UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

UTILISATION STRUCTURALE DU BÉTON FIBRÉ POUR LA CONCEPTION DES DALLES DE PONTS

DAVID BASTIEN

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES

(GÉNIE CIVIL)

AOÛT 2004

© David Bastien, 2004.

Library and Archives Canada

Published Heritage Branch

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque et Archives Canada

Direction du Patrimoine de l'édition

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence
ISBN: 0-612-97924-5
Our file Notre référence
ISBN: 0-612-97924-5

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

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

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

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

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

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

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

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

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

UTILISATION STRUCTURALE DU BÉTON FIBRÉ POUR LA CONCEPTION DES DALLES DE PONTS

présenté par : BASTIEN David

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

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

Mme. KOBOEVIC Sanda, Ph.D., présidente

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

M. CHARRON Jean-Philippe, Ph.D., membre

REMERCIEMENTS

Je tiens d'abord à remercier mon directeur de recherche, Bruno Massicotte, pour son support et ses conseils puis aussi pour sa patience et sa compréhension face au début de ma carrière et ensuite ma relocalisation.

Je remercie aussi tous mes professeurs, et particulièrement MM. Robert Tremblay et Pierre Léger, qui m'ont enseigné mon métier mais qui ont surtout éveillé en moi cette passion qu'est la structure.

Bien sur, je dois souligner l'apport indéniable tant au niveau logistique qu'humain de M. Gérard Degrange, chef du laboratoire de Structure, et de MM. Denis Fortier et Patrice Bélanger.

Je me remercie également le ministère des transports du Québec, Lafarge Canada ainsi que Bekaert pour leur contribution financière dans ce projet de recherche.

Enfin, je remercie ma conjointe Gabrielle pour son support sans faille, son amour intarissable et sa force, qui ne cessera jamais de m'inspirer.

RÉSUMÉ

L'objectif principal de cette étude est de développer et valider une méthode de calcul permettant d'inclure l'apport structural d'un béton renforcé de fibres d'acier lors de la conception d'une dalle de pont aux états limites.

Des essais de caractérisation en traction et en flexion sur des spécimens instrumentés de plusieurs dimensions différentes et des essais de flexion sur dalles pleine grandeur ont permis d'établir une relation entre la courbure, la déformation du béton, la déformation des aciers d'armature et l'ouverture de fissure dans un élément en béton soumis à un effort de flexion. Le développement d'un logiciel de calcul sectionnel incorporant cette relation a permis de simuler des essais et de les comparer aux résultats expérimentaux.

L'étude statistique des résultats expérimentaux en se basant sur le principe d'énergie dissipée a permis d'établir un protocole pour le calcul de courbes caractéristiques et de proposer une équivalence statistique entre les différents essais de caractérisation du béton fibré.

Enfin, un exemple de conception de dalle avec béton fibré est effectué, mettant en application les méthodes de calcul proposées.

ABSTRACT

The main objective of this study is to develop and validate a design method incorporating the structural input of fiber reinforced concrete in the ultimate states design of bridge decks.

Bending and uniaxial tests were conducted to determine the relationship between curvature, concrete strain, rebar strain and crack width in concrete specimens submitted to flexure. A software incorporating this relation was developed to simulate tests and validate the various hypothesis with the experimental results.

A statistical study of the experimental results based on the dissipated energy principle was done to establish a protocol pertaining the characteristic curves of fiber reinforced concrete to propose a statistical equivalency between different test methods.

Finally, an example of a bridge deck design using fiber reinforced concrete is presented using the proposed design methods and the software developed in this study.

TABLES DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS iv

RÉSUMÉ v

ABSTRACT vi

TABLES DES MATIÈRES vii

LISTE DES TABLEAUX xi

LISTE DES FIGURES xiii

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS xviii

CHAPITRE 1: INTRODUCTION 1

1.1 Contexte 1

1.2 Problématique 2

1.3 Objectifs 3

1.4 Portée 5

1.5 Organisation du mémoire 6

CHAPITRE 2 : ÉTAT DES CONNAISSANCES 7

2.1 Introduction 7

2.2 Essais de caractérisation du matériau 8

2.2.1 Traction uniaxiale sur éprouvette entaillée 9

2.2.2 Flexion sur prisme entaillé 11

2.2.3 Discussion 14

2.3 Calcul de la résistance en flexion 17

2.3.1 Méthode σ-ε 17

2.3.2 Méthode σ-w 19

2.3.3 Méthode simplifiée de Casanova-Rossi 22

CHAPITRE 3: PROGRAMME EXPÉRIMENTAL 24

3.1 Présentation du programme expérimental 24

3.2 Fabrication des spécimens 25

3.2.1 Essais préliminaires 25

3.2.2 Optimisation 28

3.2.3 Spécimens fabriqués en conditions de chantier 32

3.2.4 Coulée de convenance du pont Cavendish 37

3.3 Essais préliminaires 39

3.4 Essais de caractérisation 43

3.4.1 Traction uniaxiale 43

3.4.2 Flexion sur prismes entaillés 48

3.4.3 Flexion sur poutre DBM 51

3.5 Essais de flexion sur dalles 53

CHAPITRE 4: RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX 58

4.1 Essais de caractérisation 58

4.1.1 Traction uniaxiale 58

4.1.2 Flexion sur prisme entaillé 64

4.1.3 Flexion sur poutre DBM 74

4.2 Essais de flexion sur dalles 78

4.2.1 Série Cavendish 78

4.2.2 Série Conditions de chantier 83

4.3 Traitement Statistique 87

4.3.1 Calcul des quantités d'énergie dissipée 88

4.3.2 Comparaison inter-essai 97

4.3.3 Calcul des courbes caractéristiques 99

4.4 Sommaire 102

4.5 Recommandations 104

CHAPITRE 5 : LOGICIEL M-PSI 106

5.1 Hypothèses et méthodologie 106

5.1.1 Relation w (ψ) 107

5.1.2 Calcul du moment 110

5.1.3 Calcul de la flèche 110

5.2 Analyse Paramétrique 113

5.2.1 Ouverture de fissure et courbure 113

5.2.2 Calcul de la flèche 119

5.2.3 Facteur de majoration post-fissuration (FMPF) 126

5.3 Validation des hypothèses 127

5.3.1 Poutre DBM 129

5.3.2 Prisme moulé de type RILEM 133

5.3.3 Prisme scié de type RILEM 137

5.3.4 Dalles structurales 140

5.4 Conclusion 143

CHAPITRE 6: CONCEPTION D'UNE DALLE DE PONT 146

6.1 Présentation du pont à l'étude 146

6.2 Détermination des efforts transversaux dans la dalle 147

6.3 Conception de la dalle 150

6.3.1 Dalle de BRF 150

6.3.2 Dalle de BA conventionnelle 155

6.4 Sommaire 158

CHAPITRE 7: CONCLUSION 159

7.1 Essais de caractérisation 159

7.2 Logiciel M-Psi 161

7.3 Conception de dalle en BRF aux états limites 161

7.4 Recommandations 162

RÉFÉRENCES 164

LISTES DES TABLEAUX

Tableau 3.1 Constituants du mélange «Préliminaire» (en kg/m3) 26

Tableau 3.2 Constituants des mélanges optimisés (valeurs /m3) 31

Tableau 3.3 Recette du béton Lafarge 32

Tableau 3.4 Propriétés des spécimens obtenus par sciages 34

Tableau 3.5 Mesures sur béton frais 35

Tableau 3.6 Mélange utilisé au pont du boulevard Cavendish 38

Tableau 3.7 Propriétés des dalles «Cavendish» 39

Tableau 4.1 Aire en traction des différents types de spécimen 87

Tableau 4.2 Quantités d'énergie dissipée pour l'essai de TU (MPa*mm) 91

Tableau 4.3 Résultats statistiques : essais de TU (wm = 1,0 mm) 91

Tableau 4.4 Résultats statistiques : essais de TU (wm = 1,5 mm) 92

Tableau 4.5 Résultats statistiques : essais de TU (wm = 2,0 mm) 92

Tableau 4.6 Statistiques : essais de flexion sur prismes sciés (wm = 1,0 mm) 93

Tableau 4.7 Statistiques : essais de flexion sur prismes sciés (wm = 1,5 mm) 93

Tableau 4.8 Statistiques : essais de flexion sur prismes sciés (wm = 2,0 mm) 93

Tableau 4.9 Statistiques : essais de flexion sur prismes moulés (wm = 1,0 mm) 94

Tableau 4.10 Aire sous la courbe : essais de flexion sur poutre DBM 95

Tableau 4.11 Statistiques : essais de flexion sur poutre DBM (wm = 1,0 mm) 95

Tableau 4.12 Statistiques : essais de flexion sur poutre DBM (wm = 1,5 mm) 95

Tableau 4.13 Statistiques : essais de flexion sur poutre DBM (wm = 2,0 mm) 96

Tableau 4.14 Statistiques : essais de flexion sur dalle avec courbe M-w 97

Tableau 4.15 Statistiques : essais de flexion sur dalle avec courbe M-δ 97

Tableau 4.16 Comparaison de la variabilité des différents types d'essai 98

Tableau 4.17 Comparaison de la variabilité des différents types d'essai pour un même nvaleur = 3 99

Tableau 4.18 Facteur de réduction Rk pour chacun des essais de caractérisation 101

Tableau 6.1 Coefficients de pondération des charges et combinaisons de charge (tiré de CAN/CSA-S6-00) 148

Tableau 6.2 Valeurs maximales et minimales de coefficients de pondération des charges permanentes (tiré de CAN/CSA-S6-00) 149

Tableau 6.3 Efforts de flexion transversaux aux états limites (kN*m/m) 150

Tableau 6.4 Données statistiques des essais de TU de Bélanger (2000) 152

Tableau 6.5 Résumé des données de conception de la dalle de BRF 155

Tableau 6.6 Résumé des données de conception de la dalle de BA 157

LISTES DES FIGURES

Figure 1.1 Pont du boulevard Cavendish sur l'autoroute 40 1

Figure 1.2 Trois types de fibre d'acier couramment utilisés : ondulée, à crochet et à bouts aplatis 5

Figure 2.1 Essai de traction uniaxiale 10

Figure 2.2 Flexion 3 points sur prisme 12

Figure 2.3 Diagramme charge – flèche et les différentes aires sous la courbes utilisées dans le calcul des résistances équivalentes feq,2 et feq,3 (tiré de RILEM TC-162, 2000a) 13

Figure 2.4 Dispersion typique des résultats 15

Figure 2.5 Relation contrainte-déformation (tiré de RILEM TC 162, 2000b) 18

Figure 2.6 Le principe de rotule non-linéaire pour une poutre en flexion 19

Figure 2.7 Distribution de contrainte dans la rotule non-linéaire selon l'approche simplifiée (tiré de RILEM TC 162, 2001b) 21

Figure 3.1 Essai de flexion sur poutre préliminaire 27

Figure 3.2 Méthode Baron Lesage 28

Figure 3.3 Utilisation du maniabilimètre EPM 29

Figure 3.4 Optimisation des mélanges, fibre Dramix RC65/60 30

Figure 3.5 Photo de la coulée en condition de chantier 36

Figure 3.6 Phénomène de cheminée lors de la vibration interne 37

Figure 3.7 Instrumentation des barres d'armature dans la zone centrale 40

Figure 3.8 Instrument de lecture DEMEC 40

Figure 3.9 Instrumentation de la section centrale 42

Figure 3.10 Spécimen type de traction uniaxiale 44

Figure 3.11 Sciage des zones d'appuis pour fins de carottage 44

Figure 3.12 Montage expérimental de l'essai de TU au laboratoire de l'IREQ 47

Figure 3.13 Schéma de l'orientation des LVDT collés directement sur la paroi de béton en cours d'essai 49

Figure 3.14 Schéma du cadre de mesure permettant aux LVDT de rester à l'horizontale 50

Figure 3.15 Dimensions du cadre de mesure de la courbure 51

Figure 3.16 Instrumentation de la section centrale d'une poutre DBM 52

Figure 3.17 Montage expérimental d'un essai de flexion sur poutre DBM avant l'installation des LVDT 53

Figure 3.18 Montage expérimental d'un essai de flexion sur dalle de la série pont Cavendish 54

Figure 3.19 Système d'application de la charge en deux points avec plaques de téflon 56

Figure 4.1 Résultats de TU - série préliminaire 59

Figure 4.2 Résultats de TU - série Cavendish 60

Figure 4.3 Résultats de TU - série Conditions de chantier 61

Figure 4.4 Graphique comparatif des séries de TU 62

Figure 4.5 Courbes de TU en excluant les spécimens rejetés 64

Figure 4.6 Résultats de flexion sur prisme - série Préliminaire 65

Figure 4.7 Résultats de flexion sur prisme - série Optimisation 66

Figure 4.8 Courbe schématique du phénomène de saturation en fibre 67

Figure 4.9 Résultats de flexion sur prismes sciés - série Conditions de chantier 68

Figure 4.10 Résultats de flexion sur prismes moulés - série Conditions de chantier.....69

Figure 4.11 Prismes moulés vs. prismes sciés 70

Figure 4.12 Rapport des courbes moyennes de flexion sur prisme.....71

Figure 4.13 Graphique comparatif des séries de prismes entaillés 73

Figure 4.14 Résultats des essais de flexion sur poutre DBM - Condition de chantier.....75

Figure 4.15 Résultats des essais de flexion sur poutre DBM - Préliminaire.....76

Figure 4.16 Comparaison entre les résultats d'essasi sur poutre DBM avec fibres RC80/60 et RC65/60 77

Figure 4.17 Cas de chargements de flexion sur dalle (dimensions en m).....79

Figure 4.18 Graphique moment-flèche - dalles armées Cavendish 80

Figure 4.19 Position et orientation typiques de la fissure principale pour un chargement en un point (a) et en deux points (b) 81

Figure 4.20 Graphique moment-courbure - dalles armées Cavendish.....82

Figure 4.21 Graphique moment-ouverture de fissure - dalles armées Cavendish 83

Figure 4.22 Graphique moment-flèche - dalles non armées Conditions de chantier 84

Figure 4.23 Graphique moment-courbure - dalles non armées Conditions de chantier...85

Figure 4.24 Graphique moment-ouverture de fissure - dalles non armées Conditions de chantier 86

Figure 4.25 Graphique moment-flèche - dalle armée Conditions de chantier 86

Figure 4.26 Énergie dissipée Wf (aire sous la courbe) 89

Figure 5.1 Exemple de relation M-ψ calculée par le logiciel M-Psi.....107

Figure 5.2 Modélisation de la zone autour de la macrofissuration pour une charge appliquée à mi-portée 109

Figure 5.3 Cas de chargement inclus dans M-Psi 111

Figure 5.4 Relation moment - courbure déterminée par M-Psi selon les méthodes Stang & Olesen et Casanova – Rossi 114

Figure 5.5 Relation moment - w déterminée par M-Psi selon les méthodes Stang & Olesen et Casanova – Rossi.....116

Figure 5.6 Relation moment - courbure déterminée par M-Psi selon les méthodes Casanova - Rossi modifiée et Casanova – Rossi.....118

Figure 5.7 Relation moment – ouverture de fissure déterminée par M-Psi selon les méthodes Casanova - Rossi modifiée et Casanova – Rossi 118

Figure 5.8 Influence de la ZA sur le calcul de la flèche 120

Figure 5.9 Flèche obtenue par M-Psi avec différentes ZA pour une poutre DBM @ 80kg/m3 de fibres RC80/60 123

Figure 5.10 Flèche obtenue par M-Psi avec différentes ZA pour un prisme @ 80kg/m3 de fibres RC80/60 123

Figure 5.11 Courbes M-D d'une poutre DBM calculées par M-Psi et résultats expérimentaux 125

Figure 5.12 Influence du FMPF sur la courbure obtenue par M-Psi 127

Figure 5.13 Analyse d'une poutre DBM avec M-Psi et résultats expérimentaux 130

Figure 5.14 Courbes Moment-flèche pour différentes ZA avec Stang & Olesen.....131

Figure 5.15 Courbes M-ψ obtenues avec les 3 méthodes proposées 132

Figure 5.16 Analyse d'un prisme moulé avec M-Psi (méthode Stang & Olesen)..... 134

Figure 5.17 Courbes M-ψ d'un prisme moulé calculées par M-Psi 135

Figure 5.18 Courbes M-Δ d'un prisme moulé calculées par M-Psi..... 136

Figure 5.19 Analyse d'un prisme scié avec M-Psi (méthode Stang & Olesen) 138

Figure 5.20 Courbes M-ψ d'un prisme scié calculées par M-Psi..... 139

Figure 5.21 Courbes M-Δ d'un prisme scié calculées par M-Psi 139

Figure 5.22 Courbes M-ψ obtenues avec le logiciel M-Psi pour une dalle 140

Figure 5.23 Courbes M-w obtenues avec le logiciel M-Psi pour une dalle..... 141

Figure 5.24 Courbes M-Δ obtenues avec le logiciel M-Psi pour une dalle 142

Figure 6.1 Coupe transversale - Pont à l'étude..... 147

Figure 6.2 Camion CL-625 149

Figure 6.3 Localisation des points de calcul sur la coupe transversale..... 150

Figure 6.4 Disposition de l'armature dans la dalle (tiré de MTQ, 2003) 151

Figure 6.5 Courbes de TU moyenne et caractéristique - Bélanger (2000)..... 153

Figure 6.6 Réponse M-w calculée avec M-Psi pour un mètre de dalle à chacun des points de calcul 154

