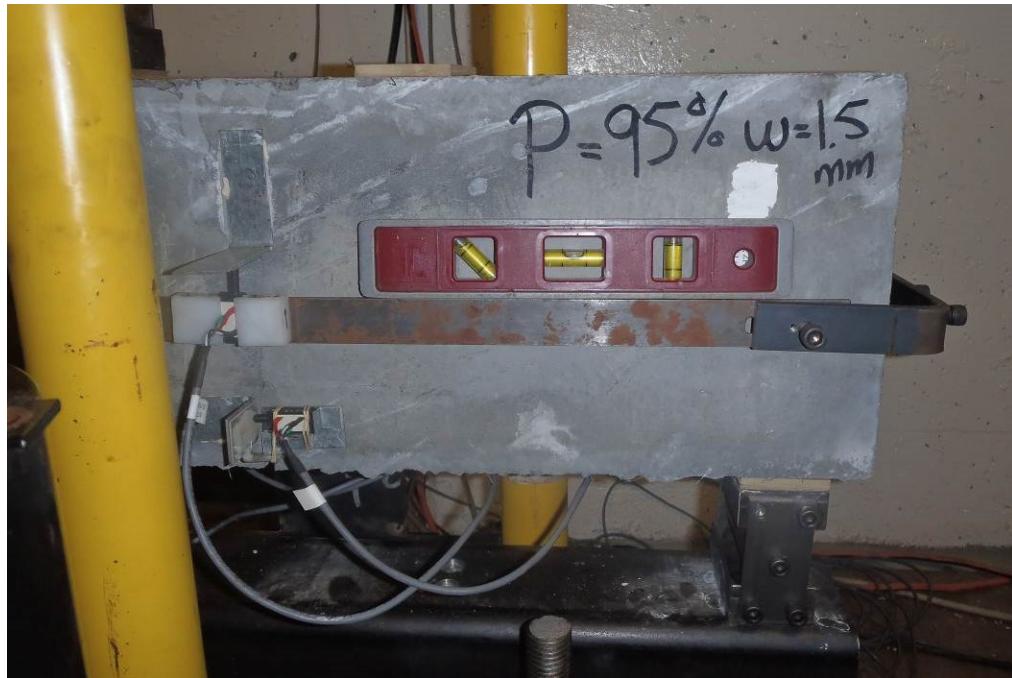


Figure D-9 : Éprouvette instrumentée

## D.2 Préparation des poutrelles

52. Mesurer à l'aide d'un ruban à mesurer au millimètre près les dimensions principales (épaisseur et largeur) du prisme de flexion 4 points aux appuis et à la mi-portée (largeur et profondeur de l'entaille) de la section réduite, et indiquer les mesures sur le formulaire de l'essai ;
53. Tracer sur les faces latérales de la poutrelle les repères de positionnement des appuis et des points d'application de charge, pour les essais de fluage flexionnel en condition stable et en condition de rupture illustrés respectivement sur la Figure D-10 et la Figure D-11 ;

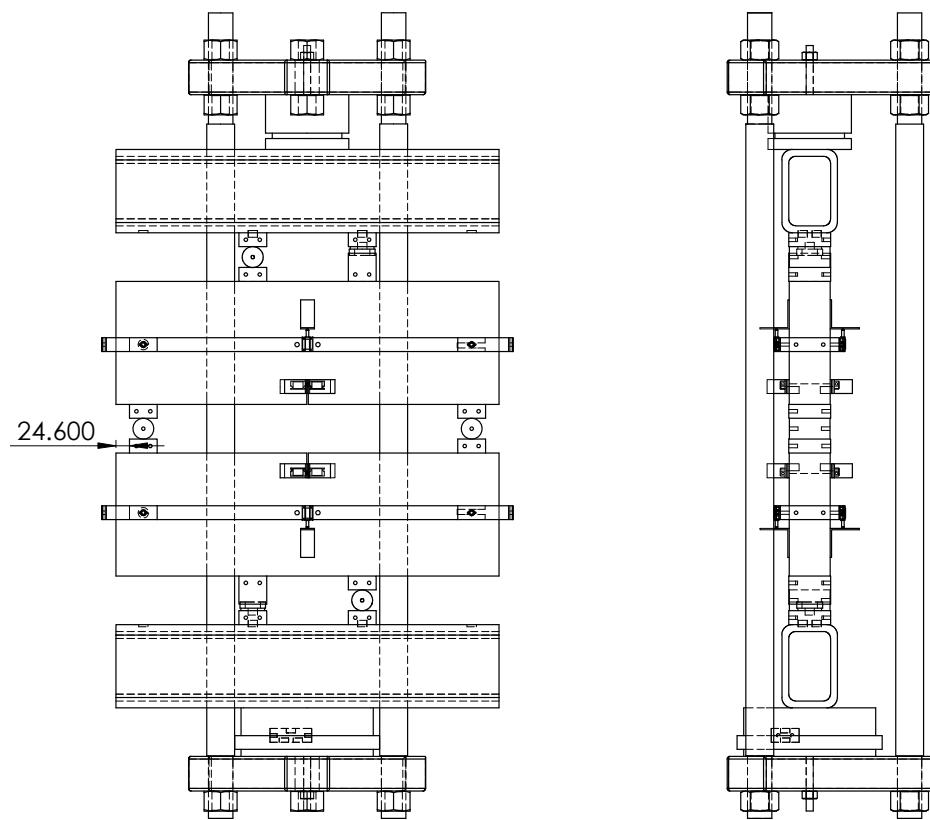


Figure D-10 : Repères de positionnement pour les essais de flUAGE flexionnel en condition de propagation de la fissuration contrôlée

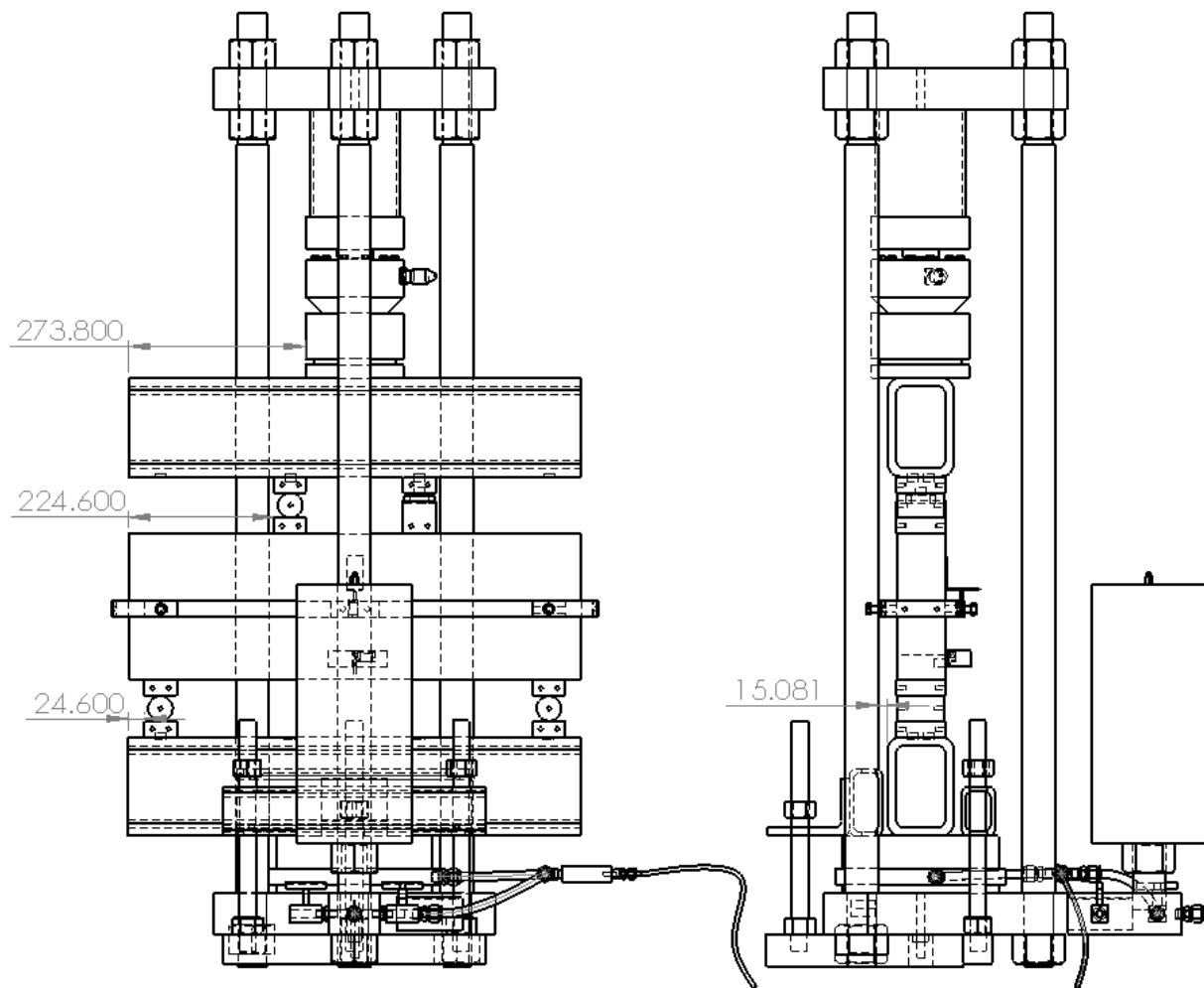


Figure D-11 : Repères de positionnement pour les essais de flUAGE flexionnel menant à la rupture