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

Liste des abréviations

AFREM	Association française de recherche et d'essais sur les matériaux et les constructions;
ASTM	American Society for Testing and Materials;
BA	Béton armé;
BARF	Béton armé renforcé de fibres;
BHP	Béton haute performance;
BHPRF	Béton haute performance renforcé de fibres d'acier;
BRF	Béton renforcé de fibres;
CV	Coefficient de variation;
CMD	Coefficient de majoration dynamique;
DC	En moment positif au centre du pont;
DE	En moment positif au centre de la travée délimitée par la poutre intérieure et la poutre extérieure;
ÉLF	État limite de fatigue;
ÉLUL	État limite ultime;
ÉLUT	État limites d'utilisation;
EPM	École Polytechnique de Montréal;
FMPF	Facteur de majoration post-fissuration;
Hz	Hertz;

IREQ	Institut de Recherche d'Hydro-Québec;
kg	Kilogramme;
kN	Kilo-Newton;
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussés;
LVDT	Extensomètre;
MEF	Méthode des éléments finis;
MTQ	Ministère des Transports du Québec;
MPa	Mégapascal;
m^3	Mètre cube;
min	Minute;
mm	Millimètre;
NA	Non applicable;
ND	Non disponible;
rad	Radian;
PE	En moment négatif au-dessus de la poutre extérieure;
PI	En moment négatif au-dessus de la poutre intérieure;
RDM	Résistance des matériaux;
so	Sans objet;
TU	Traction uniaxiale;
typ	Typique;
ZA	Zone affectée;

Liste des symboles latins

A_s	Aire d'acier d'armature;
a	Hauteur de la fissure;
c	Position de l'axe neutre;
c/c	Centre-à-centre;
d	Distance entre la fibre comprimée et le centre de gravité de l'acier d'armature;
F_u	Limite ultime de l'acier
f'_c	Résistance du béton en compression;
$f_{eq\ (2,3)}$	Résistance équivalente;
f_s	Contrainte de traction dans les barres d'armatures calculées à l'ÉLUT;
f'_t	Contrainte élastique maximale en traction du béton;
G	Granulat;
h	Hauteur;
h_{fiss}	Profondeur de la fissure;
K	Coefficient tenant compte de l'aspect dimensionnel;
l_f	Longueur de la fibre;
M	Moment fléchissant;
M_r	Capacité nominale en flexion de la section;
M_f	Moment pondéré;
M_s	Moment à l'ÉLUT;

M_w	Moment associé à une contrainte de traction de f_{cr} dans le béton;
M-*w*	Moment - ouverture de fissuration;
M-δ	Moment – flèche;
M-ψ	Moment - courbure;
M-Δ	Moment – flèche;
N	Effort axial;
N_c	Effort de compression élastique du béton;
N_f	Effort de traction dans le BRF;
N_t	Effort de traction élastique du béton;
n	Nombre d'essai;
n_{valeur}	Nombre de valeur d'essai;
$n_{spécimen}$	Nombre de spécimens;
P	Charge ponctuelle;
R_k	Coefficient de réduction pour obtenir valeurs caractéristiques;
S	Sable;
s	Largeur de la rotule;
	Écart-type;
s_c	Distance libre entre les barres d'armature les plus rapprochées de la face tendue;
T	Traction;
t	constante de Student;
V	Coefficient de variation;

w	Ouverture de la fissure;
w_f	Quantité d'énergie dissipée;
w_i	Valeur d'ouverture de fissure excluant la déformation élastique du béton;
w_m	Ouverture de fissure maximale utilisée dans le calcul d'aire sous la courbe;

Liste des symboles grecs

Δf_s	Écart de contrainte dans les aciers d'armature;
α_1	Facteur de réduction de contrainte du bloc de compression équivalent;
β_1	Paramètre de calcul du bloc de compression équivalent;
β_2	Critère de fissuration du Code S6-00 (CSA, 2000);
δ	Déplacement;
$\delta_{i\ moy.}$	Moyenne des lectures des trois extensomètres pour un point;
δ_{moy}	Déplacement moyen;
δ_{pic}	Déplacement associé au pic de la courbe contrainte- δ_{moy};
ε	Déformation;
ε_{bas}	Déformation au bas de la section;
ε_{cu}	Déformation ultime en compression du béton;
ε_{haut}	Déformation au haut de la section;

ϕ	Coefficient de tenue;
	Diamètre;
ϕ_c	Coefficient de tenue du béton;
ϕ_f	Coefficient de tenue du BRF en traction;
ϕ_s	Coefficient de tenue de l'acier d'armature;
γ_c	Facteur partiel de sécurité pour BRF en compression;
γ_{ct}	Facteur partiel de sécurité pour BRF en tension;
φ	Déformation angulaire de la rotule;
φ^*	Déformation angulaire de la fissure;
κ_e	Courbure élastique;
κ_m	Courbure moyenne;
κ_r	Courbure de la rotule non-linéaire;
μ	Moyenne;
θ	Rotation;
σ	Contrainte;
σ_{ik}	Contrainte caractéristique pour un point;
$\sigma_{i\ moy}$	Contrainte moyenne pour un point;
σ_w	Contrainte dans la fissure;
ψ	Courbure;
ψ_e	Courbure élastique;
ψ_m	Courbure moyenne;

CHAPITRE 1: INTRODUCTION

1.1 Contexte

Les dalles de ponts sont des éléments structuraux qui se détériorent rapidement. La longévité des dalles en place atteint tout juste 30 ans. Le remplacement et la réparation des dalles de pont représentent la moitié des coûts d'entretien des ponts du réseau québécois(Massicotte et al, 1999).

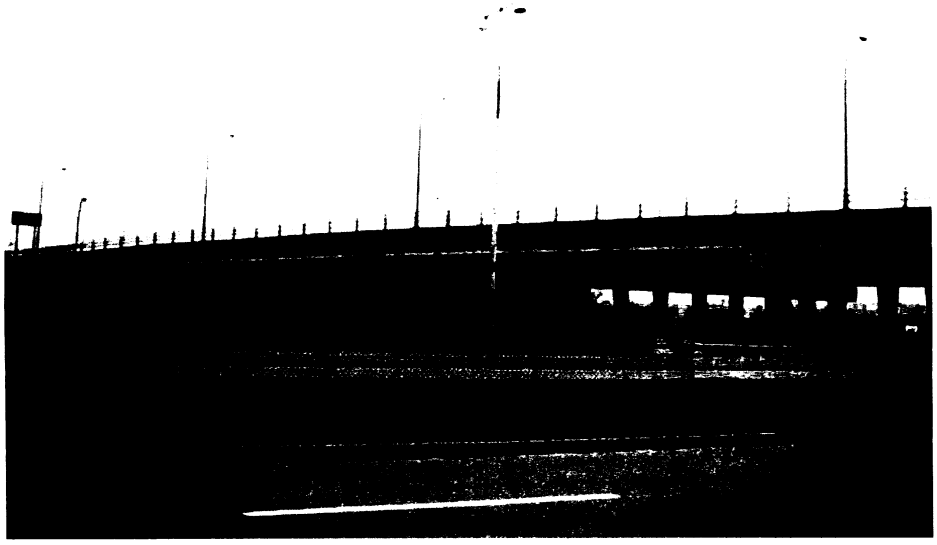


Figure 1.1 Pont du boulevard Cavendish sur l'autoroute 40

Les ponts ont une espérance de vie de 75 ans environ. Les dalles de remplacement devraient avoir une longévité d'au moins 40 à 50 ans (75 moins 30) alors qu'idéalement les dalles des ponts neufs devraient avoir une durée de vie égale à celle du pont.

Les fibres métalliques offrent un meilleur contrôle de la fissuration et pourraient permettre, lorsque utilisées à dosages suffisants, d'améliorer la durabilité des dalles de ponts en permettant, entre autres, d'augmenter les épaisseurs de recouvrement ou de réduire l'armature conventionnelle (Dzeletovic, 1998; Bélanger, 2000).

Cette option a été étudiée depuis 1997 à l'École Polytechnique de Montréal en collaboration avec le ministère des Transports du Québec. La faisabilité de la mise en place d'un béton haute performance à haut dosage en fibre a été démontrée (Bélanger, 2000 ; Massicotte et al, 2000).

De plus, Moffat (2001) a démontré que les efforts de conception des dalles sont surévalués.

1.2 Problématique

Bien que les études antérieures aient permis de mettre en évidence la contribution très positive des fibres tant en service qu'à l'ultime, des informations plus quantitatives sont requises à trois niveaux.

Premièrement, le calcul des sections en béton armé renforcé de fibres (BARF) requiert des hypothèses justes en ce qui concerne la relation à adopter pour lier la courbure, les déformations dans le béton comprimé, les déformations dans l'armature de la zone fissurée, l'ouverture et l'espacement des fissures ainsi que les contraintes de traction transmises par les fibres à travers la fissure.

De plus les données statistiques requises pour établir la valeur nominale de la résistance de même que le coefficient de tenue sont manquantes pour une approche de calcul aux états limites. Des critères pour déterminer ces données doivent être établis.

Enfin, peu de types de fibres ont été considérés jusqu'à maintenant et les dosages utilisés n'ont pas été optimisés. En particulier, le dosage minimal requis permettant de contrôler le retrait retenu en présence d'armature n'a pas été déterminé.

1.3 Objectifs

Les travaux réalisés dans le cadre de ce mémoire visent principalement à établir et valider la relation *courbure – ouverture de fissure* d'une poutre. En effet, le comportement du béton renforcé de fibres (BRF) est défini par une courbe contrainte-ouverture de fissure. Alors, pour déterminer l'équilibre des forces d'une section

quelconque, il faut connaître l'état de fissuration pour une courbure donnée et ensuite trouver la contrainte associée dans le BRF. Certaines hypothèses cinématiques basées sur la résistance des matériaux sont proposées dans ce mémoire et elles sont ensuite comparées à différents essais de flexion réalisés sur des échantillons de dimensions différentes et avec des BRF différents (taux et type de fibres).

Pour la détermination et la validation des hypothèses cinématiques, un logiciel d'analyse sectionnelle nommé M-Psi est développé. Ce logiciel, décrit au chapitre 5, est une évolution d'un logiciel développé à l'École Polytechnique par Massicotte (2000).

Le projet vise aussi à établir une méthodologie pour déterminer la valeur nominale de la résistance du BRF. À cet effet, un essai de caractérisation plus facile à réaliser pour les fournisseurs de béton et plus adapté aux applications souhaitées que l'actuel essai de traction uniaxiale est proposé. Un protocole de traitement statistique pour les essais de caractérisation est aussi mis au point.

Finalement, on proposera une méthode de calcul aux états limites pour la conception de dalles en BARF afin de tenir compte de l'apport structural des fibres d'acier dans la conception. Un exemple de calcul permettra de mettre en application cette méthode et de comparer les résultats avec une conception traditionnelle en béton armé sans fibres.

1.4 Portée

Le projet consiste à faire des essais de flexion sur un certain nombre de dalles, poutres et prismes afin d'établir le lien courbure, déformation et ouverture de fissures. À cet effet, un essai de flexion modifié avec mesure de la courbure est mis au point. Le projet comporte aussi des essais de traction uniaxiale et de flexion afin de déterminer les propriétés des matériaux.

Les travaux réalisés dans le cadre de ce mémoire visent à évaluer, modéliser et comprendre le comportement des dalles de pont en béton renforcé de fibres métalliques. Les dosages en fibre d'acier étudiés sont de 60, 80 et 100 kg/m^3. Les fibres utilisées sont de type à crochet (fig. 1.2).

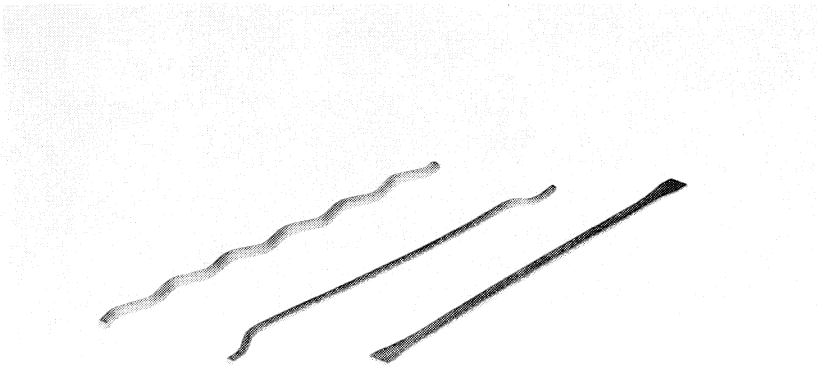


Figure 1.2 Trois types de fibre d'acier couramment utilisés : ondulée, à crochet et à bouts aplatis

Un total de 118 spécimens ont été testés, excluant les cylindres en compression. Plus spécifiquement, dix spécimens de dalles structurales et deux poutres ont été testés en flexion grande échelle (portée de deux mètres et plus), soixante-douze spécimens ont été testés en flexion à plus petite échelle (portées de 500 mm et 1000 mm) alors que trente-quatre spécimens ont été testés en traction uniaxiale.

Un pont type sera utilisé pour illustrer l'application de la méthode de calcul et de dimensionnement des dalles de ponts.

1.5 Organisation du mémoire

Outre le présent chapitre qui énumère la problématique, les objectifs et la portée de cette recherche, le chapitre 2 présente l'état des connaissances. Le programme expérimental est décrit au chapitre 3 alors que les résultats sont présentés au chapitre 4. Le logiciel de calcul MPsi est décrit au chapitre 5. Enfin, le chapitre 6 présente un exemple de calcul pour la conception d'une dalle de pont en béton fibré.

CHAPITRE 2: ÉTAT DES CONNAISSANCES

2.1 Introduction

Le béton est un matériau fragile en traction. Cette caractéristique intrinsèque du béton mène à la fissuration des zones où le béton se trouve en traction. L'ajout de fibres permet de contrôler cette fissuration puisque les fibres donnent une certaine capacité post-fissuration au béton, variable selon le type de fibres et le dosage en fibres. Ainsi, la couture des fissures par les fibres donne sa ductilité au BRF.

Faute d'indications précises sur ses capacités structurales, le béton renforcé de fibres a jusqu'à présent surtout été utilisé pour les dalles des planchers industriels et le béton projeté (Rossi, 1998). Les fibres permettent alors de contrôler la fissuration due au retrait de séchage et donnent une capacité en flexion post-fissuration aux dalles, permettant ainsi de remplacer le treillis métallique habituellement utilisé.

La dernière édition du Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CSA, 2000) introduit au chapitre 16 l'emploi de fibres synthétiques dans les structures. Le renforcement du béton au moyen de fibres est permis à des fins de contrôle de la fissuration due au retrait plastique se produisant peu après la coulée. Toute autre utilisation doit être approuvée au préalable. L'article 16.7 propose aussi une nouvelle approche de dalle en BRF sans armature, sauf dans les zones en porte-à-faux, mais

nécessitant un renforcement externe aux semelles supérieures des poutres. Cette approche a été étudiée par Moffatt (2001) et a été considérée comme inacceptable malgré qu'elle soit permise par le code S6-00 (CSA, 2000).

Toutefois, il n'existe toujours aucune spécification dans les normes actuelles sur le calcul structural avec du BRF. Le comité RILEM TC-162 (2002 et 2000) a proposé des méthodes de calcul d'éléments structuraux en BRF, avec ou sans armature conventionnelle, qui permettraient d'inclure l'apport de la fibre.

2.2 Essais de caractérisation du matériau

Le comportement en traction du béton renforcé de fibres dépend de plusieurs paramètres : le dosage en fibres, le type de fibres, l'orientation des fibres et la qualité de la matrice.

Il existe plusieurs méthodes expérimentales pour caractériser le comportement en traction du béton renforcé de fibres. Les plus fréquemment utilisées sont l'essai de traction uniaxiale (TU) sur éprouvette entaillée RILEM TC-162 (2001), l'essai de flexion trois points sur prisme RILEM TC-162 (2000a) et l'essai de flexion quatre points sur prisme ASTM C1018-94b (1994). Seuls les deux essais préconisés par le comité

RILEM feront l'objet d'une discussion ici car ils sont les seuls pouvant être utilisés directement pour le calcul structural (Dzeletovic, 1998).

2.2.1 Traction uniaxiale sur éprouvette entaillée

Développé, entre autres, par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussés (LCPC), cet essai permet d'obtenir directement la relation entre la résistance d'une section fissurée et l'ouverture de la fissure. L'Association Française de Recherche et d'Études sur les Matériaux et les Structures (AFREM, 1995) et le comité RILEM TC-162 (RILEM TC-162, 2001) ont chacun travaillé sur un mode opératoire pour cet essai. La méthodologie utilisée pour la réalisation des essais de TU au cours de ce projet se trouve au chapitre 3.

Il est important que les spécimens soient représentatifs de l'application pour laquelle ils sont testés. Pour cela, il est souhaitable que les spécimens soient carottés dans le sens de l'effort prévu, soit perpendiculairement au plan de fissuration anticipé. Aussi, la mise en place du massif de béton qui sera carotté devrait être exécutée de la même façon que pour l'application étudiée. Ces précautions permettent d'obtenir une orientation et une dispersion des fibres qui sont représentatives de l'application étudiée. Après le carottage, les spécimens sont coupés à la longueur appropriée et une entaille est exercée à la scie.

Dans la présente étude, les spécimens mesurent 150 mm de diamètre et 150 mm de longueur. Ceci donne un rapport d'élancement de 1.0 qui est optimal afin d'éviter toute flexion parasite selon les recommandations du comité RILEM TC-162 (2001). La profondeur de l'entaille doit être de 10% du diamètre, soit 15 ± 1 mm dans le cas présent. Le spécimen est relié à la presse par l'intermédiaire de casques collés. Les casques doivent assurer l'homogénéité de l'effort transmis au spécimen. Le montage expérimental est présenté à la figure 2.1.

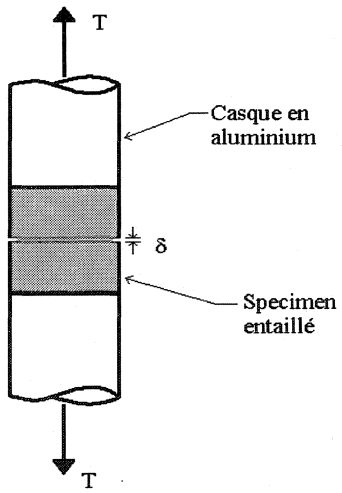


Figure 2.1 Essai de traction uniaxiale

Le contrôle de l'essai se fait à partir des extensomètres qui mesurent l'ouverture de la fissure. Trois extensomètres doivent être utilisés. Le système de contrôle en déplacement doit être assez performant pour réagir promptement lors de l'initiation de la fissure. Un

taux de déplacement pré-fissuration plus lent permet d'assurer un meilleur contrôle de l'essai. Par la suite, un taux plus rapide de déplacement post-fissuration est acceptable. Les différentes vitesses de déplacement contrôlé utilisées sont indiquées au chapitre 3. L'acquisition de données se fait à une fréquence minimale de 0,5 Hz (RILEM TC-162, 2001).

Le montage expérimental doit être suffisamment rigide afin d'éviter toute flexion parasite du spécimen puisqu'une rotation significative des surfaces fissurées pourrait fausser les résultats. Il est donc recommandé de s'assurer que l'écart maximal entre les déplacements finaux de chaque extensomètre est inférieur à 10% de la moyenne des déplacements (RILEM TC-162, 2001).

2.2.2 Flexion sur prisme entaillé

L'essai de flexion 3 points sur prisme entaillé, présenté à la figure 2.2, a été développé par le comité RILEM TC-162. Les prismes de béton utilisés mesurent 150 mm par 150 mm de section et ont une portée de 500 mm entre les appuis. Une entaille de 25 mm est effectuée à mi-portée à l'aide d'une scie afin d'initier la fissure. Les spécimens sont testés sur le côté afin d'assurer le parallélisme des surfaces de support. L'essai est effectué en déplacement contrôlé. Le taux d'augmentation de la flèche suggéré par le comité RILEM TC-162 (2000a) est de 0,2 mm / min.

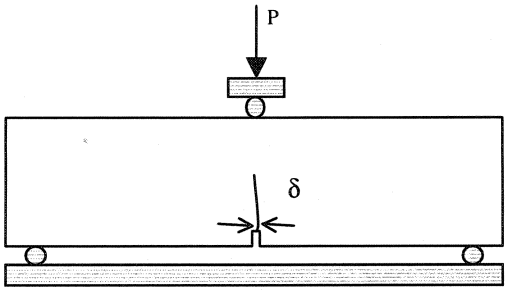


Figure 2.2 Flexion 3 points sur prisme

Cet essai permet d'obtenir deux résistances équivalentes en traction flexionnelle ($f_{eq,2}$ et $f_{eq,3}$) qui permettent de définir le comportement du matériau. Ces résistances sont obtenues à l'aide du graphique charge vs. flèche en calculant différentes aires sous la courbe (figure 2.3) et permettent de déterminer un comportement contrainte-déformation équivalent (RILEM TC-162, 2000a et 2003).

Pour obtenir une relation contrainte-ouverture de fissure à partir de ces données, il faut poser certaines hypothèses afin de trouver la contrainte au droit de la fissure et s'assurer de mesurer l'ouverture de la fissure.

Cet essai est plus facile à réaliser que l'essai de TU. En effet le montage est moins complexe et les spécimens plus simples à fabriquer. Toutefois il comporte certains désavantages. Tel qu'indiqué précédemment, il ne permet pas d'obtenir directement la relation contrainte vs ouverture de fissure. De plus il y a le risque qu'un effet de paroi vienne fausser les données.

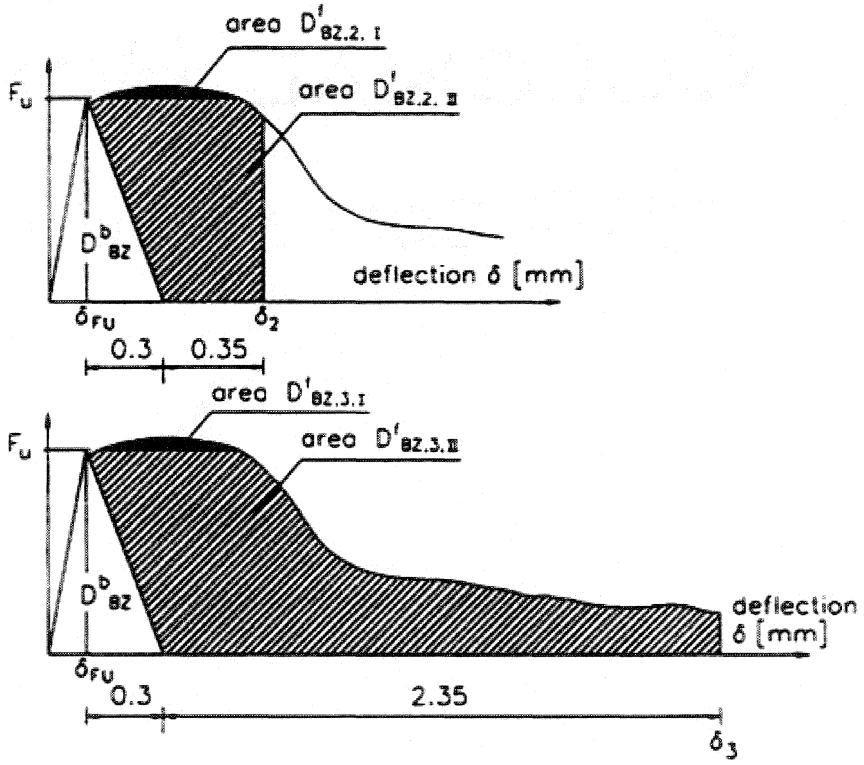


Figure 2.3 Diagramme charge – flèche et les différentes aires sous la courbes utilisées dans le calcul des résistances équivalentes $f_{eq,2}$ et $f_{eq,3}$ (tiré de RILEM TC-162, 2000a)

Bélanger (2000) définit l'effet de paroi comme « le phénomène d'orientation préférentielle des fibres le long d'une paroi ». Dans le cas des prismes RILEM, cet effet

de paroi placerait les fibres dans le sens longitudinal et donc selon l'axe des efforts dus à la flexion. De cette manière, la capacité du BRF pourrait s'en trouver surévaluée. Aussi, la petite taille de ces prismes pourrait rendre cet effet de parois important. Nous tenterons d'évaluer cet effet de parois au chapitre 4 en comparant des prismes moulés avec des prismes sciés obtenus d'une même coulée.

2.2.3 Discussion

L'essai de TU permet d'obtenir directement la relation contrainte vs. ouverture de fissure. L'essai de flexion trois points ne permet pas d'obtenir directement la relation σ - w à moins d'avoir recours à des hypothèses cinématique appropriées (voir chapitre 5). Toutefois, cet essai est plus facile à réaliser et permet tout de même d'obtenir une relation caractéristique du matériau. Ainsi, s'il s'avère nécessaire de faire un certain nombre d'essais de TU afin de définir le comportement σ -w du matériau, d'autres essais plus faciles à réaliser, en l'occurrence de flexion, peuvent être utilisés afin de trouver l'écart type, la valeur caractéristique et autres paramètres statistiques du BRF à l'étude.

Ceci nous amène au principe d'aire en traction requise pour considérer qu'un essai est effectué. Par exemple, afin d'avoir un essai de compression (f'_c), il faut tester deux cylindres de béton. C'est ce même principe que l'on applique à la traction. Il faut déterminer le nombre de spécimens requis afin d'obtenir une moyenne significative. On

peut alors regarder l'aire totale en traction. Il est souhaitable que l'aire en traction des spécimens soit représentative de l'aire en traction dans la structure envisagée. Par exemple, une dalle de 500 mm par 200 mm de section est un spécimen représentatif du comportement transversal d'une dalle de pont de 200 mm d'épaisseur (Bélanger, 2000). Or, pour avoir l'équivalent de l'aire en traction d'une dalle de 500 mm par 200 mm de section, en supposant l'axe neutre au deux tiers de la hauteur, cinq (5) tests de TU sur carottes de 130 mm de diamètre net sont nécessaires selon Bélanger (2000). On peut donc considérer que 5 spécimens de TU sont requis pour obtenir une valeur représentative, i.e. un essai. D'autre part, le comité RILEM spécifie qu'au moins 3 essais de flexion sur prisme entaillé doivent être effectués. La figure 2.4 montre l'influence du regroupement de spécimens sur la dispersion des résultats.

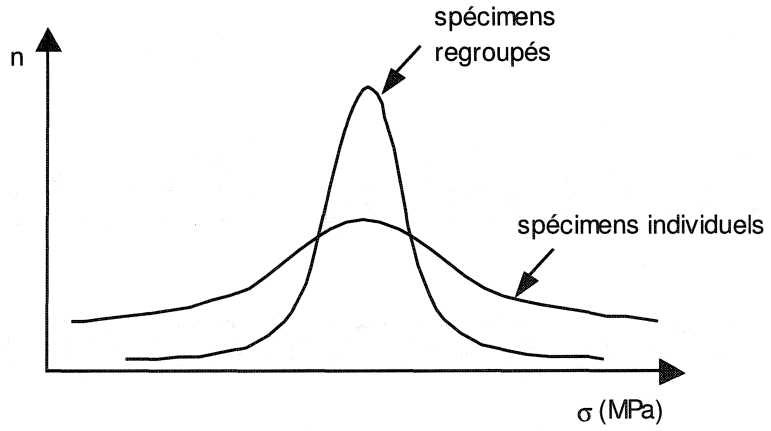


Figure 2.4 Dispersion typique des résultats

On peut prévoir que plus la surface en traction d'un spécimen sera grande, plus la variabilité des résultats sera petite. Ainsi, l'utilisation de spécimens sollicitant une plus

grande aire de béton devrait réduire la dispersion des résultats et le nombre d'essais nécessaires pour un degré de confiance donné.

Suite à ce raisonnement, nous voulons utiliser un essai simple à réaliser dont l'aire en traction est plus grande que l'essai de TU. Nous proposons un essai de flexion trois points sur poutre entaillée de 200 mm par 250 mm de section et ayant une portée de 500 mm, baptisée poutre DBM. Cet essai est similaire à celui sur prisme entaillé de la RILEM (TC-162, 2000a) et est présenté en détail au chapitre 3. La différence majeure se situe au niveau de l'aire en traction : alors qu'un prisme de la RILEM équivaut environ à un essai de traction, la poutre DBM équivaut à près de trois essais de traction. Nous pouvons donc prévoir une variabilité moindre et ainsi un nombre inférieur d'essais pour le même degré de confiance. De cette façon, seulement quelques essais de TU seraient nécessaire pour trouver la moyenne du comportement σ-w alors que l'essai DBM servirait à déterminer la variabilité et la valeur caractéristique. Par la suite cet essai permettrait d'assurer la conformité d'un béton aux spécifications du concepteur.

Ce choix est tant économique que pratique. En effet, l'essai de TU est difficile et coûteux à réaliser. Il demande un système de contrôle sophistiqué et plusieurs spécimens doivent être testés pour obtenir un essai. Quant à lui, l'essai DBM est très simple à réaliser, il est beaucoup plus stable, et ne demande qu'un équipement conventionnel. Cet essai est donc accessible aux entreprises désireuses de développer des applications pour le BRF.

2.3 Calcul de la résistance en flexion

Différentes approches existent pour le calcul de la résistance en flexion d'un élément de béton renforcé de fibres à partir du comportement post fissuration du béton. Le comité RILEM TC-162 propose deux méthodes de calcul : la méthode σ-ε et la méthode σ-w.

2.3.1 Méthode σ-ε

Cette méthode utilise la loi contrainte-déformation obtenue à partir des essais de flexion sur prisme entaillés décris au point 2.2.2. Le calcul aux états limites ultimes se fait selon les hypothèses suivantes : les sections planes restent planes (Bernouilli), la contrainte dans le BRF suit la loi illustrée à la figure 2.5, la contrainte dans l'acier d'armature suit une courbe bilinéaire idéalisée, la déformation maximale au niveau des barres armatures est de 0.01 et l'ouverture de fissure maximale est limitée à 1.5 mm afin d'assurer l'ancrage des fibres d'acier (RILEM TC-162, 2000b).

Si une largeur de fissure supérieure à 1.5 mm est utilisée, les valeurs de contraintes post-fissuration du béton obtenues lors de l'essai de flexion devront être utilisées. Dans certains cas, la contribution des fibres près de la surface devra être réduite pour tenir compte du type d'exposition du béton.

Le diagramme de la figure 2.5 permet, pour un état de déformation donné, de déterminer la distribution des contraintes et le moment qui y est associé. Pour cette méthode, il n'est pas nécessaire de connaître l'ouverture de fissure pour déterminer la contrainte du BRF. Il faut toutefois être en mesure de calculer la valeur de l'ouverture pour des raisons de contrôle de la fissuration. On suggère alors de multiplier la déformation au bas de la section tendue par la hauteur de la fissure pour obtenir l'ouverture de la fissure.

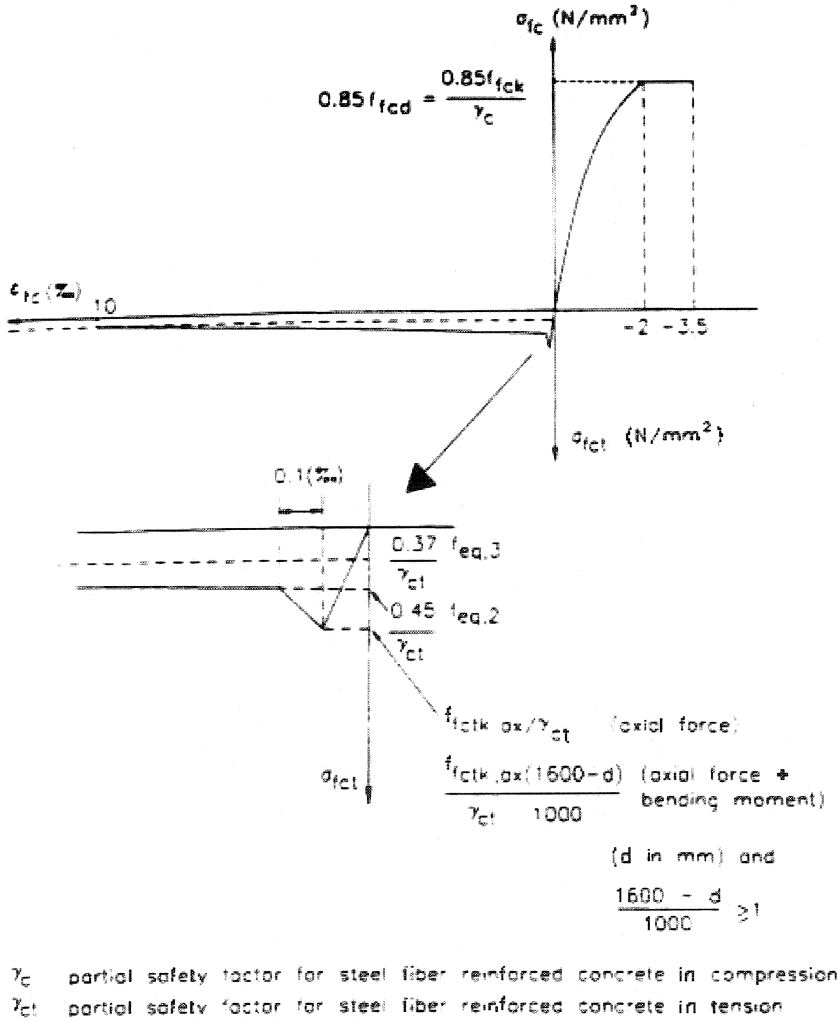


Figure 2.5 Relation contrainte-déformation (tiré de RILEM TC 162, 2000b)

2.3.2 Méthode σ-w

La seconde méthode proposée par la RILEM (RILEM TC-162, 2001) adopte une approche discrète basée sur des hypothèses cinématiques. D'abord, on doit considérer l'apparition d'une rotule non-linéaire au centre de la poutre représentant la fissuration. La poutre est alors constituée de 3 blocs : le bloc central contenant la fissure, i.e. la rotule non-linéaire, et le reste de la poutre qui conserve un comportement linéaire (figure 2.6). On note l'apparition d'une dimension très importante « s » qui constitue la largeur de la rotule i.e. la zone affectée par la présence de la fissure.

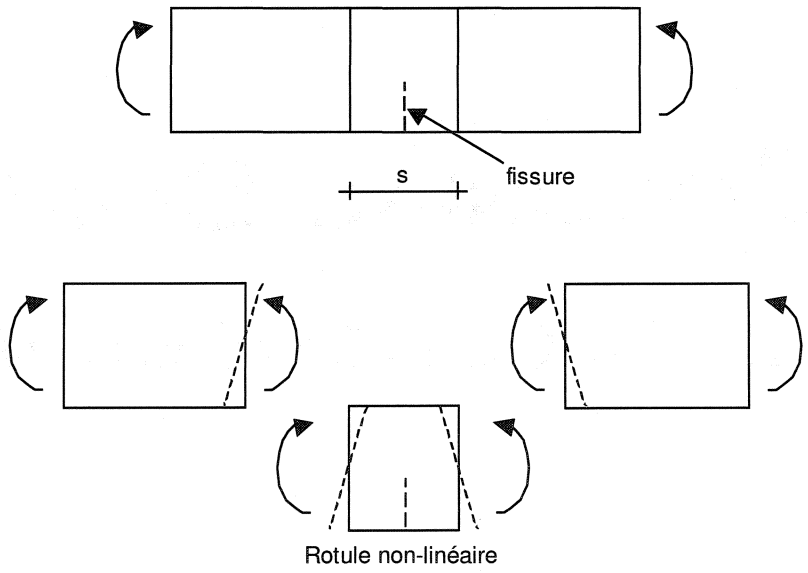


Figure 2.6 Le principe de rotule non-linéaire pour une poutre en flexion

Différentes hypothèses cinématiques ont été proposées pour modéliser le comportement de fissuration de la rotule non-linéaire. Voici les trois approches décrites dans (RILEM TC-162, 2001):

- Les surfaces fissurées restent planes et l'angle d'ouverture de la fissure est identique à l'angle de déformation global de la rotule non-linéaire (Pederson, 1996).
- Les surfaces fissurées restent planes et l'angle d'ouverture de la fissure est déterminé par une relation entre la courbure totale de la rotule non-linéaire, la courbure de la partie fissurée et la courbure de la partie élastique de la poutre, suivant une variation parabolique de la courbure (Casanova, 1996; Casanova & Rossi, 1996; Casanova & Rossi, 1997).
- Les surfaces fissurées ne restent pas planes et la déformation est déterminée par la relation contrainte-ouverture de fissure, la longueur de la fissure et l'angle de déformation totale de la rotule non-linéaire (Olesen, 2001).