54. Placer la poutre de transfert inférieure et la centrer par rapport à la rotule supérieure du montage en utilisant le gabarit de bois ;
55. Visser, tel qu'illustré sur la Figure D-12, les plaques stabilisatrices sur tous les appuis et s'assurer que les appuis sont au niveau ;



Appui de type rotule



Appui de type rouleau

Figure D-12 : Appuis et plaques stabilisatrices

56. Empiler la ou les poutrelles de flexion selon le cas de chargement, tel qu'indiqué sur la Figure D-10 pour un chargement où le flUAGE se stabilise et tel qu'indiqué sur la Figure D-11 pour un chargement menant à la rupture, en s'assurant que les appuis et les points de chargement sont en parfait contact avec la ou les poutrelles. Pour ce faire, placer une plaque de masonite sur chacune des surfaces de contact entre les appuis ou les points de chargement et les éprouvettes ;

57. Placer la poutre de transfert supérieure et la centrer par rapport à la poutrelle de béton ;

58. Placer et centrer la rotule, la cellule de charge et le profilé court comblant l'espace sur la poutre de transfert, tel qu'illustré sur la Figure D-11;

### D.3 Mise en charge

#### D.3.1 Délai d'acquisition

L'essai de flUAGE flexionnel est d'une durée de 28 jours. Suite au chargement initial, la poutrelle sera déchargée et rechargée tous les 7 jours afin de déterminer l'évolution de la microfissuration à

l'intérieur de la poutrelle qui sera en fonction de la perte de rigidité flexionnelle. À 28 jours, la poutrelle sera donc déchargée, rechargée et finalement déchargée. Le

Tableau A-1 résume les vitesses d'acquisition.

Tableau D-1 : Résumé des vitesses d'acquisition

	Vitesse d'acquisition
Chargement	5 secondes
7 jours	600 secondes
Déchargement	5 secondes

### D.3.2 Système de chargement

Le plan hydraulique du système de chargement, ou de maintien de la charge, est illustré sur la Figure D-13. Les composantes seront décrites dans la section suivante.

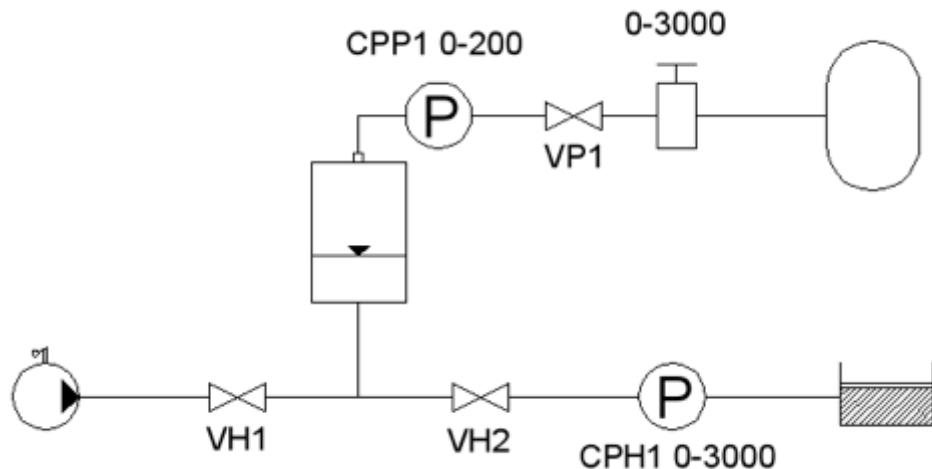


Figure D-13 : Système de chargement

### D.3.3 Équipement

- pompe hydraulique manuelle de 10000 lb
- valves hydrauliques (VH)
- valves pneumatiques (VP)
- capteur de pression hydraulique (CPH)

- capteur de pression pneumatique (CPP)
- manomètres
- régulateur de pression pneumatique
- cylindre d'azote comprimé
- accumulateur à diaphragme de 2.5 gallons
- vérin Freyssinet

#### D.3.4 Protocole de chargement

À des fins d'exemple, supposons que nous voulons appliquer une pression de travail de 120 psi. Pour ce montage, un ratio de 1 : 3 existe entre la force en kilonewtons et la pression en psi. Ainsi, à titre d'exemple, une pression de 120 psi équivaut à une force appliquée d'approximativement 40 kN.

1. Ouvrir l'ordinateur, le système d'acquisition et l'alimentation ;
2. Démarrer le logiciel d'acquisition de fluage, intitulé « *DominicD\_02jauges* », appuyer sur la flèche verte et ensuite sur la touche démarrage. Les instructions de branchements apparaîtront à l'écran, telles qu'illustrées sur la Figure D-14 ;

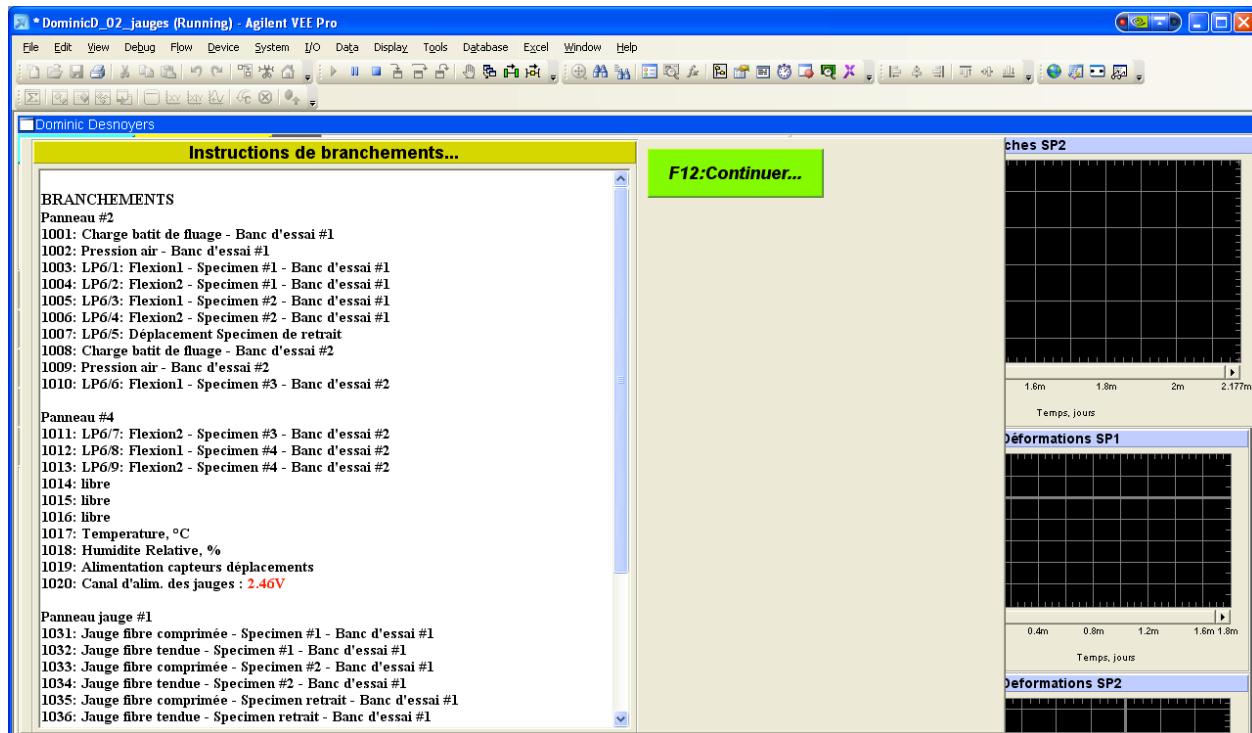


Figure D-14 : Instructions de branchements

3. Connecter les capteurs de pression, les LVDTs et les jauge au système d'acquisition, ou simplement vérifier les branchements et appuyer sur Continuer (F12) ;
4. Nommer l'essai suivant la nomenclature suivante : « *Fluage flex P=xPcent\_w=y mm* », où x est le pourcentage de la charge correspondant à une ouverture de fissure de y mm lors de l'essai de préfissuration ;
5. Déterminer le délai entre les lectures, soit 5 secondes lors du chargement ;
6. Vérifier que le délai entre les lectures affiché sur la barre glissante de temps permettant de varier l'intervalle des lectures est réglé à 5 secondes pour le chargement ;
7. Sauvegarder les données enregistrées à l'endroit souhaité ;
8. Vérifier les facteurs de calibration, et confirmer (F5) ;
9. Déterminer si les valeurs initiales (zéros) d'un essai précédent doivent être utilisées ou non. (c.-à-d. NON pour un nouvel essai, et OUI dans l'éventualité de la reprise d'un même essai interrompu pour une raison quelconque) ;
10. Appuyer sur la touche *Lecture initiale* (F5) pour démarrer l'acquisition ;

11. Enregistrer les valeurs initiales de l'essai dans un fichier (mise à zéro des capteurs) ;
12. Effectuer une légère pré-charge du système par vissage des boulons supérieurs du bâti de fluage (un quart de tour par boulon une fois que ceux-ci sont serrés manuellement) ;
13. Dévisser et enlever les plaques stabilisatrices des appuis tout en s'assurant que la précharge est suffisante pour maintenir la stabilité du montage ;
14. Placer le système de protection des équipements ;
15. Fermer la valve VH2 ;
16. Charger l'accumulateur, à partir du cylindre d'azote comprimé, à 75% de la pression de travail désirée ( $P_T$ ).  $P_0 = 0.75P_T$ . Pour ce faire, la valve VH1 doit être ouverte alors que la VH2 doit être fermée. Ceci permettra d'appliquer une pré-charge relative à la pression requise au chargement. Dans cet exemple, une pré-charge de 90 psi sera appliquée dans l'accumulateur vide d'huile et aura pour effet de gonfler le diaphragme. La pré-charge est déterminée en fonction de la quantité d'huile souhaitée dans le système ;