La figure 2.7 illustre bien les approches simplifiées de Pederson (1996) qui assume que la courbure moyenne est égale à la courbure au droit de la fissure ($\varphi = \varphi^*$). On peut remarquer que la section de la poutre est séparée en deux parties : la couche supérieure, suivant la théorie élastique des poutres, et la couche inférieure constituée de deux blocs rigides reliés par les fibres et suivant la relation σ - w du BRF. Casanova utilise la même

approche mais adopte d'autres hypothèses quant aux liens entre la courbure et l'ouverture de fissure tel que décrit plus loin.

Peu importe l'approche utilisée, le principe est le même : on procède à une analyse sectionnelle afin de déterminer les efforts (axial et de flexion) associés à un état de déformation (ultime ou utilisation). Notons que ces méthodes de modélisation visaient à prédire le comportement du BRF seul, i.e. sans la présence d'armature conventionnelle. Ainsi, pour des applications où de l'armature conventionnelle serait requise, de nouvelles hypothèses devraient être proposées au niveau de la largeur de la rotule non-linéaire, de la contrainte dans l'armature au droit de la fissure et concernant la courbure moyenne à utiliser.

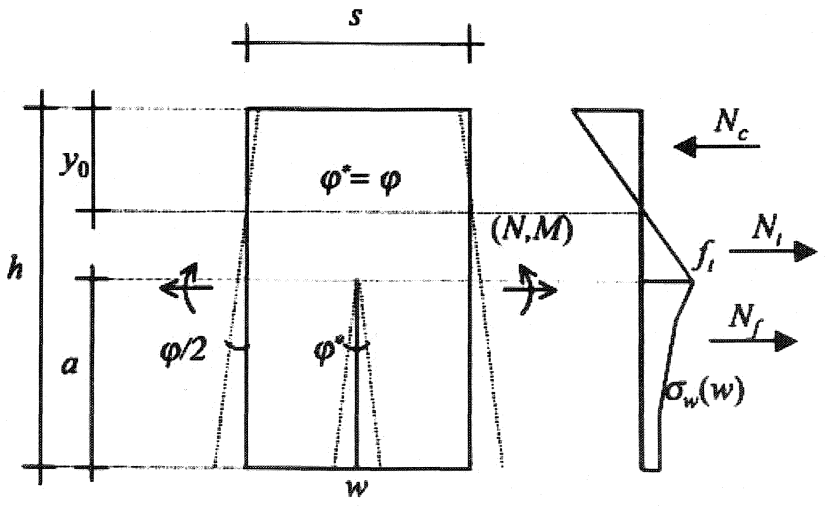


Figure 2.7 Distribution de contrainte dans la rotule non-linéaire selon l'approche simplifiée (tiré de RILEM TC 162, 2001b)

Ainsi pour un état de déformation angulaire ou de courbure donné, en procédant par intégration des contraintes, on trouve les efforts appliqués sur cette section :

$$M_f = \frac{1}{\varphi} \int_0^w \sigma_w(w) dw \tag{2.1}$$

$$N_f = \frac{1}{\varphi^2} \int_0^w \sigma_w(w) w dw \tag{2.2}$$

Les efforts de compression et traction élastique du béton, N_c et N_t. sont déterminés de manière similaire selon la relation contrainte déformation du matériaux. Puis, l'équation d'équilibre suivante, découlant de la figure 2.7, est résolue par itération numérique :

$$N_t + N_f - N_c = N \tag{2.3}$$

2.3.3 Méthode simplifiée de Casanova-Rossi

Un logiciel permettant de calculer le comportement d'un élément de béton de fibre avec ou sans armature conventionnelle, nommé *M-Psi*, a été développé dans le cadre de ce mémoire. Ce logiciel procède par analyse non-linéaire de section et permet de simuler un essai de flexion en se basant sur les lois de comportement des matériaux. Les hypothèses de calcul utilisées sont similaires à celles de Casanova & Rossi (1997). L'essentiel des hypothèses de Casanova & Rossi est donc décrit ici pour familiariser le lecteur avec cette méthode. Une explication approfondie du logiciel *M-Psi* ainsi que sa validation se trouve au chapitre 5.

Les hypothèses adoptées par Casanova pour définir le comportement d'une poutre fissurée sont les suivantes. D'abord il suppose que w, ouverture de la fissure, est petite devant a, hauteur de la fissure. On obtient alors :

$$\varphi = \frac{w}{a} \tag{2.4}$$

Selon Casanova (1996), une fissure perturbe le comportement élastique d'une poutre sur une distance environ égale à sa hauteur de part et d'autre de la fissure :

$$s = 2a \tag{2.5}$$

Puis, la courbure de la rotule non-linéaire κ_r est liée à la courbure moyenne κ_m en assumant une relation parabolique le long de la rotule non-linéaire, à partir de la courbure élastique κ_e :

$$\kappa_m = \frac{\kappa_r + 2\kappa_e}{3} \tag{2.6}$$

Finalement, la courbure moyenne est liée à la déformation angulaire totale par:

$$\kappa_m = \frac{\varphi}{s} \tag{2.7}$$

Notons que les travaux de Casanova (1996) portaient sur des éléments de petites tailles (140 x 140 x 560 mm) ne possédant aucune armature conventionnelle.

CHAPITRE 3: PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

3.1 Présentation du programme expérimental

Le programme expérimental de ce projet de recherche se divise en quatre parties : une optimisation de mélanges de BRF à des dosages de 60, 80 et 100 kg/m^3, une série d'essais préliminaires, une série d'essais de caractérisation du matériau sur spécimens de différentes dimensions et, finalement, des essais de flexions sur dalles structurales.

La partie portant sur l'optimisation de mélanges de BRF pour différents dosages vise deux objectifs : établir une recette de base pour les dosages de 60, 80 et 100 kg/m^3 et obtenir des valeurs qualitatives de la capacité flexionnelle de ces BRF pour fins de comparaison. Les essais préliminaires visent à vérifier certaines hypothèses concernant le montage expérimental et choisir de façon éclairée le montage expérimental pour les essais subséquents.

Ensuite vient une série d'essais de caractérisation sur différentes géométries de spécimens de BRF (éprouvettes cylindriques, prismes, poutres et dalles) fabriqués en conditions de chantier ou de laboratoire. Ces essais servent deux objectifs : établir et vérifier la modélisation du comportement en flexion du BRF, et faire une étude

statistique des résultats obtenus afin d'évaluer différents paramètres (écart-type, valeur caractéristique, etc.). Finalement on procède à des essais sur dalles structurales en BRF avec barres d'armatures. Certains de ces spécimens proviennent d'une coulée de convenance effectuée lors de la construction du pont du boulevard Cavendish traversant l'autoroute transcanadienne (Massicotte et al, 2000) alors que les autres ont été fabriqués en laboratoire ou dans des conditions de chantier. Ces essais de flexion sur dalle visent aussi à valider le modèle du comportement flexionnel proposé au chapitre 5 qui est basé sur l'approche simplifiée de la méthode σ-w du comité RILEM TC-162 (2001b) décrite au chapitre 2.

Les essais réalisés dans le cadre de ce mémoire portent sur des groupes de spécimens de différentes portées et de différentes sections. De cette façon, nous devrions être en mesure de mieux comprendre le comportement général du BRF. De plus, les hypothèses cinématiques retenues sur la fissuration et la courbure ne seront pas limitées à un seul type de spécimen.

3.2 Fabrication des spécimens

3.2.1 Essais préliminaires

Pour cette étape, deux poutres armées de deux barres 15M sont fabriquées. Les poutres ont une section nominale de 250 mm de largeur par 200 mm d'épaisseur et une longueur de 2700 mm. Le béton utilisé est un béton haute performance renforcé de fibres d'acier avec un dosage en fibre de 80 kg/m^3. La même recette de béton que Bélanger (2000) est utilisée (Tableau 3.1). Toutefois, on substitue la fibre RC80/60 (60 x 0,75 mm) par la fibre RC65/60 (60 x 0,9 mm), toutes deux des fibres d'acier à crochets Dramix.

Bien que ce mélange eu été optimisé pour la fibre RC80/60, la géométrie des deux fibres étant similaire, on peut prévoir que la maniabilité sera adéquate. D'ailleurs, ces essais servent principalement à étudier l'instrumentation et non la maniabilité ou la mise en place.

Tableau 3.1 Constituants du mélange *Préliminaire* (en kg/m^3)

Ciment Type 10SF	Sable	Gravier	Eau	Fibres	E/C	S/P
420	890	812	159	80	0,38	1,10

La mise en place du béton s'est faite aisément. Le temps d'écoulement au maniabilimètre (voir section suivante) était de 12 secondes, ce qui se situe dans l'intervalle de référence pour une maniabilité optimale (Dzeletovic, 1998). On conclut donc que la substitution de la fibre n'a pas eu d'effet majeur sur le mélange. Comme c'est le cas pour chacune des étapes, deux cylindres de 150 mm de diamètre et 300 mm

de hauteur ont été fabriqués pour déterminer f'_c. Les poutres et cylindres ont subi une cure humide de 7 jours. Après maturation du béton, un trait de scie a été effectué à mi-portée. La profondeur de l'entaille est de 25 mm. Un spécimen de poutre est illustré à la figure 3.1.

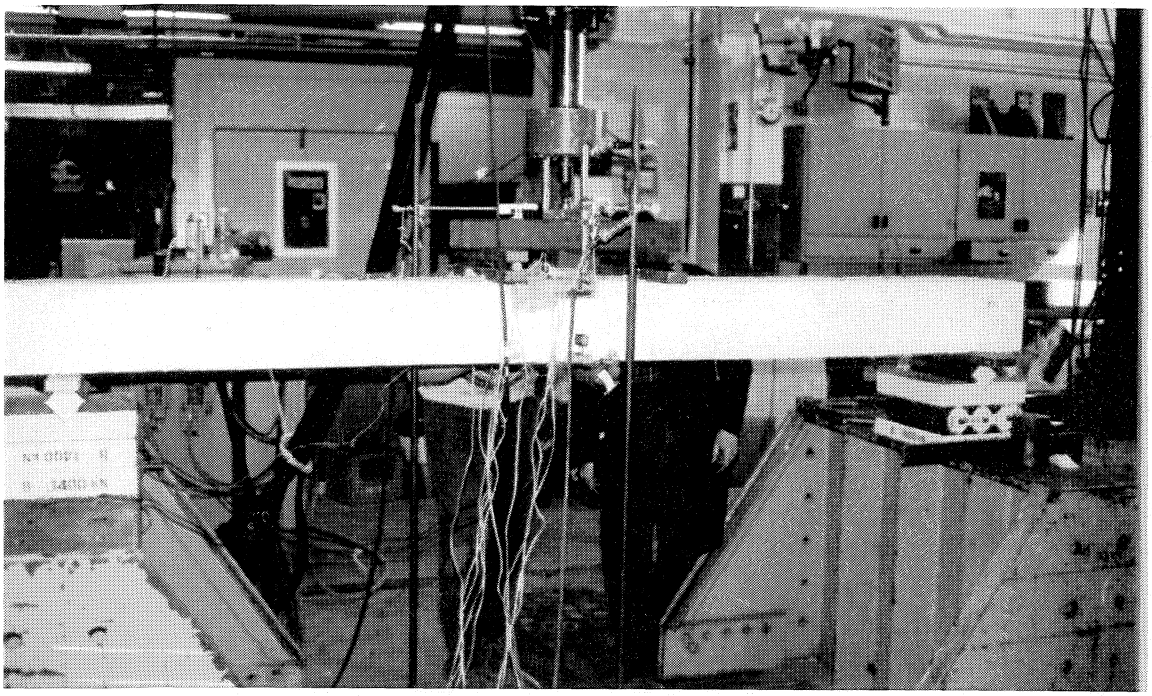


Figure 3.1 Essai de flexion sur poutre préliminaire

Une seconde coulée a eu lieu quelques semaines plus tard avec ce même mélange. Cette fois, quatre poutres de type DBM (voir section 3.4.3) ont été fabriquées ainsi qu'un massif de béton de 600 mm par 600 mm par 250 mm d'épaisseur duquel on obtiendra par carottage six spécimens de TU.

3.2.2 Optimisation

Pour un dosage de fibre donné, il est important d'optimiser le rapport sable sur granulat afin d'obtenir la matrice la plus compacte possible et ainsi une meilleure maniabilité (Rossi & Harrouche, 1990). Pour ce faire, on utilise un protocole inspiré de la méthode Baron Lesage (Baron & Lesage, 1976) où l'on fait varier le rapport sable sur granulat afin de comparer la maniabilité de chacun. On obtient alors un graphique en forme de cloche inversée, où le point minimal représente le rapport sable (S) sur granulat (G) optimal (figure 3.2).

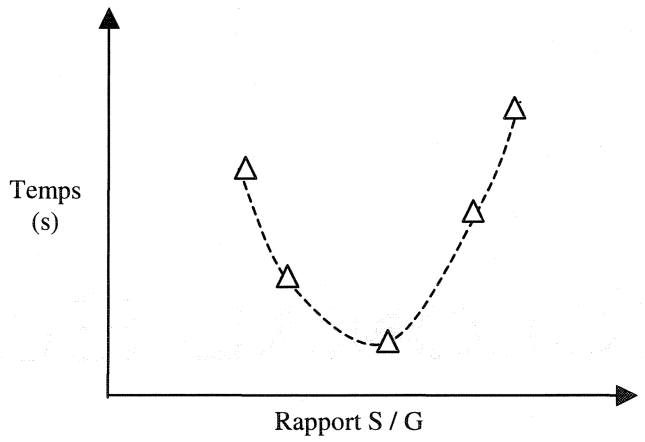


Figure 3.2 Méthode Baron Lesage

On évalue la maniabilité à l'aide d'un maniabilimètre développé à l'École Polytechnique (Dzeletovic, 1998; Bélanger, 2000). Le procédé est le suivant. On introduit le béton dans

le compartiment amont du maniabilimètre. Puis on effectue simultanément les trois tâches suivantes : retirer la trappe qui sépare les deux compartiments du maniabilimètre, activer la table vibrante et débuter le chronométrage. Lorsque le béton rejoint le repère situé sur la paroi aval, on note le temps d'écoulement. C'est cette valeur en secondes qui permet d'évaluer la maniabilité.

Il faut souligner que le temps d'écoulement, indice de la maniabilité, est fonction de la fréquence de vibration de la table vibrante utilisée et de la transmission de cette vibration au béton. Ainsi la valeur en secondes de l'écoulement d'un béton ne veut rien dire par elle-même. Il faut comparer cette valeur à un référentiel qui constitue l'étalonnage du maniabilimètre.

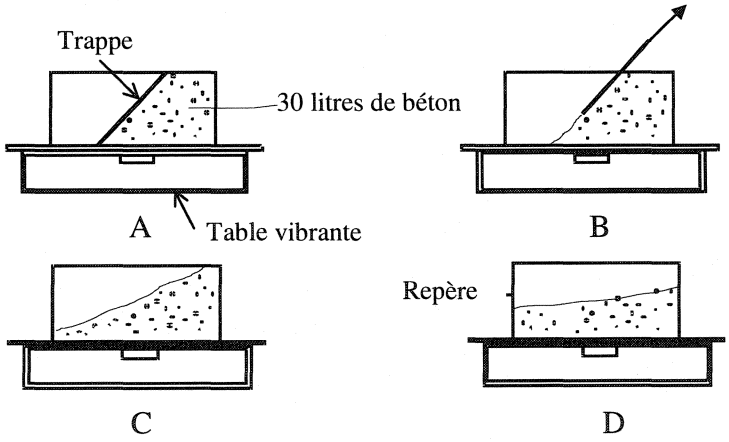


Figure 3.3 Utilisation du maniabilimètre EPM

La fibre Dramix RC80/60 a déjà fait l'objet d'une optimisation pour un dosage de 80 kg/m^3 (Bélanger, 2000). On veut maintenant établir les recettes optimisées pour des dosages de 60 et 100 kg/m^3. Pour chacun des 3 dosages, 6 prismes RILEM et 2 cylindres de 150 mm de diamètre sont fabriqués afin de pouvoir comparer les propriétés mécaniques entre ces dosages et possiblement déterminer le dosage optimal pour l'application concernée ici : les dalles de ponts.

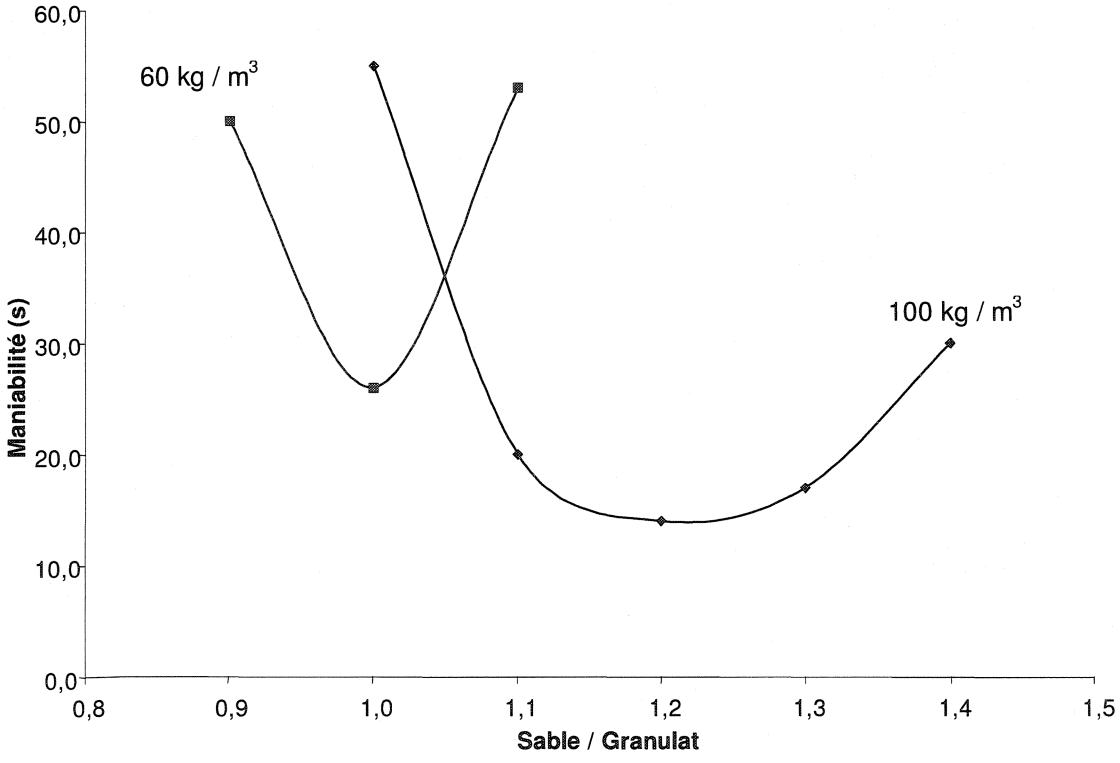


Figure 3.4 Optimisation des mélanges, fibre Dramix RC65/60 avec dosages de 60 et 100 kg / m^3

La courbe d'optimisation d'un mélange ne dépend pas du dosage en superplastifiant. Ainsi, une courbe obtenue avec un dosage « x » en superplastifiant aurait la même allure générale et le rapport sable/granulat optimal serait le même que pour un dosage « y ». Toutefois, pour un dosage en superplastifiant plus élevé, la courbe sera plus basse sur le graphique puisque les temps d'écoulement seront plus faibles. Par contre, un dosage trop élevé en superplastifiant tend à aplanir la courbe et il devient alors possible que le rapport optimal S/G ne soit pas décelé. Il est donc préférable de diminuer volontairement le dosage en superplastifiant de manière à mieux faire ressortir l'influence du rapport S/G sur la maniabilité lors de l'optimisation d'un mélange. Le tableau 3.2 présente les valeurs optimisées des trois mélanges.

Tableau 3.2 Constituants des mélanges optimisés (valeurs /m^3)

Fibres RC80/60	60 kg	80 kg	100 kg
Rapport S/G	1,0	1,1	1,2
Ciment type 10SF	420 kg	420 kg	420 kg
Sable	861 kg	892 kg	917 kg
Gravier 5-14 mm	861 kg	810 kg	765 kg
Eau	159 kg	159 kg	159 kg
Entraîneur d'air	378 ml	378 ml	378 ml
Réducteur d'eau	1050 ml	1050 ml	1050 ml
Retardateur de prise	403 ml	403 ml	403 ml
Superplastifiant	3360 ml	3600 ml	2500 ml
Masse	2366 kg	2366 kg	2365 kg

3.2.3 Spécimens fabriqués en conditions de chantier

Pour cette étape, un grand volume de béton est mis en place et des conditions réelles de chantier sont recréées. La coulée a eu lieu le 16 août 2000 dans une usine de préfabrication de la région de St-Jérôme. Le béton a été fourni par l'usine Lafarge de St-Jérôme selon une recette approuvée par l'École Polytechnique de Montréal (EPM). Les adjuvants et les fibres ont été incorporés au béton à l'usine Lafarge par des gens de l'EPM. La recette du béton est présentée au tableau 3.3.

Tableau 3.3 Recette du béton Lafarge (valeurs / m^3)

Fibres Dramix RC80/60	80 kg
Ciment type 10SF	420 kg
Sable	890 kg
Gravier 5-14 mm	812 kg
Eau	159 kg
Entraîneur d'air Extra	378 ml
Réducteur d'eau TCDA type 5	1050 ml
Retardateur de prise Eucon727	403 ml
Superplastifiant Eucon 37	4200 ml
Agent colloïdal Euco-Nivo L	500 ml
Masse totale	2368 kg
E/C	0,38
S/G	1,10

Le béton a été coulé dans un coffrage d'acier de 2440 mm de largeur par 4880 mm de longueur. Un séparateur a été installé dans le coffrage afin d'avoir deux compartiments et ainsi couler une portion de 150 mm d'épaisseur et une autre de 200 mm d'épaisseur. Un godet est utilisé afin de bien reproduire les conditions réelles de la mise en place d'une dalle de pont. Trois échantillons de béton sont pris au cours de la coulée afin de déterminer le taux réel de fibres par m^3 et aussi la dispersion des fibres dans le volume de béton frais.

Cette coulée permettra de fabriquer un total de soixante-dix spécimens dont la majorité sera obtenue en sciant les deux parties monolithiques de dalle. Vingt-quatre prismes de largeur nominale de 150 mm et de 610 mm de longueur (prismes RILEM) sont obtenus du sciage de la portion de 150 mm d'épaisseur. L'autre portion, de 200 mm d'épaisseur, se divise en 5 dalles et douze poutres DBM. Les dalles ainsi obtenues ont une largeur nominale de 500 mm et 2440 mm de longueur. Une de ces dalles est conservée pour fins de carottage. De cette dalle, dix-huit spécimens de TU sont extraits.

Les propriétés des différents spécimens obtenus par sciage sont présentées au tableau 3.4. Douze prismes additionnels de type RILEM ont directement été moulés à leurs dimensions nominales, afin de tenter d'évaluer l'effet de paroi discuté au chapitre 2. Lors de la mise en place du béton des prismes moulés, seule une vibration externe a été

utilisée afin d'éviter tout effet de cheminée causé par l'introduction d'une aiguille vibrante ou d'un pilon.

Tableau 3.4 Propriétés des spécimens obtenus par sciage

Spécimen	Base (mm)	Hauteur (mm)	Profondeur de l'entaille (mm)
Dalle D1	498	206	NA
Dalle D2	505	207	NA
Dalle D3	499	207	NA
Dalle D4	496	208	NA
DBM P01	248	206	24
DBM P02	250	205	22
DBM P03	254	212	25
DBM P04	248	206	24
DBM P05	248	208	24
DBM P06	253	207	26
DBM P07	254	211	24
DBM P08	250	205	23
DBM P09	272	204	25
DBM P10	255	206	26
DBM P11	227	202	25
DBM P12	242	205	24
PRISME S01	150	147	26
PRISME S02	149	148	26
PRISME S03	152	148	30
PRISME S04	151	146	26
PRISME S05	150	150	26
PRISME S06	151	151	25
PRISME S07	155	152	26
PRISME S08	153	150	26
PRISME S09	154	151	25
PRISME S10	150	152	25
PRISME S11	154	152	26
PRISME S12	147	152	24
PRISME S13	146	151	25
PRISME S14	144	153	25
PRISME S15	136	154	26

Tableau 3.4 Propriétés des spécimens obtenus par sciage (suite)

Spécimen	Base (mm)	Hauteur (mm)	Profondeur de l'entaille (mm)
PRISME S16	150	149	27
PRISME S17	152	148	24
PRISME S18	142	151	24
PRISME S19	147	152	25
PRISME S20	158	154	26
PRISME S21	148	156	26
PRISME S22	158	151	25
PRISME S23	156	155	26
PRISME S24	154	150	25

Dès l'arrivée à l'usine de préfabrication, des mesures ont été effectuées sur le béton frais. La maniabilité du béton se situait à quatorze secondes. Au début de la coulée, le béton coinçait dans le godet. Les ouvriers ont alors procédé à l'utilisation d'une aiguille vibrante pour déloger le béton. Constatant la nécessité de la vibration pour que le béton puisse sortir du godet et considérant les risques de ségrégation associés à une vibration soutenue, un litre de superplastifiant a été ajouté au camion afin d'améliorer la fluidité du béton. Des mesures sur le béton frais sont à nouveau effectuées après cet ajout (tableau 3.5).

Tableau 3.5 Mesures sur béton frais

	Mesures initiales (à l'arrivée du camion)	Mesures après l'ajout de superplastifiant
Affaissement	78 mm	ND
Maniabilité	14 secondes	7 secondes
Température	27°C	ND

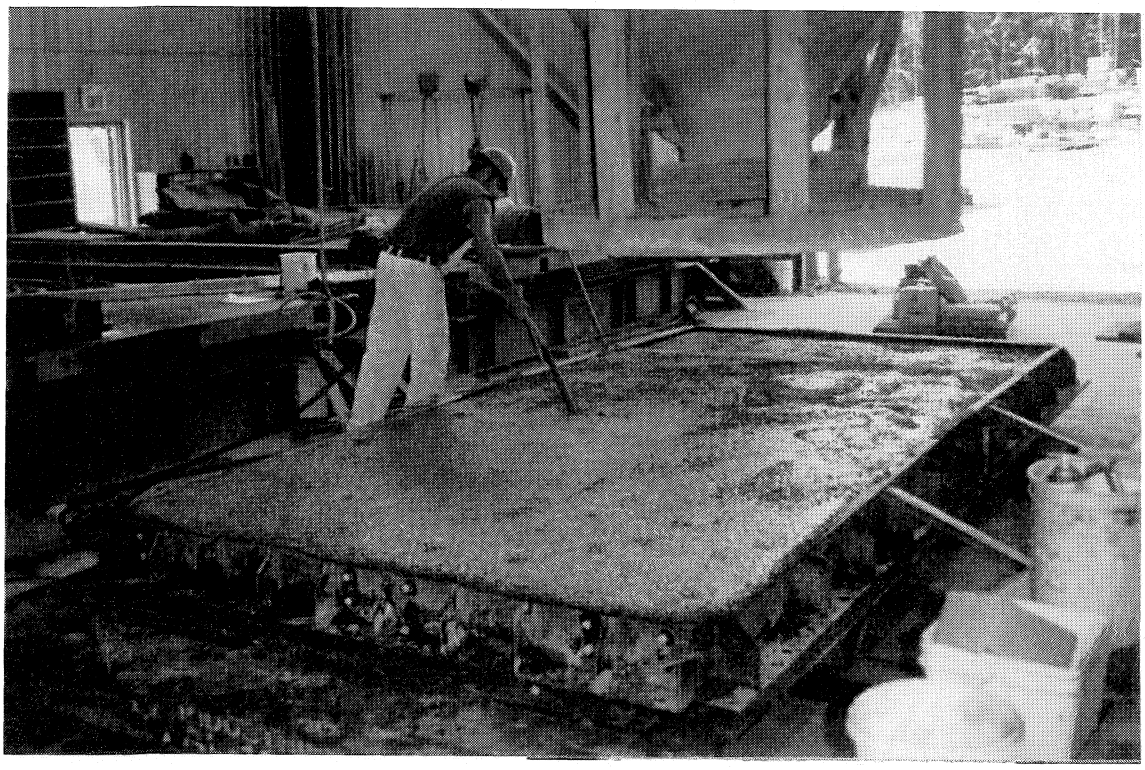


Figure 3.5 Photo de la coulée en condition de chantier

Une mauvaise communication entre les employés de l'usine et les intervenants de ce projet a mené à une vibration excessive du béton une fois dans le moule à l'aide d'une aiguille vibrante. Cette pratique, couramment utilisé par les employés dans leur quotidien, a une incidence certaine sur les résultats obtenus. Spécifiquement, les essais de TU, dont les résultats sont présentés au chapitre 4, ont probablement été fortement influencés par la présence de *cheminées*, illustrées sur la figure 3.6, qui amènent des irrégularités au niveau de la dispersion des fibres et de leur orientation.

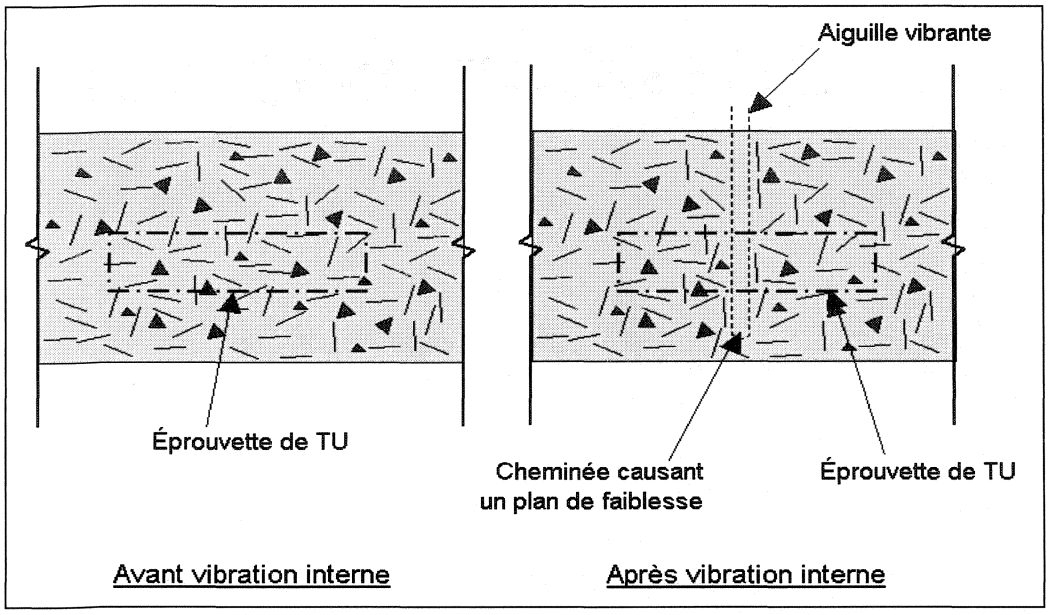


Figure 3.6 Phénomène de *cheminée* lors de la vibration interne

3.2.4 Coulée de convenance du pont Cavendish

En 1999, le ministère des Transports du Québec (MTQ) procédait à la réfection du pont du boulevard Cavendish en remplaçant de la dalle existante. Pour une partie du tablier, un béton haute performance renforcé de fibres d'acier (BHPRF) contenant 80kg/m^3 a été utilisé. Le reste du tablier a été refait en utilisant un béton haute performance (BHP) de type XIIIA du CCDG (MTQ, 1997). Deux coulées de convenance ont eu lieu pour la mise au point du BHPRF. La seconde coulée de convenance a eu lieu en septembre 1999 (Massicotte et al, 2000). Six dalles de BHPRF ont alors été fabriquées. La coulée s'est faite au godet et dans les mêmes conditions que lors de la mise en place de la dalle du tablier. La recette de béton utilisée est donnée au tableau 3.6.

Tableau 3.6 Mélange utilisé au pont du boulevard Cavendish

Paramètre	Valeurs par m^3
Fibres Dramix 80/60	80 kg
Ciment type 10E-SF	440 kg
Eau	152 kg
Sable	907 kg
Pierre 5-16 mm	851 kg
Superplastifiant	5750 ml
Entraîneur d'air	220 ml
Retardateur de prise	506 ml
Réducteur d'eau	1320 ml
Masse totale	2438
E/C	0,35
S/G	1,07

Les dalles fabriquées avaient une largeur nominale de 500 mm, une épaisseur de 200 mm et une longueur de 2400 mm. Les dimensions réelles de chaque spécimen sont présentées au tableau 3.7. Chaque dalle est armée de 2 barres 15M avec un recouvrement de 40 mm. Trois des six spécimens (A, C et E) seront testés en appliquant la charge directement au centre alors que pour les trois autres la charge sera appliquée en deux points espacés de 400 mm.

Lors de cette seconde coulée de convenance, le béton était d'une bonne maniabilité et répondait aux exigences du MTQ. La mise en place s'est déroulée sans problème et la finition s'est faite aisément (Massicotte et al, 2000).

Tableau 3.7 Propriétés des dalles du pont du boulevard Cavendish

Spécimen	Dimensions,b×h (mm)	Position des aciers, d (mm)	Application de la charge
Dalle A	485 x 213	163	Un point
Dalle B	500 x 210	160	Deux points
Dalle C	482 x 207	157	Un point
Dalle D	485 x 211	161	Deux points
Dalle E	481 x 210	160	Un point
Dalle F	485 x 205	155	Deux points

3.3 Essais préliminaires

Ces essais servent deux objectifs principaux : déterminer la contrainte dans les aciers d'armature en présence de fibres et choisir l'instrumentation à utiliser lors des essais subséquents. Pour faire un choix éclairé en ce qui concerne l'instrumentation, on procède à une instrumentation abondante des poutres préliminaires (figure 3.7). Chacune des poutres est armée de deux barres 15M. Six jauges sont installées sur les aciers d'armature et deux tiges d'aluminium de 12 mm de diamètre et 50 mm de longueur sont soudées à l'étain sur une des deux barres. Ces tiges permettront de prendre des lectures mécaniques à l'aide de points DEMEC (figure 3.8).