Figure D-15 : Régulateur de pression du cylindre d'azote comprimée

17. Fermer la valve VP1 pour créer un système pneumatique clos ;



Figure D-16 : Valve VP1 (en vert, position ouverte) et capteur de pression pneumatique



Figure D-17 : De bas en haut, valve VH1 (en jaune), valve de sécurité de l'accumulateur, valve VH2, et capteur de pression hydraulique

18. Si nécessaire, fermer VH2 ;

19. Appliquer une pression d'huile égale à la pression de travail,  $P_T$ , à l'aide de la pompe manuelle pour charger la poutrelle. Cette étape permet de confiner l'huile à l'intérieur de l'accumulateur, et donc de confiner le diaphragme d'azote et a pour effet d'augmenter la pression d'azote initiale ( $P_0$ ) jusqu'à la pression de travail ( $P_T$ ); il est recommandé de brancher un manomètre hydraulique à la sortie de la pompe afin de lire la pression en temps réel ;



Figure D-18 : Pompe manuelle à huile (en position de déchargement)

20. Fermer la valve VH1. Ceci permet de créer un système hydraulique clos. La pression du système sera maintenue par la pression exercée par l'accumulateur lors de l'ouverture de la valve VH2 ;
21. Ouvrir la valve VH2 doucement pour commencer la mise en charge soutenue de l'éprouvette. Vérifier que la charge mesurée par la cellule de charge correspond à la pression de travail visée. Si nécessaire, refaire les étapes 18 à 21 pour corriger la charge ;
22. Prendre les photos nécessaires de la zone entaillée et des fissures ;
23. Après le déchargement, chargement et déchargement final à 28 jours, la poutrelle peut alors être soumise à un essai de capacité résiduelle suivant la procédure intitulée : « Procédure d'essai de flexion 4 points, vérin V240-2 : Préfissuration ou capacité résiduelle ».

### **D.3.5 Cycle de déchargement/chargement à un même niveau de chargement**

Décharger et recharger l'éprouvette tous les 7 jours suivant les étapes décrites ci-dessous :

#### ***Déchargement***

1. Modifier l'acquisition au 5 secondes ;
2. Si nécessaire, brancher la pompe manuelle à la valve VH1 ;

3. Mettre en position neutre la valve de la pompe manuelle ;
4. Ouvrir la valve VH1 ;
5. Placer délicatement la valve de la pompe manuelle en position de déchargement afin de décharger graduellement la poutrelle. Cesser le déchargement lorsque la charge atteint 2 kN ;
6. Fermer la valve VH2 ;

***Chargement***

7. Si nécessaire, ouvrir la valve VH1 ;
8. Appliquer une pression d'huile à l'aide de la pompe manuelle jusqu'à ce que le capteur de pression pneumatique CPP1 affiche la pression de travail,  $P_T$  ;
9. Fermer la valve VH1 ;
10. Ouvrir la valve VH2, et s'assurer que la pression d'azote demeure égale à la pression de travail à l'aide du capteur CPP1. Si la pression d'azote est inférieure à la pression de travail, refaire les étapes 6 à 9 ;
11. Modifier l'acquisition au 300 secondes ;

**D.3.6 Cycle de déchargement/chargement à un niveau de chargement supérieur**

***Déchargement***

1. Modifier l'acquisition au 5 secondes ;
2. Si nécessaire, brancher la pompe manuelle à la valve VH1 (valve jaune) ;
3. Mettre en position neutre la valve de la pompe manuelle verte ;
4. Ouvrir la valve VH1 (valve jaune) ;
5. Placer délicatement la valve de la pompe manuelle en position de déchargement afin de décharger graduellement la poutrelle. Cesser le déchargement lorsque la charge atteint 2 kN ;
6. Fermer la valve VH2 (valve la plus près du vérin Freyssinet) ;

***Chargement***

7. Si nécessaire, brancher la pompe manuelle à la valve VH1 (valve jaune) ;

8. Si nécessaire, ouvrir la valve VH1 (jaune) ;
9. Placer la valve de la pompe manuelle en position de déchargement ;
10. Brancher le cylindre d'azote et le capteur de pression d'azote ;
11. Ajuster la pression d'azote selon la pression de précharge souhaitée ( $0.8 P_T$ ) à l'aide de la valeur de pression en psi affichée au système d'acquisition ;
12. Une fois la valeur de pression en azote atteinte, dégoupiller la valve à vélo, et ensuite la dévisser de l'accumulateur, et débrancher le capteur d'azote du système d'acquisition ;
13. Si nécessaire, ouvrir la valve VH1. À l'aide de la pompe verte, pomper de l'huile jusqu'à ce que la pression affichée au manomètre numérique connectée à la pompe indique la pression de travail  $P_T$  ;
14. Fermer la valve VH1 (jaune) ;
15. Ouvrir délicatement la valve VH2. Dès lors la charge augmentera ;
16. Refaire les étapes 13 à 15 jusqu'à l'obtention de la charge de travail souhaitée ;
17. Remettre l'acquisition à 300 s ;
18. Marquer les fissures et prendre les photos ;
19. Déconnecter la pompe manuelle ;

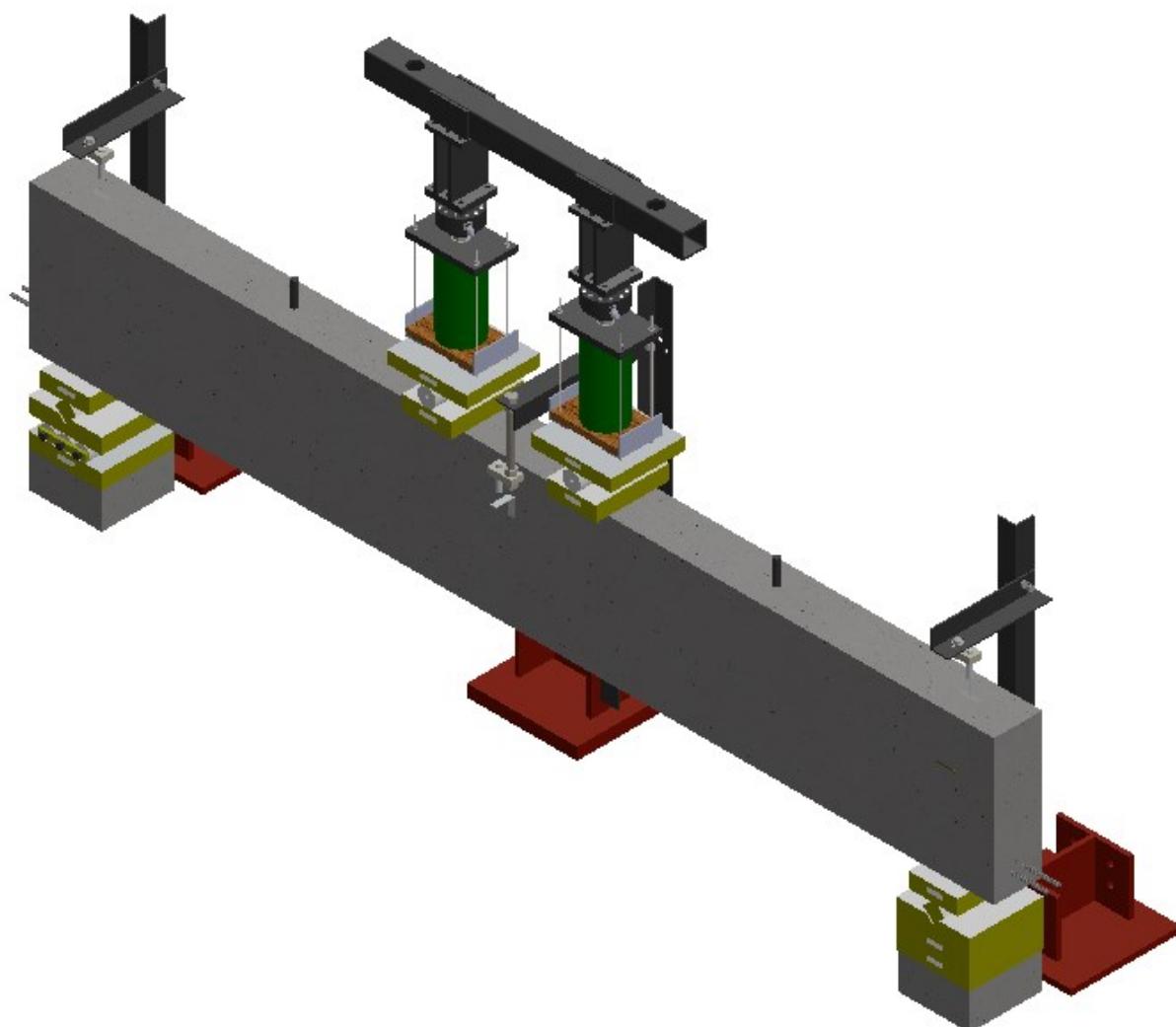
**ANNEXE E****PROCÉDURE DE L'ESSAI DE FLUAGE FLEXIONNEL –  
POUTRES DE 4 ET 8 MÈTRES**