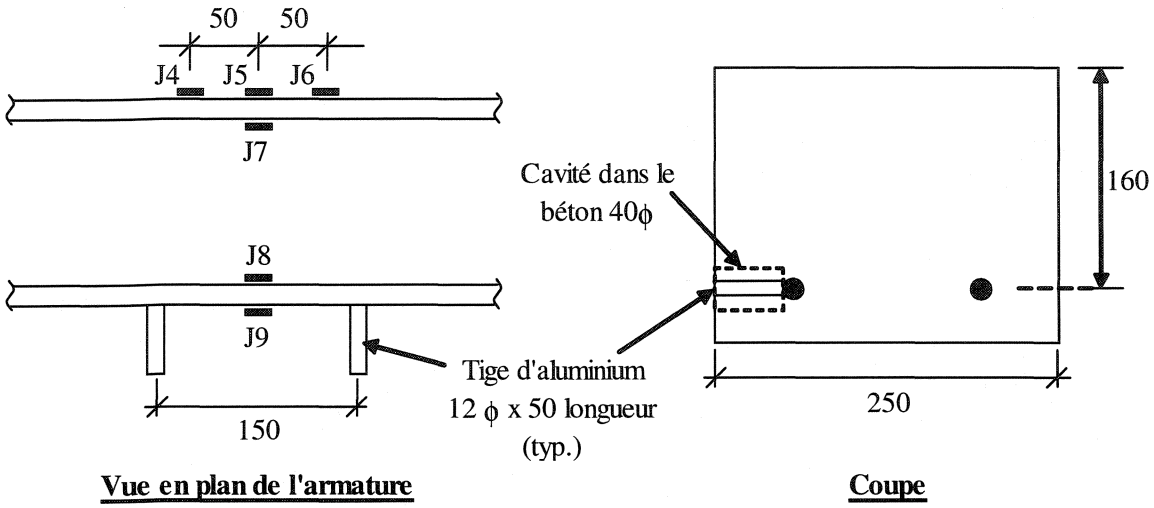


Figure 3.7 Instrumentation des barres d'armature dans la zone centrale

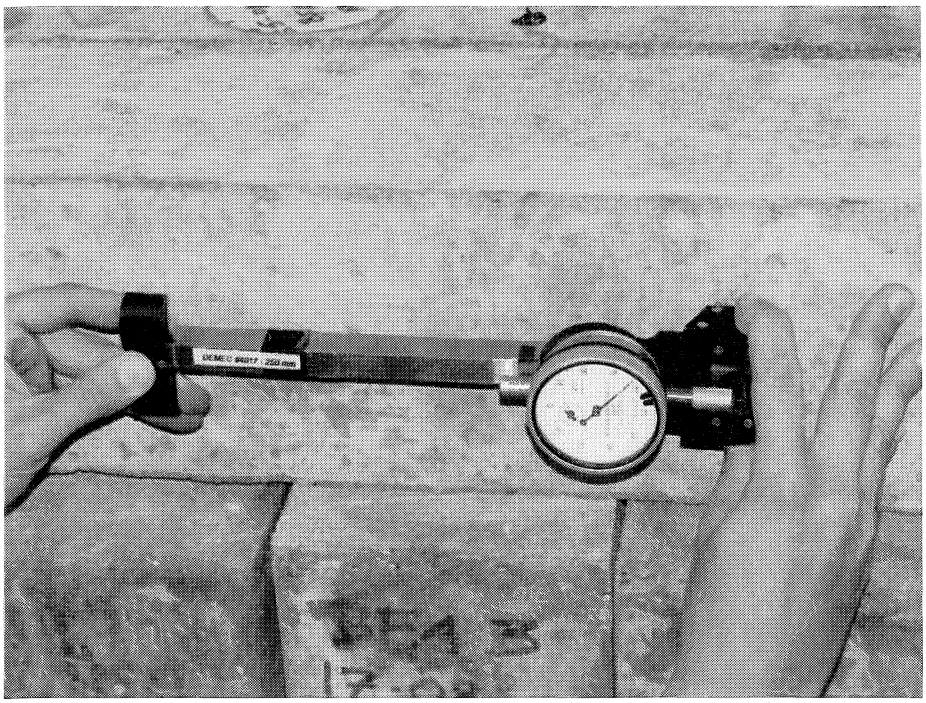


Figure 3.8 Instrument de lecture DEMEC

La section centrale de chaque poutre est instrumentée de 2 jauges à béton sur le dessus et deux autres dans la partie supérieure des deux faces latérales de la poutre. Deux extensomètres (LVDT) sont installés au niveau de la fibre inférieure et deux autres sont installés à la hauteur des jauges à béton collées sur les faces latérales. De plus, deux extensomètres de type *clip gauge* sont installés au droit de la fissure (figure 3.9).

L'utilisation en parallèle de plusieurs types d'instruments de mesure permettra de comparer les résultats de chaque instrument. Ainsi, après comparaison des résultats, cela permettra de faire un choix éclairé en ce qui concerne l'instrumentation requise afin d'obtenir l'information pertinente au projet. En effet, puisque plusieurs spécimens sont testés en flexion au cours de cette étude (78 tests en flexion), il est important de s'assurer du choix des instruments et d'avoir un système efficace tant au niveau du temps d'installation qu'au niveau de la capacité de reproduire les résultats obtenus (i.e. l'exactitude de l'instrumentation).

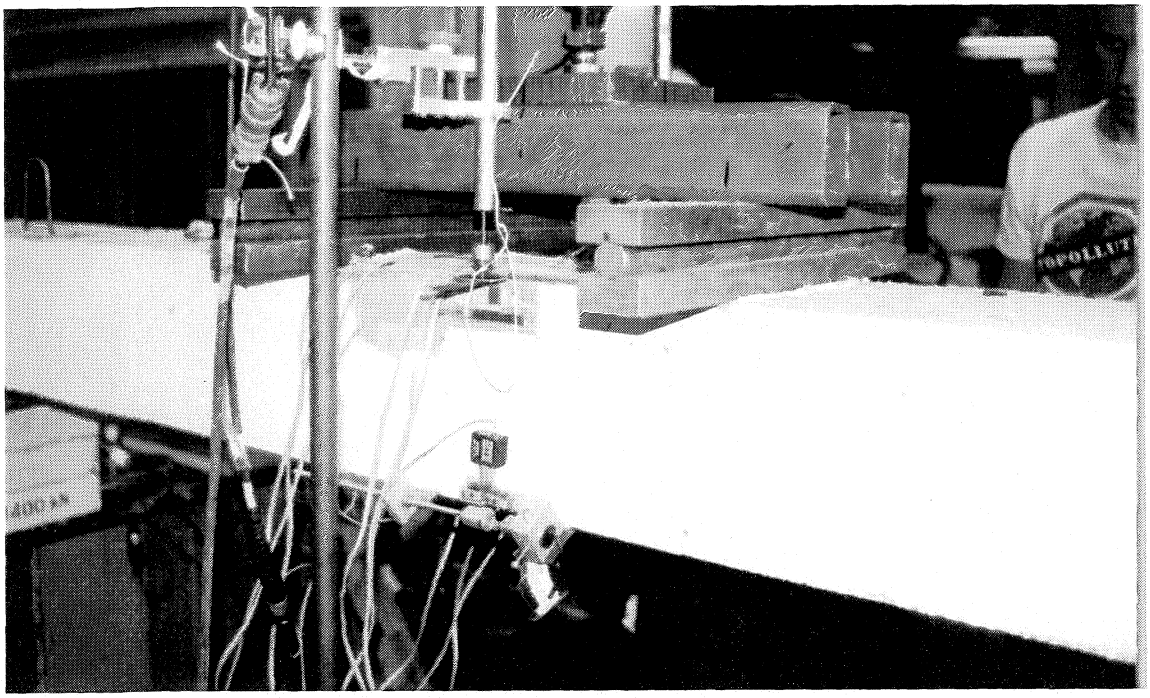


Figure 3.9 Instrumentation de la section centrale

Finalement, comme il sera démontré à la section 4.1, l'utilisation de LVDT au haut et au bas de chacun des côtés s'avère le meilleur choix. En effet, les LVDT permettent une plus grande plage de données en compression que les jauges à béton. Ils permettent aussi une plus grande plage de données en traction que les *clip gauges*. Enfin, les LVDT sont aussi plus rapides à installer.

De plus, on constate après vérifications des résultats de l'instrumentation sur l'acier d'armature que l'hypothèse de Bernoulli est vérifiée. Il n'est donc pas nécessaire d'instrumenter l'acier. En effet, sachant la position des aciers et connaissant la courbure de la section, il est possible d'extrapoler avec justesse la contrainte dans les aciers.

3.4 Essais de caractérisation

3.4.1 Traction uniaxiale

Les essais ont été exécutés à l'IREQ à l'aide d'une presse MTS à déplacement contrôlé possédant une très grande rigidité. Tel que le requiert l'essai de TU, les installations de l'IREQ permettent un montage rigide et un contrôle précis. Ceci est essentiel pour obtenir des résultats significatifs de l'essai de TU.

Des essais de TU ont été réalisés pour chacune des séries de spécimens de ce programme expérimental : six ont été réalisés sur la série « préliminaire », dix sur la série « Cavendish » et dix-huit sur la série « conditions de chantier ». Au total, trente-quatre spécimens ont été testé en TU. Les spécimens de TU ont un diamètre nominal de 150 mm et une hauteur nominale de 150 mm pour un élancement de 1,0. Une entaille de profondeur nominale de 15 mm est pratiquée à mi-hauteur.

Tous les spécimens de TU ont été obtenus par carottage dans la direction perpendiculaire au plan de rupture anticipé dans le massif étudié. Pour les spécimens des séries *Préliminaire* et *Condition de chantier* des massifs de béton avaient été prévu à cet effet. En ce qui concerne la série *Cavendish*, les spécimens de TU ont été extraits des zones d'appuis des spécimens de dalle (figure 3.11).

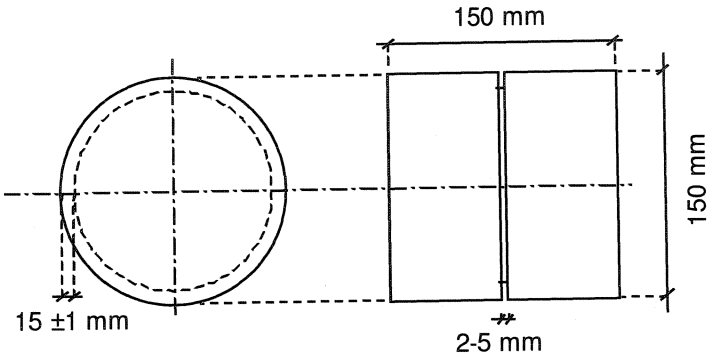


Figure 3.10 Spécimen type de traction uniaxiale



Figure 3.11 Sciage des zones d'appuis pour fins de carottage

Un protocole d'essais précis et détaillé a été développé à l'École Polytechnique en conformité avec les recommandations du comité RILEM TC 162-TDF (2001). La procédure générale est la suivante :

1. Préparer le spécimen (dimension, entaille).
2. Nettoyer les casques et le spécimen à l'acétone.
3. Installer les deux casques sur la presse.
4. Installer le système de mise en charge.
5. Vérifier le parallélisme des surfaces du spécimen en le positionnant sur la presse et en ajustant la position du vérin (afin de savoir si une quantité additionnelle de colle sera requise).
6. Préparer simultanément la colle requise pour les deux surfaces de collage. Les quantités de poudre et de liquide sont respectivement 30,6 g et 10 ml par surface.
7. Mettre en place le spécimen dans les 30 secondes.
8. Amener manuellement le vérin jusqu'à un niveau de charge d'environ 200 Newton en maintenant manuellement le spécimen en place.
9. Démarrer la procédure de collage qui consiste en un chargement constant de 500 Newton pendant 30 minutes.
10. Mettre en place les trois extensomètres disposés à 120°.
11. Poursuite de l'essai en contrôle *déplacement moyen.*
12. Lorsque l'ouverture moyenne de la fissure (w) atteint 3 mm, passer en contrôle du LVDT du vérin, enlever les extensomètres et poursuivre l'essai.

13. Fin de l'essai à w = ±15 mm.

Afin de réduire la durée d'un essai de TU sans toutefois affecter la précision des résultats, un taux de déplacement variable a été utilisé. L'essai débute avec un taux de déplacement de 0,005 mm/min. Ce taux est utilisé jusqu'à une fissure moyenne de 0,1 mm. C'est la phase critique de l'essai de TU, où une grande précision est requise afin de déterminer la charge de fissuration et de bien obtenir le pic de la courbe σ-w. Ensuite un taux de 0,2 mm/min est utilisé jusqu'à une valeur de 1,0 mm. Puis le taux passe à 0,4 mm/min jusqu'à une fissure moyenne de 3,0 mm. À ce moment on enlève les extensomètres pour terminer l'essai en mode de contrôle du LVDT du vérin à un taux de 6,0 mm/min jusqu'à une valeur approximative d'ouverture de fissure de l'ordre de 15 mm. Avec cette façon de procéder, le temps requis pour un essais de TU est de 35 minutes, soit un total d'un peu plus d'une heure en incluant le temps de collage.

Les taux de déplacement spécifiés ici ne correspondent pas tous à ceux proposés par la RILEM (2001) et par l'AFREM (1995). Le taux initial de 0,005 mm/min constitue en consensus et permet d'obtenir une précision optimale du comportement de l'éprouvette autour du pic de la courbe σ-w. Les taux subséquents proposés par l'AFREM correspondent à la moitié de ceux utilisé dans le cadre de ce projet en spécifiant que l'essai est terminé lorsque l'ouverture moyenne atteint 3 mm. Tandis que la RILEM propose un taux secondaire unique de 0,1 mm/min jusqu'à une ouverture moyenne de 2 mm correspondant alors à la fin du test.

Ces taux ont été augmentés afin de réduire le temps que nécessitait un essai. Ceci était nécessaire afin de pouvoir effectuer tous les essais de TU dans la fenêtre de temps allouée par le laboratoire de béton de l'IREQ. Les taux plus lents servent principalement à assurer la stabilité de l'essai. Or la stabilité du système de contrôle de l'IREQ et la rigidité du montage permettaient d'augmenter ces taux en toute confiance. Finalement aucune instabilité n'est apparue lors des essais et les taux augmentés se sont avérés très satisfaisants tant au niveau de l'efficacité que de la précision.

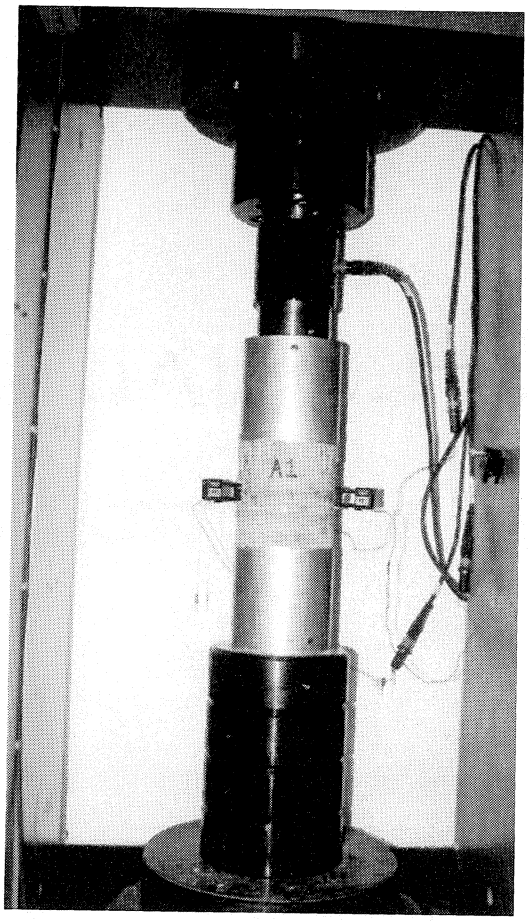


Figure 3.12 Montage expérimental de l'essai de TU au laboratoire de l'IREQ

3.4.2 Flexion sur prismes entaillés

Tous les essais de flexion sur prismes entaillés ont été effectués au Laboratoire de Structure de l'École Polytechnique de Montréal. Les prismes ont tous des dimensions nominales de 550 mm x 150 mm x 150 mm, avec une entaille de 25 mm à mi-portée. Le prisme est sur appuis simples, constitués de rouleaux avec déplacement longitudinal permis sur un des appuis. La charge est transmise par l'intermédiaire d'un autre rouleau. Tous les rouleaux ont 30 mm de diamètre.

L'étude de la courbure est un objectif important de ce mémoire. Il est donc primordial de trouver une méthode d'instrumentation optimale à cet effet. L'utilisation de jauges à béton et de LVDT collés sur les spécimens, quoique permettant d'obtenir des données très satisfaisantes, comporte certains désavantages, dont particulièrement le temps de pose. Or, considérant le nombre d'essais de flexion à réaliser, le facteur temps se trouve rapidement multiplié. L'autre désavantage principal est une réalité géométrique simple concernant les LVDT collés à l'horizontale. En effet, à mesure que le prisme ou la poutre fléchis, la tige du LVDT n'est plus horizontale mais s'oriente plutôt vers le bas, induisant ainsi une erreur expérimentale tel qu'illustré à la figure 3.13. De plus, la plage de lecture est réduite puisque cette inclinaison vers le bas finis par être si prononcée que la tige passe sous la plaquette d'appuis.

Ces observations ont permis la création d'un cadre de mesure permettant aux LVDT de pivoter pour rester à l'horizontale et ainsi mesurer la courbure le plus exactement possible. Ce cadre de mesure permet aussi de réduire le temps de pose de l'instrumentation et assure un meilleur contrôle de la position des instruments de lecture.