Figure E-1 : Procédure des essais de fluage flexionnel sur les poutres de 4 et 8 mètres

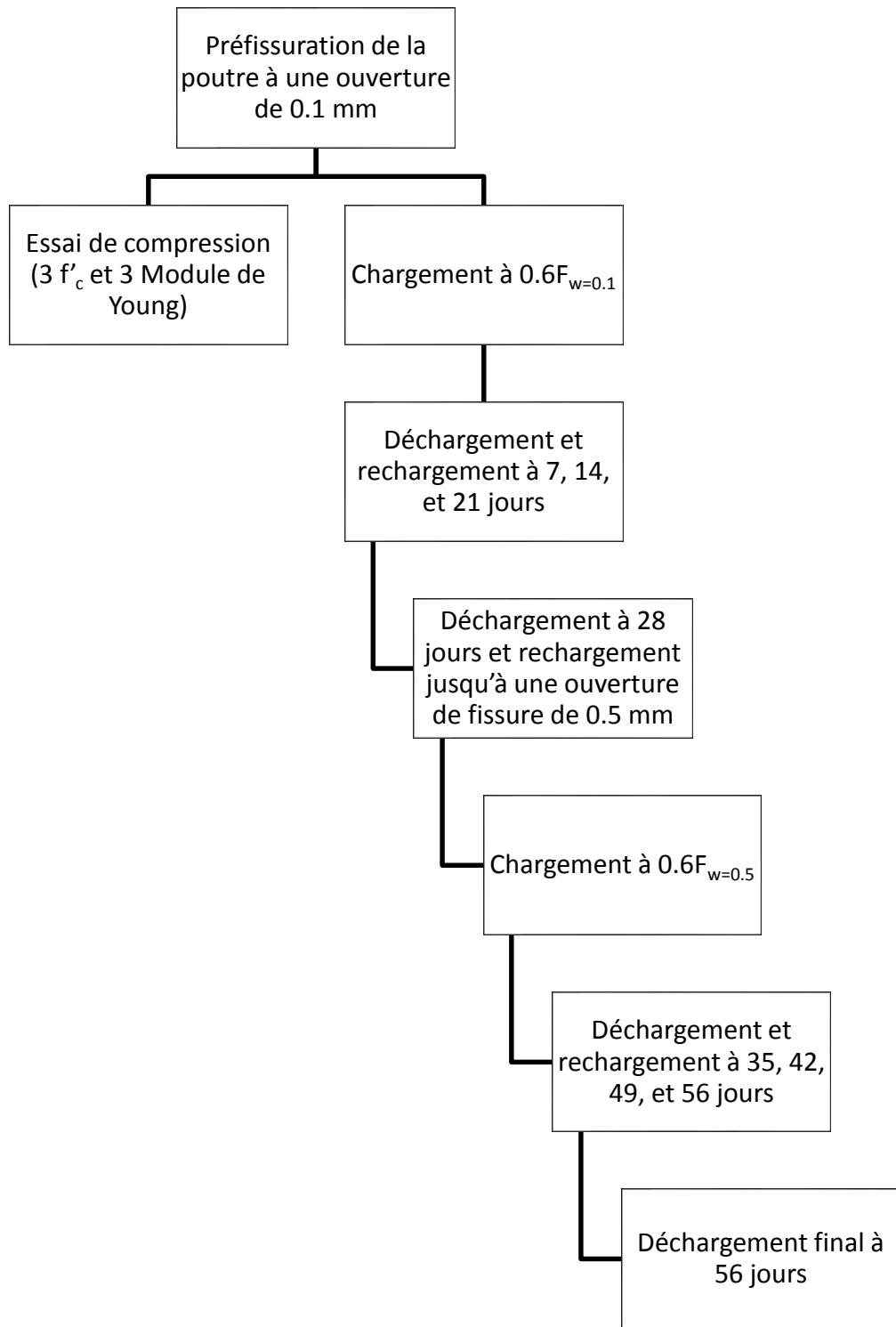


Figure E-2 : Résumé de la procédure des essais de fluage flexionnel sur les poutres de 4 et 8 mètres

## E.1 Mise en place de la poutre

1. Mesurer à l'aide d'un ruban à mesurer au millimètre près les dimensions principales (épaisseur et largeur) de la poutre aux appuis et à mi-portée, et noter les mesures sur le formulaire de l'essai ;
2. Peindre toutes les surfaces à l'exception de la surface non coffrée de la poutre avec un mélange de peinture au latex et d'eau à 50/50 en proportion. Ce mélange résultera en une peinture moins opaque ;
3. Placer les appuis inférieurs tels qu'illustrés sur la Figure E-3, et suivant le positionnement illustré sur la Figure E-4. En ce sens, l'appui nord sera un appui rotule, alors que l'appui sud sera un appui rouleau-rotule. Il est à noter que les rotules et le rouleau ne peuvent agir que dans la direction longitudinale de la poutre. De plus, les appuis sont disposés afin d'obtenir une distance entre les appuis de 3600 mm centre à centre ;

Afin de stabiliser les plaques reposant sur les rotules, utiliser les cales en bois prévues à cet effet. De plus, bloquer le système de rouleaux à l'aide des cales de bois taillées en biseau.



Appui nord de type rotule



Appui sud de type rouleau-rotule

Figure E-3 : Appuis inférieurs

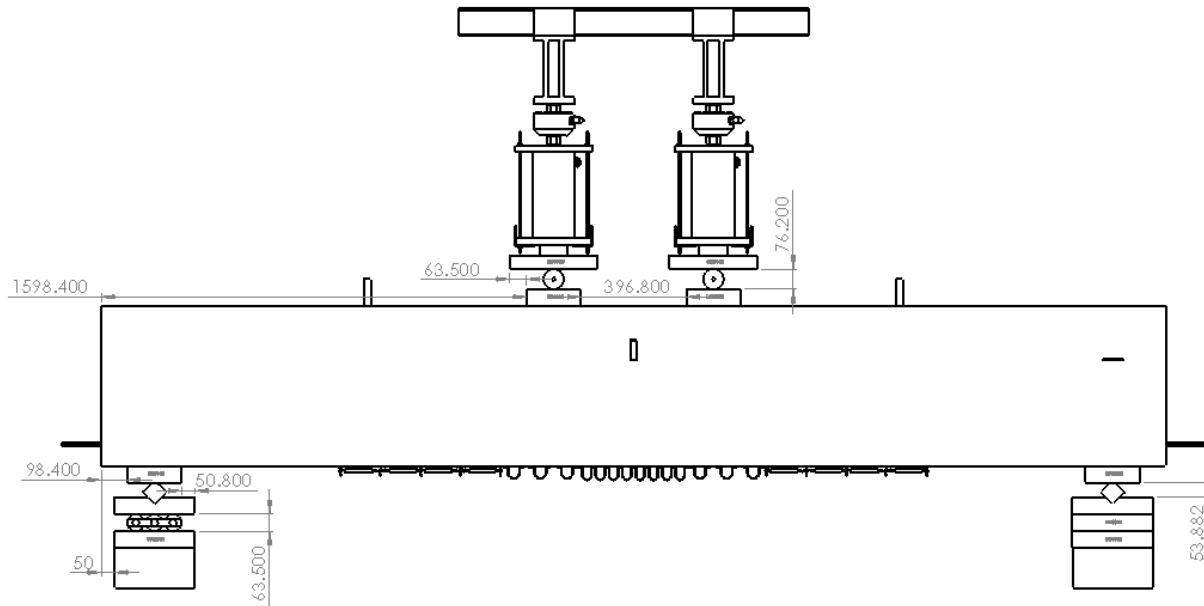


Figure E-4 : Positionnement des appuis

4. Une fois les appuis en place, appliquer une généreuse couche de gelée de pétrole sur la plaque d'acier qui sera en contact avec la poutre. Cela permettra de protéger les plaques d'une éventuelle corrosion suite au contact du DryStone ;
5. Si ce n'est déjà fait, soulever la poutre au-dessus des appuis à l'aide d'un pont roulant et de chaînes traversant la dalle. Pour ce faire, deux manilles devront être vissées aux tiges filetées prévues à cet effet (ancrées dans la poutre) ;
6. Fixer de petits coffrages de bois autour des appuis afin de prévenir les débordements ;
7. Appliquer une généreuse couche de DryStone sur les plaques d'acier et descendre délicatement la poutre jusqu'à ce que le DryStone couvre intégralement la surface de la plaque d'acier (et déborde). En ce sens, il est fort probable que la poutre ne sera pas en entièrement appuyée sur les plaques d'appui, et que le pont roulant supporte en partie le poids de la poutre. Le DryStone permet donc de mettre à niveau longitudinalement et transversalement la poutre. Laisser la poutre accrocher au pont roulant au minimum 1h sans aucun mouvement. Ce délai est impératif à la prise du DryStone ;

Il est à noter que la poutre se place automatique à niveau transversalement. Afin de mettre à niveau la poutre longitudinalement, un ajustement des manilles s'avèrent souvent nécessaire.

8. Une fois le temps de prise du DryStone écoulé, la poutre peut alors être supportée par le système d'appuis, et le pont roulant devient un élément de sécurité pendant l'instrumentation de la poutre ;
9. Répéter l'étape 4 pour les plaques d'appui supérieures ;
10. Positionner des repères pour faciliter le positionnement des plaques d'appui (Figure E-4) ;
11. Vérifier le niveau longitudinal et transversal de la poutre aux endroits où les plaques d'appuis seront positionnées. Si nécessaire, utiliser des empilements de petits carrés de masonite fixés à la poutre à l'aide de ruban adhésif, tel qu'illustrés sur la Figure E-5, pour mettre à niveau les plaques d'appui ;



Figure E-5 : Système de mise à niveau des plaques d'appui supérieures

12. Répéter l'étape 6 ;
13. Appliquer une généreuse couche de DryStone sur la poutre vis-à-vis l'emplacement des plaques d'appuis et déposer délicatement les plaques jusqu'à ce que le DryStone couvre intégralement la surface des plaques d'acier (et déborde).
14. Laisser durcir le DryStone pendant 1h ;
15. Placer les rouleaux et plaques d'appui supérieures tel qu'illusté sur la Figure E-6. La distance centre à centre des appuis supérieurs est de 600 mm tel qu'indiqué précédemment sur la Figure E-4 ;

Afin de stabiliser les plaques reposant sur les rouleaux, utiliser les cales en bois prévues à cet effet. De plus, bloquer le système de rouleaux à l'aide des cales de bois taillées en biseau.



Figure E-6 : Cales et cales en biseau

## E.2 Instrumentation

Pour chacune des poutres, une jauge de déformation devra être collée sur la surface coffrée, à droite de la poutre afin de mesurer le retrait. Cette dernière est positionnée à 200 mm de la fibre supérieure et de l'extrémité droite de la poutre.

1. Installer les Pi-gages et les potentiomètres (linear pot), tel qu'illustré sur la Figure E-7, de manière à couvrir la fibre inférieur ;
  - 1.1. Poncer au papier sablé la surface inférieur de la poutre afin de réduire les irrégularités en surface ;
  - 1.2. Nettoyer à l'acétone, après ponçage, les surfaces de la poutre qui devront recevoir les capteurs ;
  - 1.3. Coller les capteurs sur la poutre aux endroits prévus avec la colle Oméga type HBM60 ;
  - 1.4. Presser les capteurs sur le prisme pendant 90 secondes au minimum pour obtenir une adhérence suffisante entre les capteurs et la poutre ;
  - 1.5. Au total, 8 PI-gage de 50 mm, 6 PI-gage de 100 mm, et 8 potentiomètres de 150 mm seront installés en quinconce afin d'intercepter un maximum de fissures ;

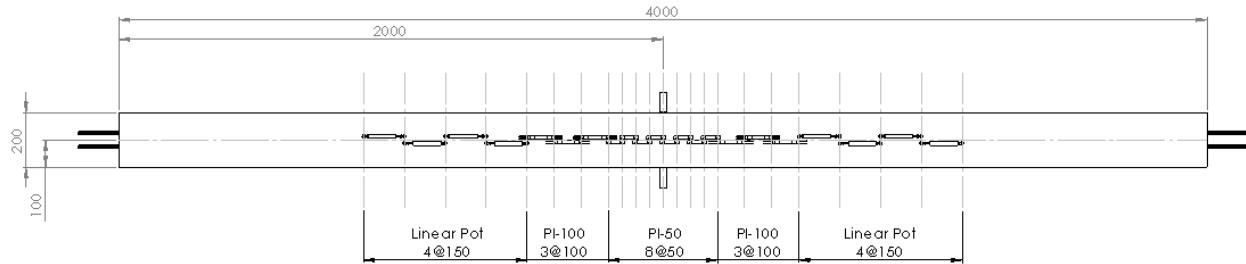


Figure E-7 : Positionnement des capteurs d'ouverture de fissure

2. Suivant la même procédure de collage qu'à l'étape 1, installer les butées à LVDTs qui permettront de mesurer la flèche de chaque côté de la poutre. Celles-ci devront être collées à mi-portée, et de sorte que la face perpendiculaire à la poutre soit à 100 mm de la fibre supérieur afin de préserver l'intégrité du capteur dans le cas d'une rupture par compression du béton ;

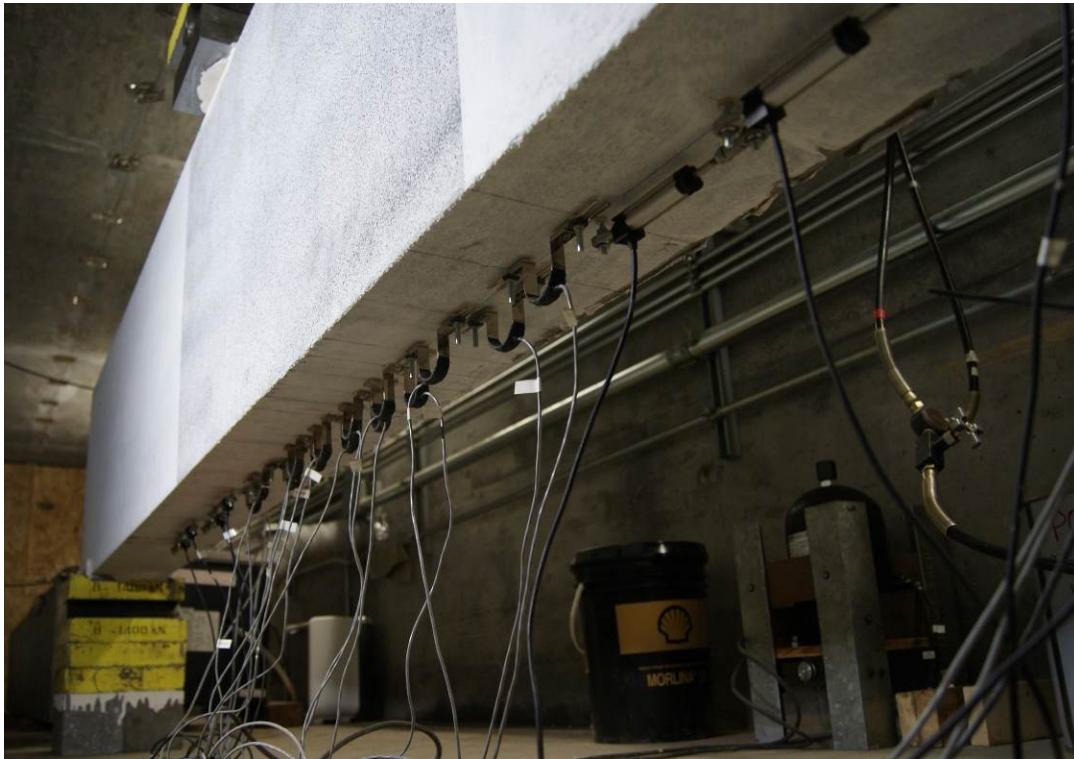


Figure E-8 : Capteurs d'ouvertures de fissure de la poutre

3. Fixer sur les supports à flèche les LVDTs pour mesurer la flèche et les tassements aux appuis de sorte qu'ils s'allongent lorsque la flèche augmente ;

Les figures D-6 et D-9 illustrent l'instrumentation pour la mesure de la flèche à mi-portée et du tassement aux appuis respectivement.



Figure E-9 : Tassement à l'appui

### E.3 Détails de l'essai

L'essai de fluage flexionnel sur poutre est d'une durée de 56 jours. Les 28 premiers jours de l'essai représente les conditions de service pour une poutre fissurée à une ouverture maximale de 0.1 mm. En ce sens, une fois la poutre préfissurée à une ouverture maximale de 0.1 mm, la première moitié de l'essai a pour but d'évaluer l'évolution de la fissuration sous une charge soutenue représentative d'une poutre en conditions de service.

Par la suite, la poutre est préfissurée à une ouverture maximale de 0.5 mm, déchargé et finalement rechargé à un pourcentage de la charge ayant causée cette ouverture maximale de 0.5 mm. Les 28 jours suivants ont pour but d'évaluer l'évolution de la fissuration menant à la rupture de la poutre. De plus, des cycles de déchargement/chargement sont effectués à tous les 7 jours afin d'évaluer la complaisance de la poutre, et donc l'état de fissuration de la poutre.

#### Vitesse d'acquisition

La vitesse d'acquisition varie selon les phases de l'essai. Le Tableau E-1 présente les vitesses d'acquisition en fonction de ces phases.

Tableau E-1 : Résumé des vitesses d'acquisition

	Vitesse d'acquisition
Chargement/Déchargement	5 secondes
7 jours	900 secondes

## Équipement

- vérin V240-2 ou V240-3
- valves hydrauliques (VH)
- valves pneumatiques (VP)
- capteur de pression hydraulique (CPH)
- capteur de pression pneumatique (CPP)
- manomètres
- cylindre d'azote comprimé
- accumulateur à diaphragme de 1 gallon
- 3 vérins R1006 de 100 tonnes

## Système de chargement

Le plan hydraulique du système de chargement, ou de maintien de la charge, est illustré sur la Figure E-10 ci-dessous. Les composantes seront décrites dans la section suivante.