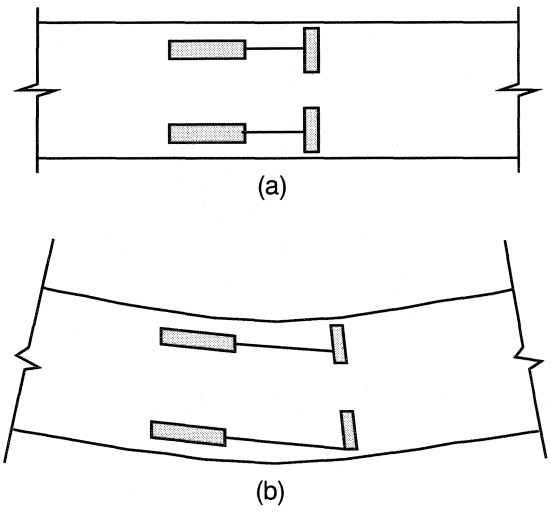


Figure 3.13 Schéma de l'orientation des LVDT collés directement sur la paroi de béton en cours d'essai

Le cadre, illustré aux figures 3.14 et 3.15, est vissé sur les parois verticales du béton à l'aide d'un total de huit vis au total. Les vis du bas sont installées au niveau de l'entaille, i.e. au bas de la section nette. Une cale calibrée permet d'assurer à chaque installation un espacement longitudinal de 40 mm entre les vis de serrages de chacune des parties du

cadre. Cette valeur de 40 mm est la distance maximale permise entre les points de lecture lors d'un essai de TU (RILEM TC 162-TDF, 2001). En utilisant l'espacement maximal on permet au cadre de mesure d'être efficace sur une plus grande plage de courbure avant que les parties supérieures ne viennent qu'à se toucher. Quatre LVDT sont utilisés pour évaluer la courbure à mi-portée ainsi que l'ouverture de la fissure. Deux extensomètres additionnels placés verticalement à mi-portée de part et d'autre du spécimen permettent de mesurer la flèche moyenne.

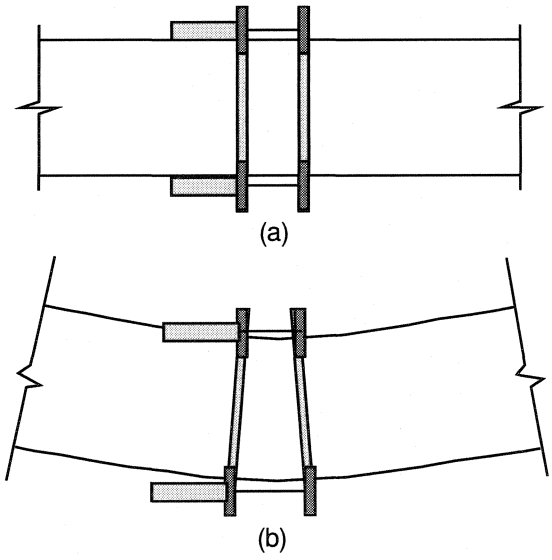


Figure 3.14 Schéma du cadre de mesure permettant aux LVDT de rester à l'horizontale

Le taux de déplacement suggéré par le comité RILEM est de 0,2 mm/min (2000a). Cependant le taux choisi pour les essais est de 0,4 mm/min. Comme dans le cas de

l'essai de TU, la stabilité du système et l'expérience ont permis cette augmentation sans le moindre problème. Au total, cinquante-deux (52) essais de flexion sur prisme entaillé ont été effectués.

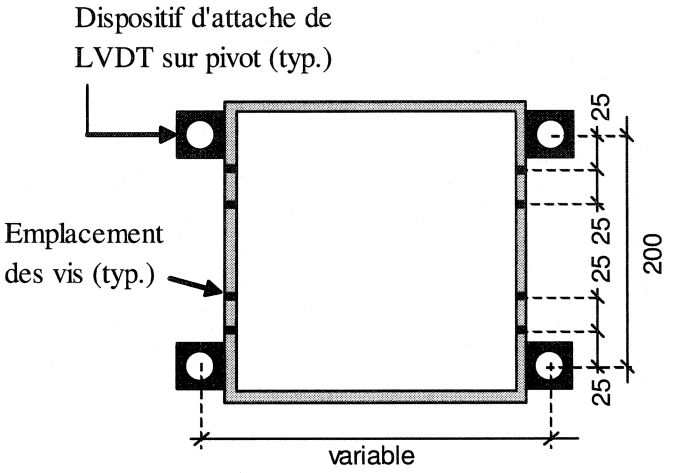


Figure 3.15 Dimensions du cadre de mesure de la courbure

3.4.3 Flexion sur poutre DBM

L'essai de flexion sur poutre DBM est très semblable à l'essai sur prisme entaillé. La poutre DBM permet toutefois d'obtenir une aire en traction environ 2,5 fois supérieure. Seulement deux spécimens de DBM permettraient d'obtenir l'équivalent d'un essai sur dalle. Tel qu'indiqué au chapitre 2, ceci est particulièrement intéressant au niveau de la variabilité des résultats et du nombre d'essais requis pour un certain indice de confiance.

La portée est de 500 mm alors que la largeur nominale et la hauteur nominale sont respectivement 200 mm et 250 mm. Comme pour les prismes, une entaille de 25 mm de profondeur est présente au bas de la section à mi-portée. Le taux de déplacement utilisé pour les essais est le même que pour les prismes entaillés, i.e. 0,4 mm/min. Le même cadre de mesure et la même instrumentation que pour les prismes sont utilisés (figure 3.16), le montage étant pratiquement identique à celui des essais sur prismes entaillés. En général, les essais sont conduits jusqu'à ce que la flèche atteigne 15 mm, ce qui correspond environ à une ouverture de fissure de 10 mm.

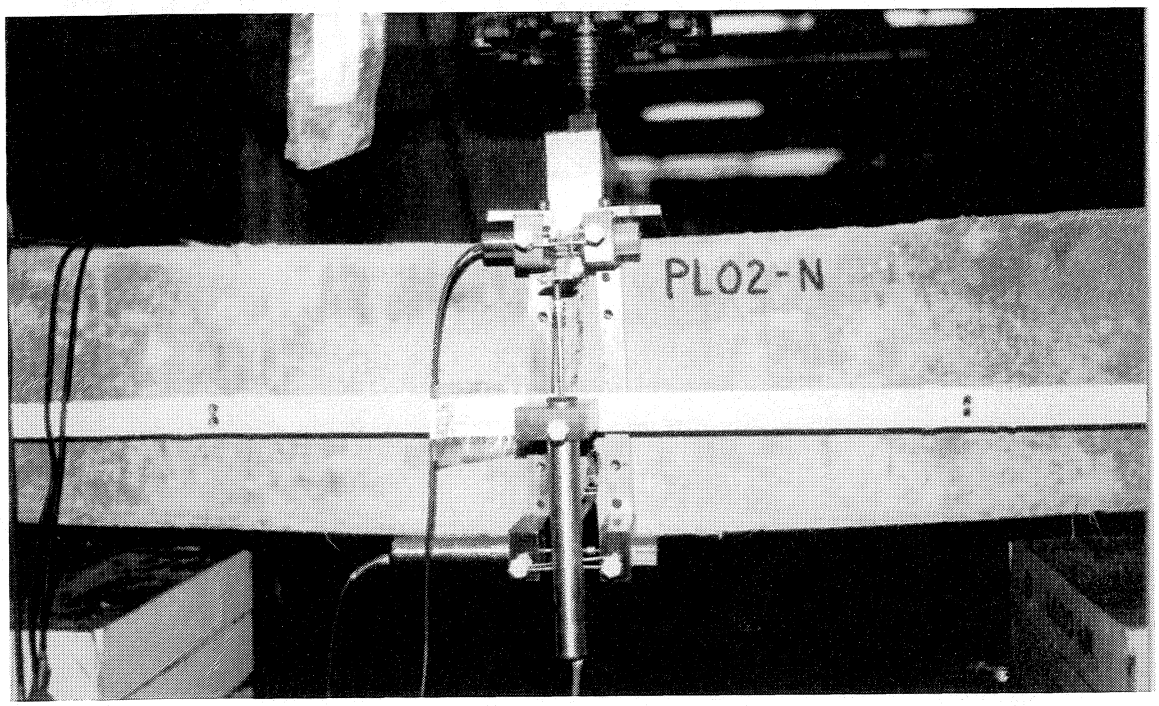


Figure 3.16 Instrumentation de la section centrale d'une poutre DBM

La charge est appliquée à la poutre par l'entremise d'une plaque d'acier comportant une extrusion afin d'utiliser une bille pour transmettre la charge du vérin à la plaque. Des conditions d'appuis idéales sont obtenues en utilisant des rouleaux réels sous un des appuis (figure 3.17).

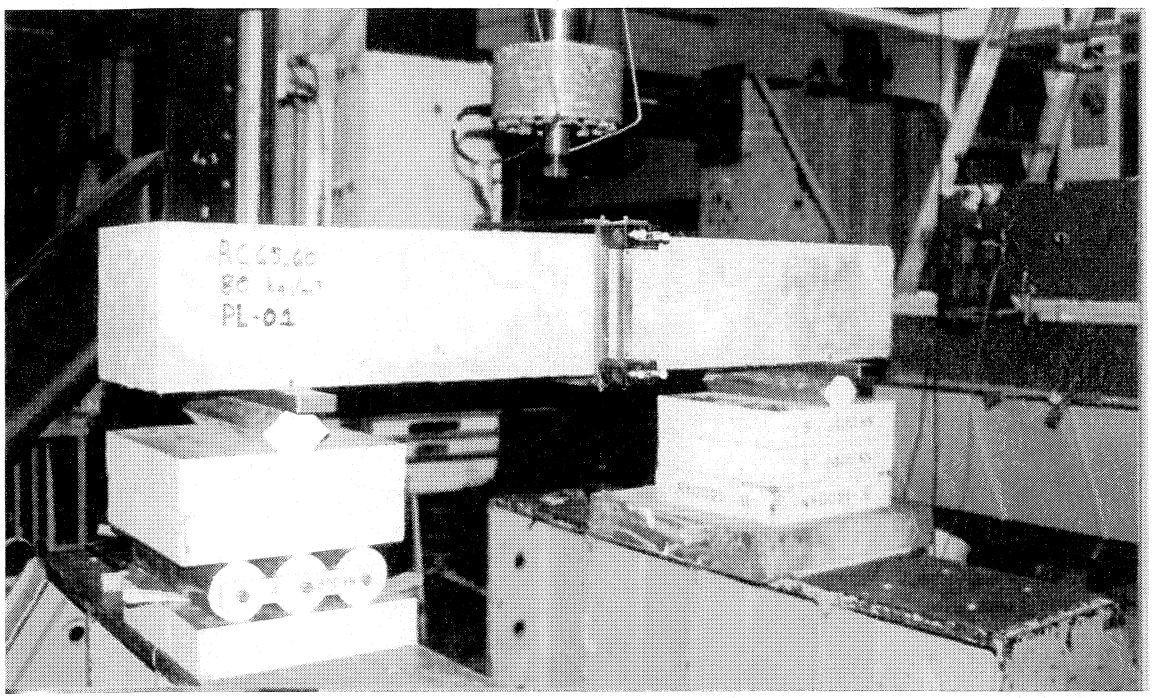


Figure 3.17 Montage expérimental d'un essai de flexion sur poutre DBM avant l'installation des LVDT

3.5 Essais de flexion sur dalles

Les essais de flexion sur dalle ont pour objectif d'étudier le comportement d'éléments structuraux en BRF sans effets d'échelle. Ces essais serviront de base de référence pour la validation d'un modèle numérique permettant de simuler un essai et de calculer la capacité d'un élément de BRF.

L'instrumentation de la section centrale doit permettre de mesurer la courbure, la fissuration et la flèche. Les spécimens de dalle ne sont pas entaillés. Il est donc difficile de prévoir la position de la fissure principale. Il devient alors nécessaire de prendre des mesures sur une plus large distance.

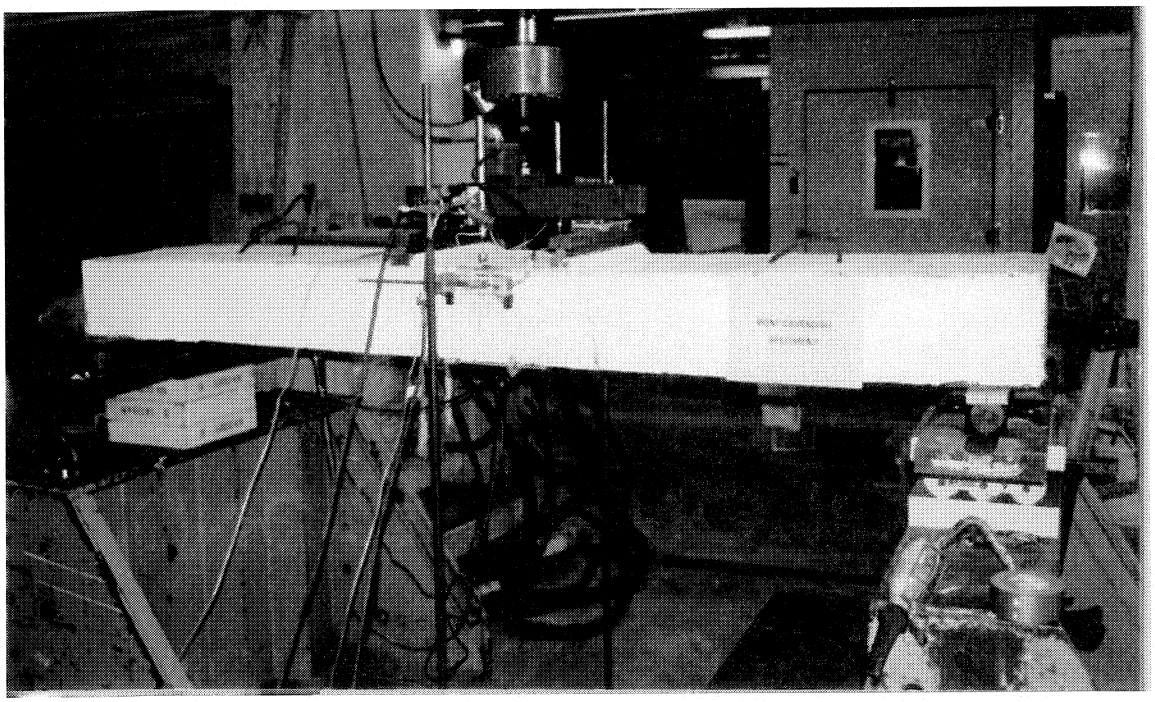


Figure 3.18 Montage expérimental d'un essai de flexion sur dalle de la série *pont Cavendish*

Ainsi les points de mesure des extensomètres ne sont plus espacés de 40 mm, valeur utilisée pour les essais de flexion sur poutre DBM et prismes entaillés, mais sont plutôt espacés de 150 mm au niveau de la fibre supérieure et de 200 mm au niveau de la fibre inférieure . Ainsi, quatre extensomètres sont collés au spécimen pour la mesure de la courbure et de la fissuration tandis que deux autres mesurent la flèche à mi-portée de part et d'autre du spécimen. Des jauges à béton sont aussi installées à la partie centrale pour mesurer les déformations en compression de la fibre supérieure de la section. Un des spécimens a été également instrumenté de la même façon au quart de la portée. Ceci est dans l'objectif d'étudier le comportement post-pic des sections comportant des fissures secondaires, en l'occurrence afin d'établir la relation entre le déchargement de la poutre, la courbure et l'ouverture des fissures secondaires.

Au total onze dalles sont testées en flexion. Trois le sont en flexion quatre points (figure 3.18), tandis que les autres le sont en flexion trois points. Le chargement avec deux points d'application permet d'obtenir un moment constant dans la section centrale entre les points d'application de la charge. De cette façon la courbure aussi est théoriquement constante dans la partie centrale et par conséquent plus facile à mesurer avec exactitude.

Le système d'application de la charge en deux points est muni de plaques de téflon au-dessus de l'un des points d'application afin d'éliminer tout effet d'arc parasite (figure

3.19). Il y a donc glissement en ce point et aucun effort axial ne peut se développer dans le système. Seule la charge verticale est transmise à la poutre à travers le rouleau.



Figure 3.19 Système d'application de la charge en deux points avec plaques de téflon

Le chargement s'effectue toujours en déplacement contrôlé mais l'essai se déroule différemment selon qu'il y a ou non présence d'acier d'armature. Lorsqu'il y a effectivement présence d'acier d'armature, le chargement se fait en déplacement contrôlé en mode manuel. Un taux approximatif de 0,4 mm/min est alors utilisé. Sans acier d'armature, l'essai se déroule de façon similaire aux essais de flexion sur prisme et

sur poutre DBM, soit en contrôle automatisé avec une rampe de déplacement d'un taux de 0,2 mm/min.

CHAPITRE 4: RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

4.1 Essais de caractérisation

4.1.1 Traction uniaxiale

Les données obtenus lors d'un essai de TU doivent être traités avant de tracer le graphique de la contrainte en fonction de l'ouverture de la fissure. Tel qu'il est expliqué au chapitre 3, l'essai de TU utilise trois extensomètres. Un ordinateur enregistre les valeurs des déplacements (δ) de ces extensomètres, le déplacement du vérin et la charge. La moyenne des lectures des trois extensomètres pour un point est appelée $\delta_{i\ moy}$. Une procédure de traitement des données permet d'obtenir une valeur d'ouverture de fissure qui exclue la déformation élastique du béton (w_i).

D'abord, il faut déterminer la valeur $\delta_{i\ moy}$ correspondant au pic de la courbe contrainte-δ_{moy}. Cette valeur sera notée δ_{pic}. Il faut ensuite trouver le $\delta_{i\ moy}$ pour lequel les valeurs δ de chacun des extensomètres sont supérieures à δ_{pic}. L'ouverture de fissure (w) est alors :

$$w_i = \delta_{i\ moy} - \delta_{pic} \quad \text{où} \quad w_i \geq 0 \tag{4.1}$$

Les essais de TU effectués sur les spécimens de la série *Préliminaire* sont présentés à la figure 4.1. Une erreur du système de contrôle a empêché d'obtenir la courbe du spécimen RC65/60-02. Les valeurs des contraintes dans ce BRF sont faibles. Avec un dosage en fibres de 80 kg/m^3, la capacité post-fissuration du BRF aurait normalement dû être de 2 à 3 fois supérieure en se basant sur les travaux de recherche antérieurs. De plus, la variabilité des résultats est évidente puisqu'un des spécimen à plus de trois fois la capacité d'un autre.