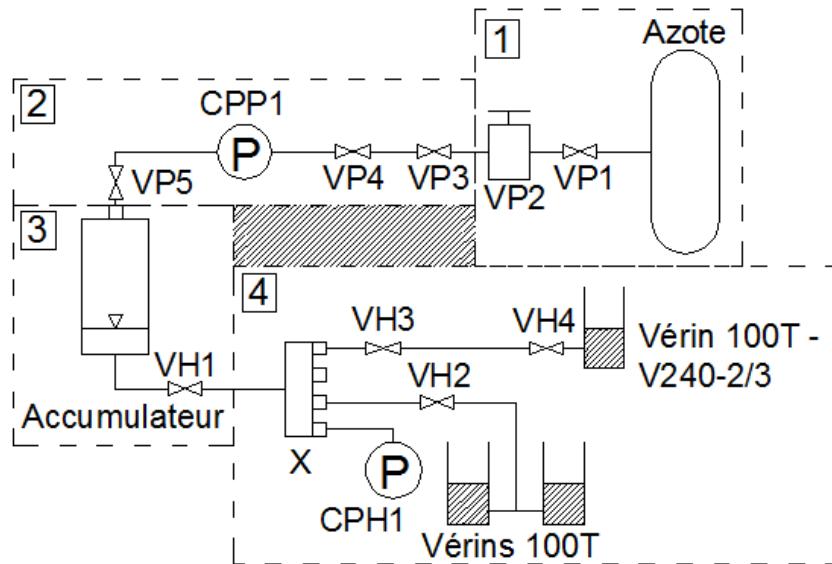


Figure E-10 : Plan hydraulique du système de chargement

La Figure E-11 illustre en détail les quatre sections distinctes du plan hydraulique.



Cylindre d'azote comprimée (Subdivision 1)



Valve de chargement d'azote (Subdivision 2)



Accumulateur Parker 6600 psi et valve hydraulique VH1 (Subdivision 3)



Multiplicateur hydraulique et valve hydraulique de contrôle des vérins (Subdivision 4)



Multiplicateur hydraulique (Subdivision 4)

Figure E-11 : Détails du système hydraulique

## Analyse par corrélation d'image

1. Ouvrir le logiciel Canon EOS (Figure E-12) ;

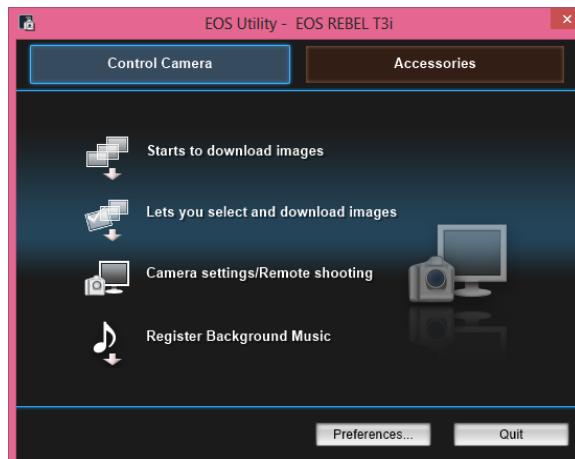


Figure E-12 : EOS Utility

2. L'appareil doit être mis en mode manuel ;
3. Le menu de configuration apparaîtra tel qu'illustré à la Figure E-13 ;
4. Dans le menu de configuration, vérifier que le focus est en mode manuel ;
5. Vérifier que le flash est désactivé ;
6. Vérifier que les paramètres du menu de configuration correspondent à ceux affichés sur la Figure E-13 ;
7. Régler l'intervalomètre à l'intervalle souhaité ;
8. Appuyer sur Démarrer/Start ;



Figure E-13 : Menu de configuration EOS Utility

#### E.4 Préfissuration de la poutre

La préfissuration de la poutre s'effectue à l'aide du V240 et d'un vérin 100 tonnes de réserve. Le concept de transfert hydraulique est utilisé. Ainsi, le V240 est utilisé pour pousser sur un vérin 100 tonnes de réserve rempli d'huile afin de transférer l'huile vers les deux vérins 100 tonnes qui eux appliquent une force sur la poutre. Ainsi, une rampe de chargement en déplacement est imposée au V240 jusqu'à ce que l'ouverture de fissure maximale (ouverture de préfissuration) soit atteinte. Dès lors, le système d'acquisition Agilent envoie un signal de décharge au contrôleur MTS qui enclenche par le fait même une rampe de décharge. Il est important de noter que la force enregistrée par le contrôleur n'est d'aucune importance. Ainsi, la force totale mentionnée dans les étapes suivantes est systématiquement la force totale enregistrée par le système d'acquisition.

##### 1. Connexions reliant le système d'acquisition au contrôleur MTS

- 1.6. Relier le système d'acquisition au téléviseur 52 pouces qui se trouve à proximité du contrôleur MTS à l'aide du câble VGA 100 pieds ;

1.7. Relier le système d'acquisition au contrôleur MTS à l'aide d'un câble d'instrumentation (ALARM1 sur le système d'acquisition, et BNC7/2 sur le contrôleur INSTRON) ;

## 2. Connexion entre le vérin 100 tonnes de réserve et le multiplicateur (Figure E-14)

2.1. Relier le multiplicateur hydraulique illustré à subdivision 5 de la Figure E-11 au vérin 100 tonnes de réserve sous le V240 à l'aide de tuyaux hydrauliques ;

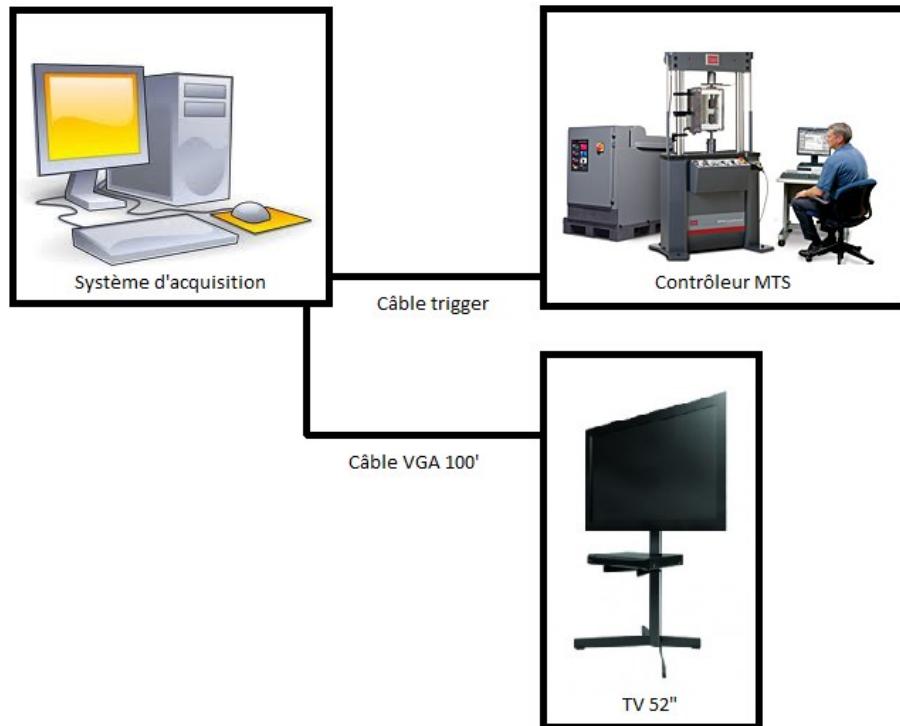


Figure E-14 : Système d'acquisition et contrôleur

## 3. Démarrage du logiciel d'acquisition

- 3.1. Ouvrir l'ordinateur, le système d'acquisition et l'alimentation situé dans la salle environnementale ;
- 3.2. Ouvrir le logiciel Vee Pro, et ouvrir la procédure intitulée « DominicD\_Poutre4m\_Prefissuration ». La Figure E-15 montre la fenêtre de cette procédure ;
- 3.3. Démarrer la procédure en appuyant sur la flèche verte Run/Resume ;
- 3.4. Appuyer sur le bouton Démarrage ;

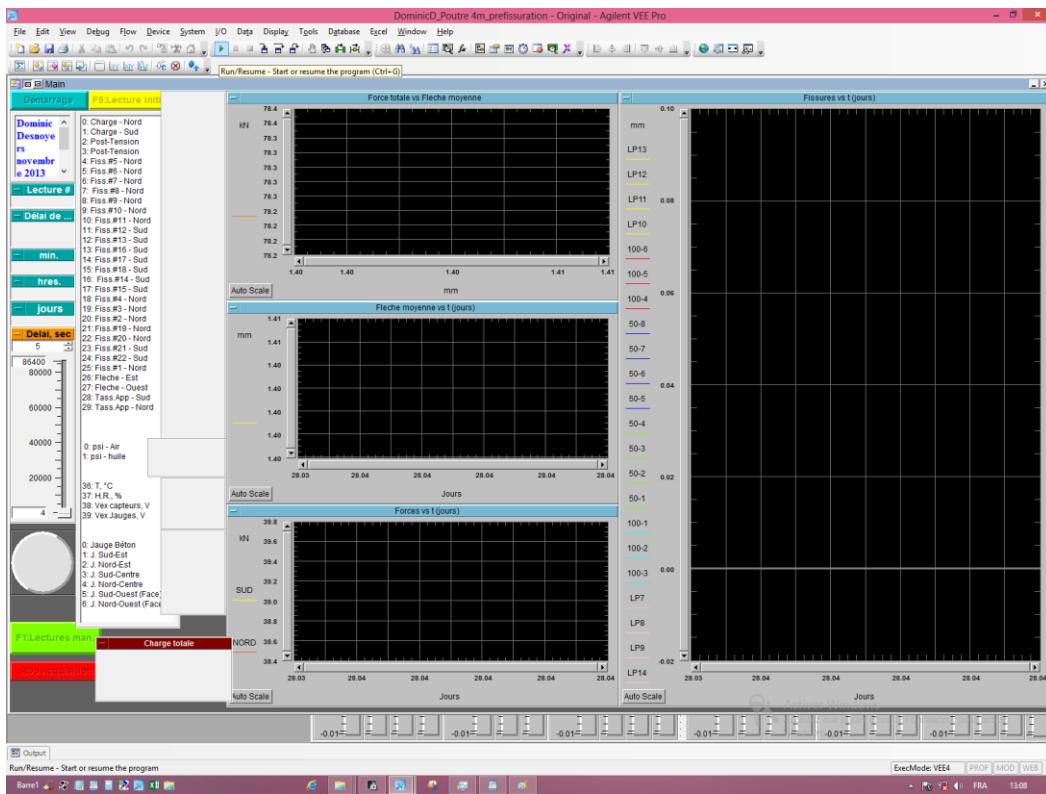


Figure E-15 : Logiciel d'acquisition

- 3.5. Une fenêtre intitulée « Nom du spécimen » apparaitra tel qu'illustrée sur la Figure E-16.  
Nommer la poutre (P4m-310M, P4m-Fibres, P4m-2T15NA, P4m-2T15AD) ;
- 3.6. Une fenêtre intitulée « Délai entre lectures » apparaitra tel qu'illustrée sur la Figure E-17.  
Entrer un délai de 5 secondes entre chaque lectures ;

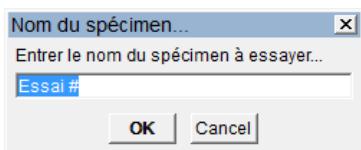


Figure E-16 : Nom du spécimen

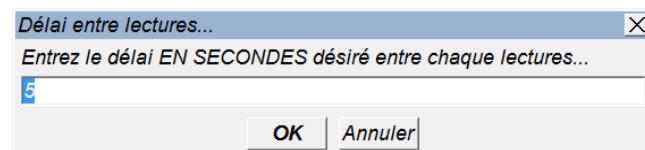


Figure E-17 : Délai entre lectures

- 3.7. Une fenêtre intitulée « Message box » apparaitra tel qu'illustrée sur la Figure E-18 pour indiquer si le chargement est un cycle de préfissuration de la poutre ou un cycle de chargement/déchargement. Si oui, entrer l'ouverture de fissure de préfissuration désirée tel qu'indiquée sur la Figure E-19. L'ouverture de fissure maximale de préfissuration choisie sera utilisée pour déclencher une variation de voltage sur le canal in/out du

système Agilent lorsqu'une des ouvertures de fissure enregistrées par le système d'acquisition dépassera la dite limite ;

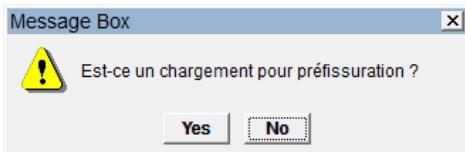


Figure E-18 : Choix de préfissuration

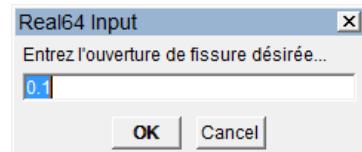


Figure E-19 : Ouverture de fissure de préfissuration

- 3.8. Sauvegarder le fichier de donnée texte suivant le format établi précédemment ;
- 3.9. Vérifier que tous les instruments de mesure sont bien branchés au système d'acquisition ;
- 3.10. Vérifier les facteurs de calibration et appuyer sur Confirmer (F5) ;
- 3.11. Appuyer sur la touche Lecture initiale. La fenêtre présentée à la Figure E-20 apparaîtra. Appuyer la Oui si les valeurs initiales ont déjà été enregistrées. Sinon, appuyer sur Non et une lecture des canaux sera effectuée afin d'enregistrer les valeurs initiales. Dans le cas échéant, nommer le fichier des valeurs initiales en suivant le format établi précédemment en y ajoutant le mot zéros à la fin du nom ;



Figure E-20 : Récupération des valeurs initiales

#### 4. Démarrage du contrôleur MTS

- 4.1. Si nécessaire, ouvrir l'ordinateur et de contrôleur MTS situé à l'entrée du laboratoire ;
- 4.2. Si nécessaire, ouvrir l'ordinateur face au V240. Celui agit à titre d'esclave au contrôleur MTS principal ;
- 4.3. Ouvrir le Project Manager ;
- 4.4. Dans le Project Manager, mettre par défaut le dossier Dominic Desnoyers et démarrer le Station Manager ;

- 4.5. Lancer la procédure intitulée « V240-2\_DominicD\_Flex4pts\_poutres 4m ». La Figure E-21 illustre les fenêtres permettant le contrôle du V240-2 ;
- 4.6. Mettre à zéro la valeur de déplacement du vérin ;
- 4.7. Régler les limites inférieures et supérieures de l'incrément de la rampe de déplacement (Allow Rate Adjustment) à 0.05 et 3 mm respectivement. Ceci permettra d'ajuster la rampe de déplacement du V240 à une vitesse de chargement d'approximativement 0.5 kN / sec ;
- 4.8. Vérifier que la limite maximale et minimale de force sont réglées, soit le Trigger en chargement et une force de 15 kN lors du déchargement ;

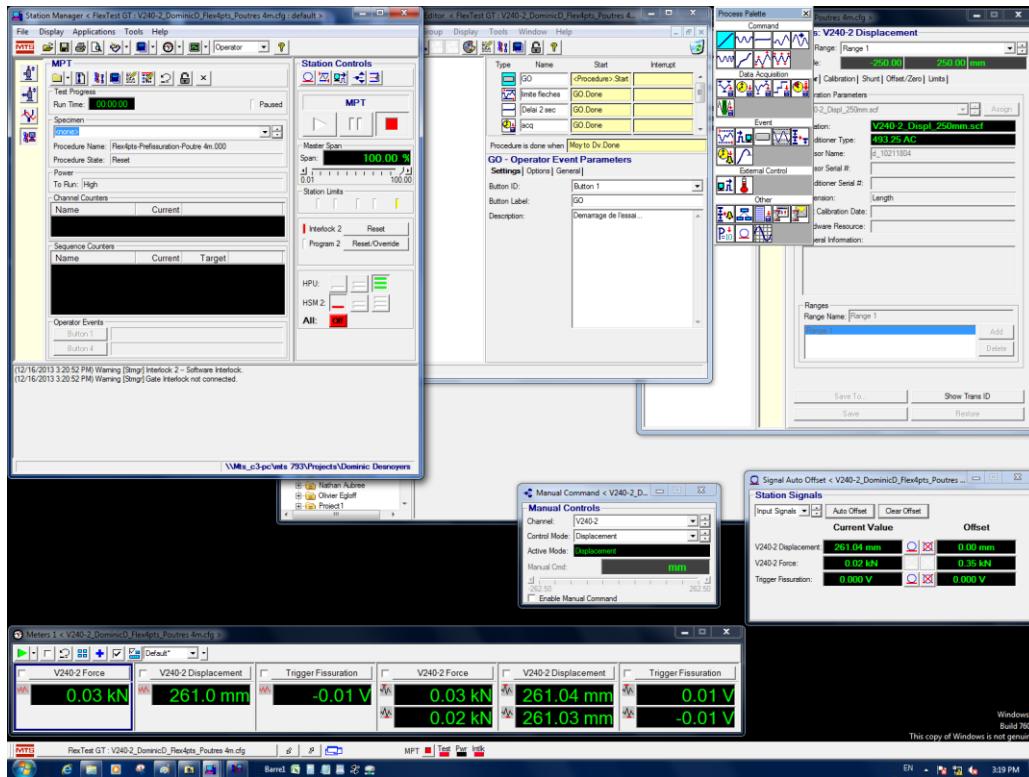


Figure E-21 : Fenêtre de contrôle de la procédure de fluage flexionnel

## 5. Mise en contact du V240 au vérin 100 tonnes de réserve

- 5.1. Si nécessaire, remplir le vérin 100 tonnes de réserve d'huile à l'aide de la pompe manuelle ;
- 5.2. Si nécessaire, centrer le vérin 100 tonnes de réserve sous le V240 ;

- 5.3. Placer les deux plaques circulaires sur le vérin 100 tonnes agissant comme réserve d'huile ;
- 5.4. Fermer la valve VH1 ;
- 5.5. Ouvrir les valves VH2, VH3 et VH4 ;
- 5.6. Mettre en contact le V240 sur le vérin 100 tonnes de réserve ;
- 5.7. Mettre à zéro le V240-2 Displacement ;

## **6. Mise en contact des vérins 100 tonnes aux appuis de la poutre (si nécessaire) ;**

- 6.1. Démarrer le système d'acquisition avec des lectures toutes les 5 secondes ;
- 6.2. Brancher la pompe manuelle au multiplicateur et pomper l'huile graduellement jusqu'à ce que les vérins 100 tonnes exercent une force totale d'environ 15 kN sur les appuis supérieurs. Ceci permet de stabiliser les plaques d'appuis supérieures qui reposent sur des rouleaux ;
- 6.3. Débrancher la pompe manuelle du multiplicateur ;
- 6.4. Enlever les cales en bois des appuis ;

## **7. Démarrage du chargement automatique à l'aide du V240**

- 7.1. Démarrer la prise de photo automatique à un intervalle de 15 secondes pendant le chargement, en essayant de synchroniser la prise de photo à la prise de données par le système d'acquisition ;
- 7.2. Lancer la procédure « V240-2\_DominicD\_Flex4pts\_poutres 4m » en appuyant sur la flèche verte ;
- 7.3. Ajuster la rampe de déplacement du V240 jusqu'à l'obtention d'une vitesse de chargement égale à 0.5 kN / seconde. Ainsi, un incrément de charge de 2.5 kN devrait être observé à toutes les lectures du système d'acquisition, qui, rappelons-le, est limité à une vitesse d'acquisition minimale de 5 secondes. Par la suite, la rampe de déchargement s'enclenchera automatiquement lorsque l'ouverture de fissure désirée sera atteinte. Dans le cas contraire, mettre sur pause et démarrer le déchargement en déplacement manuel du V240 ;

- 7.4. Cesser le déchargement lorsque la force totale affichée au système d'acquisition est de 15 kN. Ceci permet de maintenir le contact des vérins 100 tonnes aux appuis de la poutre ;
- 7.5. Fermer VH2. Ceci isole les vérins 100 tonnes et permet de maintenir une force totale de 15 kN sur les appuis afin de préserver la stabilité du système ;

## E.5 Application de la charge soutenue

La Figure E-22 montre une courbe force-flèche type de l'essai.  $w_0$  et  $P_0$  représentent respectivement l'ouverture de fissure de préfissuration et la force correspondante à cette ouverture de fissure.  $P_s$  représente quant à lui la force soutenue appliquée, qui correspond à un pourcentage de  $P_0$ . Ainsi, la première partie de la courbe correspond à la préfissuration de la poutre jusqu'à une ouverture de fissure désirée. Une fois cette ouverture atteinte, la poutre est déchargée et ensuite rechargée à un pourcentage de la charge ayant causé cette ouverture de fissure. Dans cet essai, la préfissuration de la poutre se fait donc par le biais du V240 et sans l'utilisation de l'accumulateur. Ensuite, l'accumulateur est préchargé en azote à 80 % de la pression de travail, et chargé jusqu'à la pression de travail en huile. Une fois la pression de travail atteinte, l'accumulateur applique et maintient la pression de travail aux vérins 100 tonnes qui eux chargent la poutre.

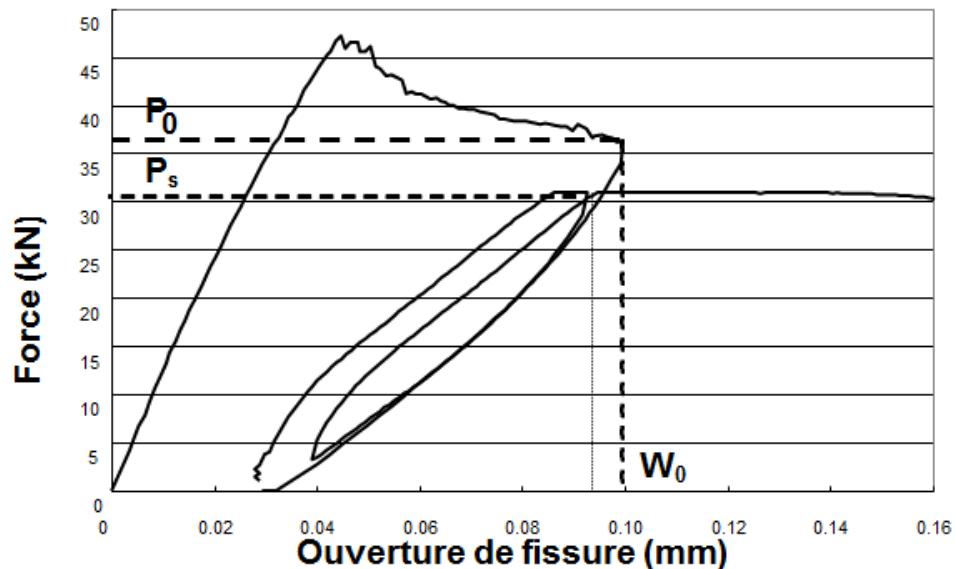


Figure E-22 : Courbe force-ouverture type

À des fins d'exemple, supposons que nous voulons appliquer une pression de travail de 575 psi. Pour ce montage, un ratio de 1 : 5.75 existe entre la force en kilonewtons et la pression en psi. Ainsi, à titre d'exemple, une pression de 575 psi équivaut à une force appliquée d'approximativement 100 kN.

## **8. Précharger en azote de l'accumulateur (80 % de la pression de travail)**

- 8.1. Vérifier que la vitesse d'acquisition est réglée à 5 secondes ;
- 8.2. Brancher le cylindre d'azote comprimé à la valve à gaz de l'accumulateur ;
- 8.3. Vérifier que VP2 est lousse ;
- 8.4. Si nécessaire, placer la valve VP3 en mode chargement ;
- 8.5. Si nécessaire, ouvrir la valve VP4 ;
- 8.6. Ouvrir les valves VP1 et VP5 ;
- 8.7. Vérifier que VH2 est fermée ;
- 8.8. Ouvrir VH1 ;
- 8.9. Ouvrir délicatement la valve VP2 afin d'augmenter graduellement la pression à l'intérieur de l'accumulateur à 80 % de la pression de travail, et donc jusqu'à ce que le capteur de pression pneumatique affiche la pression souhaitée. Dans cet exemple, la précharge est donc égale à 460 psi. Lors du préchargement en azote, il est important que la pression d'huile du circuit hydraulique affichée par CPH1 reste à approximativement 0 psi. Pour ce faire, il est possible d'utiliser le vérin manuel en le branchant au multiplicateur pour supprimer la pression d'huile du circuit, ou de remonter le V240 du vérin 100 tonnes de réserve afin que l'huile puisse faire sortir le piston du vérin ;
- 8.10. Une fois la précharge en azote complétée, fermer la valve VP4 et VP5 ;
- 8.11. Dévisser la valve VP5 de l'accumulateur ;
- 8.12. Fermer la valve VP1 ;
- 8.13. Placer la valve VP3 en mode déchargement. Ceci aura pour effet d'enlever la pression d'azote du circuit pneumatique ;

## **9. Charger en huile de l'accumulateur jusqu'à la pression de travail**

- 9.1. Vérifier que la vitesse d'acquisition est réglée à 5 secondes ;
- 9.2. Si nécessaire, fermer VH2 ;
- 9.3. Si nécessaire, ouvrir VH3 et VH4 ;
- 9.4. En mode de déplacement manuel du V240, pousser tranquillement sur le vérin 100 tonnes de réserve jusqu'à ce que le capteur de pression hydraulique CPH1 affiche la valeur de la pression de travail désirée. Dans cet exemple, la pression de travail est égale à 575 psi. La vitesse d'incrément de déplacement manuel doit être réglée à 0.1 mm, et il est alors possible de maintenir enfoncer le bouton de la souris ;
- 9.5. Une fois la pression de travail atteinte, fermer la valve VH3. Ceci permet de créer un circuit hydraulique fermé ;
- 9.6. Démarrer la prise de photo automatique à un intervalle de 15 secondes pendant le chargement, en essayant de synchroniser la prise de photo à la prise de données par le système d'acquisition ;
- 9.7. Ouvrir délicatement VH2. Ce faisant, la pression hydraulique sera graduellement transférée aux vérins 100 tonnes et la force augmentera ;
- 9.8. Si nécessaire, refaire l'étape 9 du début pour ajuster la charge ;
- 9.9. À ce moment, VH2 est ouvert et VH3 est fermé. L'accumulateur permet donc de maintenir la pression sur la poutre ;
- 9.10. Modifier la vitesse d'acquisition à 900 secondes ;
- 9.11. Démarrer la prise de photo automatique à un intervalle de 90 minutes, en essayant de synchroniser la prise de photo à la prise de données par le système d'acquisition ;
- 9.12. Marquer les fissures sur la face non coffrée de la poutre ;
- 9.13. En mode de déplacement manuel, lever le V240 jusqu'à ce que la tête du vérin ne soit plus en contact avec le vérin 100 tonnes de réserve. Ceci aura pour effet d'enlever la pression hydraulique dans les tuyaux hydrauliques qui raccordent la valve VH3 au vérin 100 tonnes de réserve ;
- 9.14. Fermer graduellement le HSM2 ;

9.15. Éteindre le poste de contrôle à distance du contrôleur MTS ;

9.16. Ranger les boyaux et le vérin 100 tonnes de réserve ;

## **10. Déchargement en huile de l'accumulateur jusqu'à la force minimale de 15 kN**

10.1. Marquer les fissures sur la face non coffrée de la poutre ;

10.2. Modifier la vitesse d'acquisition à 5 secondes ;

10.3. Vérifier que VH3 est fermée ;

10.4. Relier le multiplicateur hydraulique illustré à la subdivision 5 de la Figure E-11 au vérin 100 tonnes de réserve sous le V240 à l'aide de boyaux hydrauliques ;

10.5. Placer et centrer le vérin 100 tonnes de réserve sous le V240 ;

10.6. Placer et centrer les deux plaques circulaires sur le vérin 100 tonnes de réserve ;

10.7. En mode déplacement manuel, mettre en contact le V240 sur le vérin 100 tonnes de réserve (jusqu'à ce que la charge affichée au contrôleur affiche 1 kN) ;

10.8. Ouvrir VH3. Dès lors, la pression du circuit fermé se transférera vers le nouveau circuit, et donc le vérin 100 tonnes de réserve exercera une pression sur le V240 ;

10.9. En mode déplacement manuel, soulever le V240 délicatement jusqu'à ce que la force totale enregistrée par le système d'acquisition indique 15 kN. La vitesse d'incrément de déplacement manuel doit être réglée à 0.03 mm, et il est alors possible de maintenir enfoncer le bouton de la souris ;

10.10. Fermer VH2. Ceci isole les vérins 100 tonnes et permet de maintenir une force totale de 15 kN sur les appuis afin de préserver la stabilité du système.