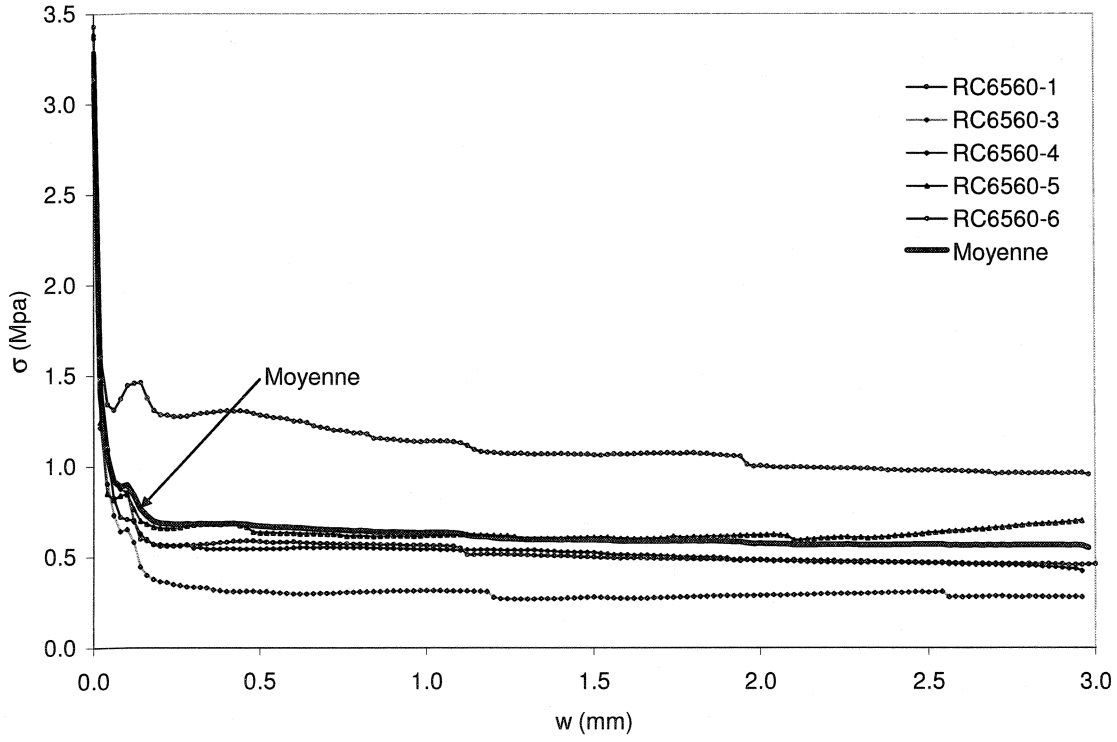


Figure 4.1 Résultats de TU - série *Préliminaire*

Les spécimens de la série *Préliminaire* proviennent d'une petite dalle carrée de 600 mm de côté par 250 mm d'épaisseur. Il est possible que la vibration interne exercée à l'aide

d'une aiguille vibrante ait causée cette diminution de capacité en faisant apparaître des cheminées (voir figure 3.6). D'ailleurs, l'examen visuel des spécimens de TU après les essais a permis de constater qu'une proportion anormalement élevée des fibres se trouvait dans une orientation généralement parallèle au plan de rupture, donc en très mauvaise posture pour fournir sa capacité au BRF. Seuls 5 spécimens ont été testés.

Les essais de TU de la série Cavendish sont présentés à la figure 4.2. Les spécimens de la série *Cavendish* montrent un comportement qui se rapproche de ce que l'on peut prévoir pour un BRF de cette qualité, avec une contrainte moyenne de 2,5 MPa pour une fissure de 0,5 mm et une contrainte maximale en traction (f'_t) de 3,85 MPa.

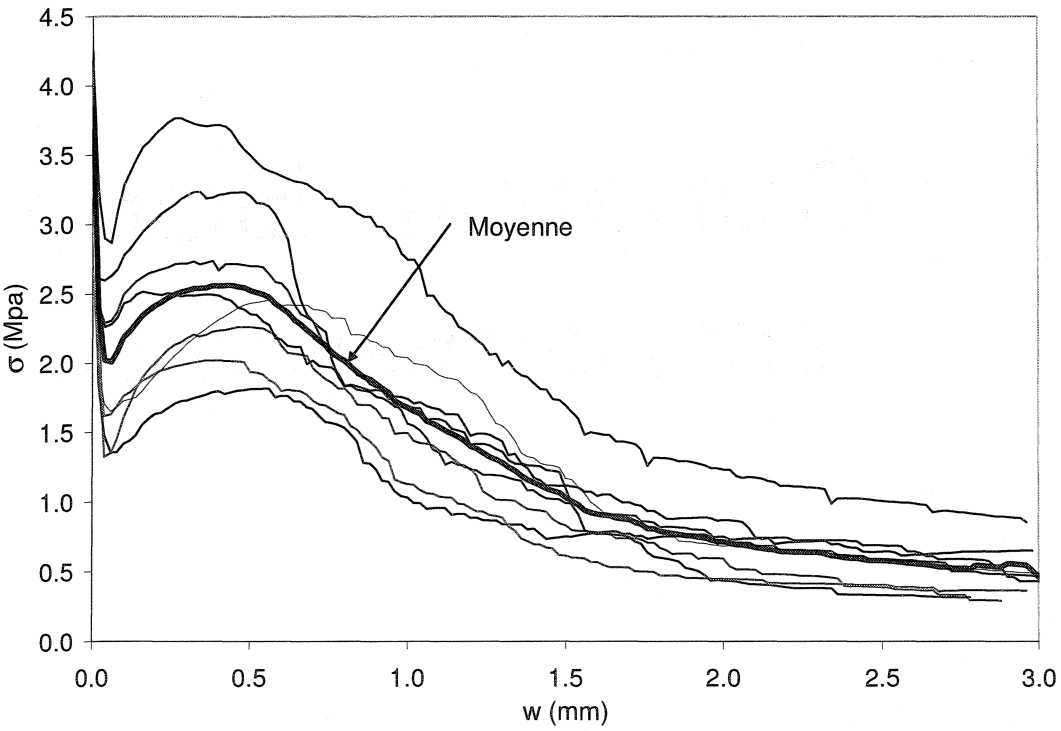


Figure 4.2 Résultats de TU - série *Cavendish*

Les essais de la série *Conditions de chantier*, présentés à la figure 4.3, affichent une capacité post-fissuration inférieure à la série *Cavendish*. En effet la contrainte moyenne pour une fissure de 0,5 mm n'est que 1,3 MPa alors que f'_t n'atteint que 2,3 MPa.

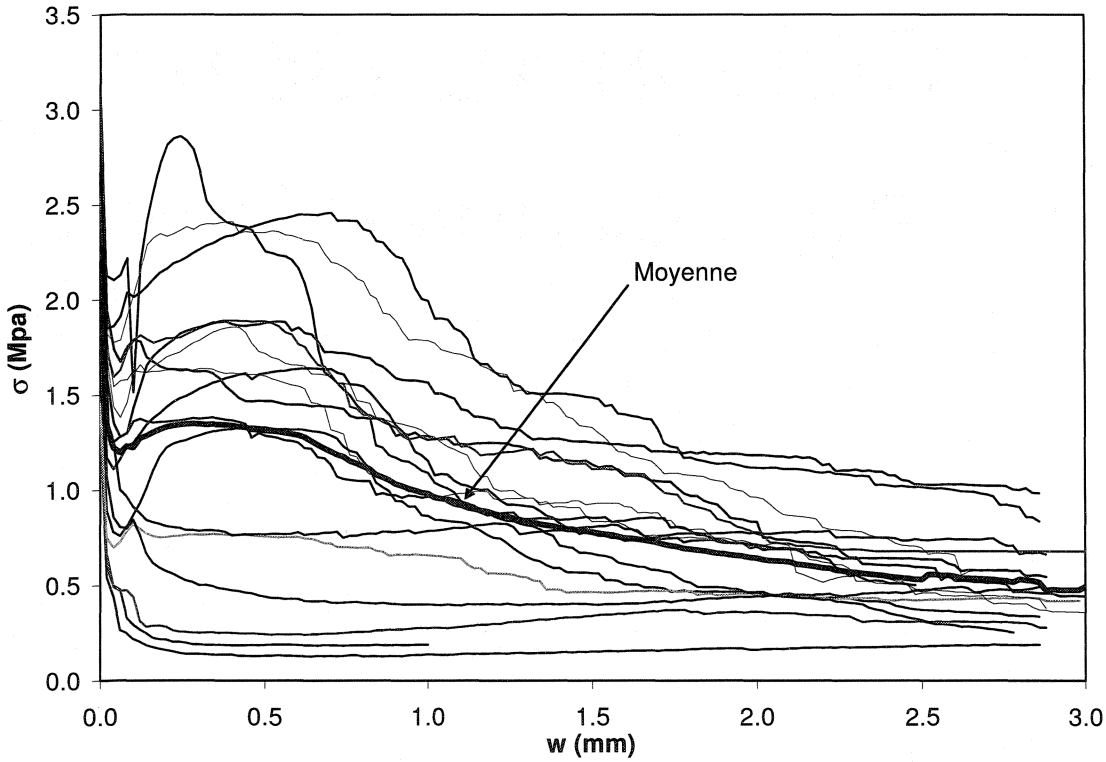


Figure 4.3 Résultats de TU - série *Conditions de chantier*

Les séries *Cavendish* et *Conditions de chantier* ont la même recette de base, tant au niveau des constituants que du type de fibre utilisé. Dans les deux cas la fibre est une Dramix RC80/60 de Beackert et dans les deux cas le dosage est de 80 kg/m^3. Ces deux séries ont donc théoriquement le même béton et devraient présenter des courbes

caractéristiques de TU similaires. Or ce n'est pas le cas lorsqu'on observe la moyenne des essais de TU de ces deux séries (figure 4.4).

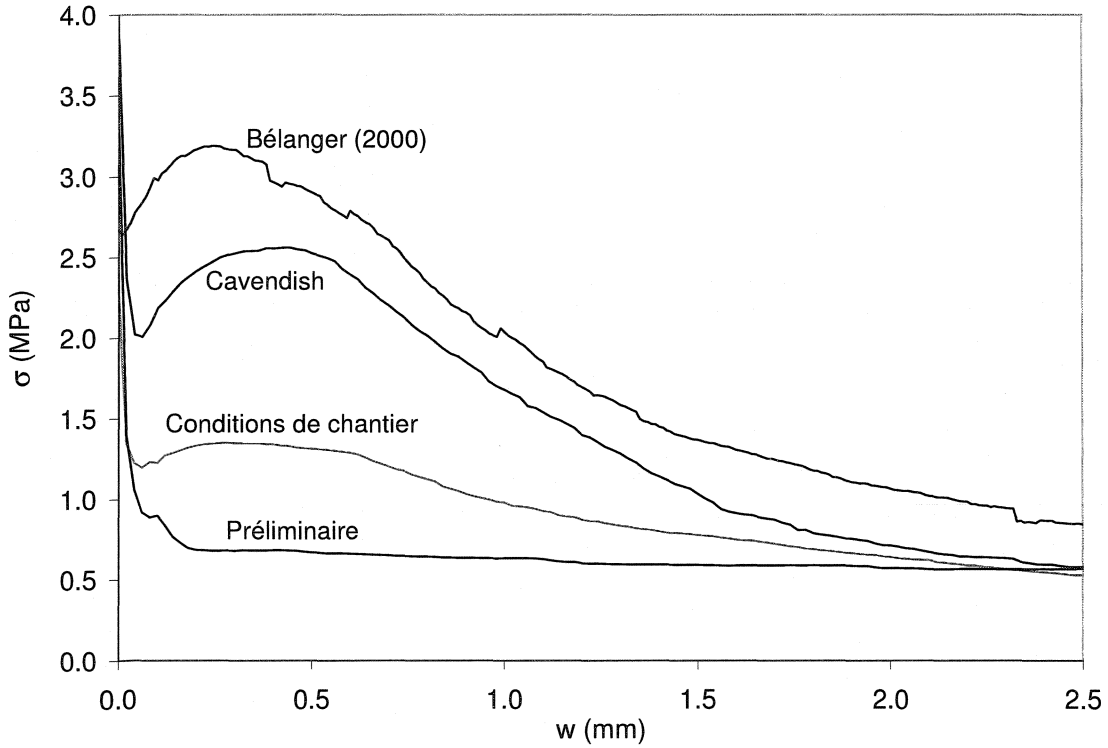


Figure 4.4 Graphique comparatif des séries de TU

De plus, les BRF des séries *Cavendish* et *Conditions de chantier* sont en fait une reprise du mélange utilisé par Bélanger (2000). Le graphique de la figure 4.4 illustre bien l'écart de comportement entre les séries. Le BRF *Cavendish* s'approche de celui de Bélanger (2000) alors que les deux autres séries ont des capacités sensiblement inférieures. Toutefois, on suspecte que les essais de Bélanger avaient de la flexion, causée par un système moins rigide, de sorte que le début de la courbe serait incorrect.

Les séries *Préliminaire*, et *Cavendish* n'ont eu respectivement que 5 et 6 spécimens de testés et les courbes obtenues sont similaires pour chaque série. Aussi aucun spécimen n'est rejeté pour ces séries, bien que la totalité des spécimens de la série *Préliminaire* ait testé très faiblement.

Par contre, plusieurs spécimens de la série *Conditions de chantier* se démarquent par un f'_t très faible, soit inférieur à 1,8 MPa. De plus ces spécimens ont affiché un comportement post-fissuration médiocre avec des contraintes, pour une fissure de 0,5 mm, oscillant entre 0,13 et 0,76 MPa. Ces spécimens, que l'on juge avoir été affecté par l'effet de cheminée introduit lors de la confection des spécimens, sont donc rejetés. Notons que les spécimens rejetés, numéros 3, 4, 5, 7, 8, 10 et 11 de la série *Conditions de chantier*, provenaient tous de la même zone de béton. La nouvelle courbe moyenne ainsi calculée est présentée à la figure 4.5.

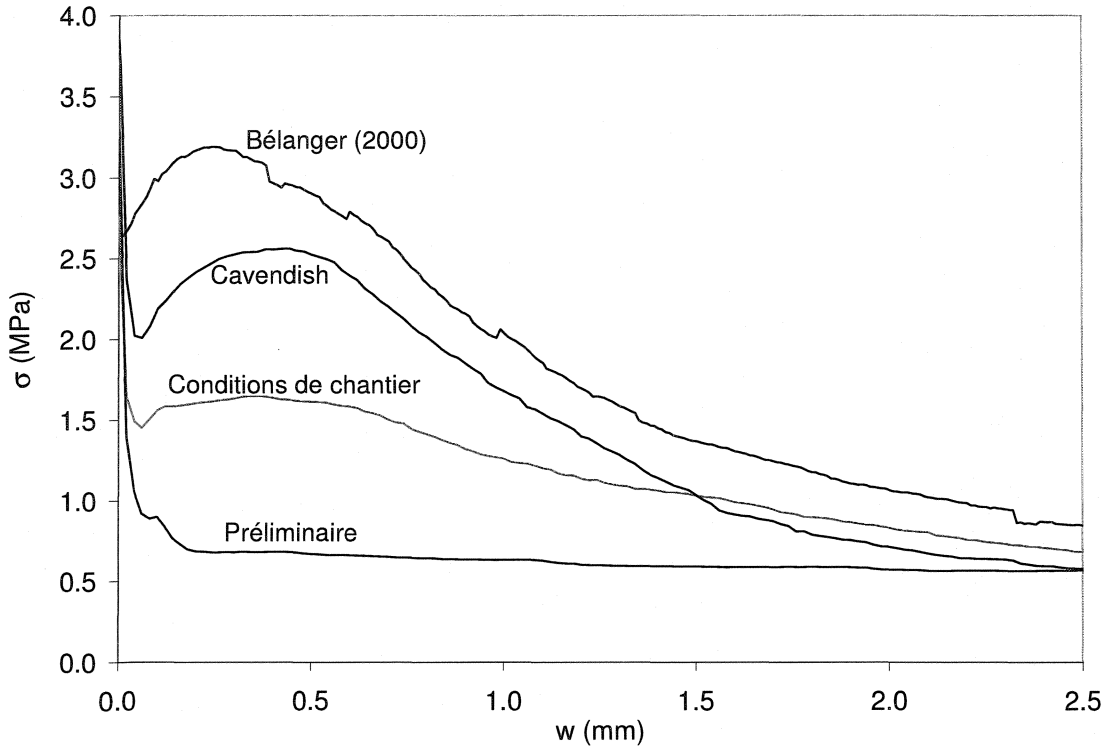


Figure 4.5 Courbes de TU en excluant les spécimens rejetés

4.1.2 Flexion sur prismes entaillés

Les essais de flexion sur prismes entaillés RILEM représentent la plus grande population de spécimens de ce projet de recherche. Des essais sont effectués sur des prismes provenant des séries *Préliminaire, Conditions de chantier* et *Optimisation.* Toutefois, aucun spécimen ne provient de la série *Cavendish.*

Les résultats obtenus pour la série *Préliminaire*, présentés à la figure 4.6, sont très similaires pour les trois essais réussis. La faible quantité de spécimens pour cette série ne

permet pas une évaluation statistique approfondie. Toutefois, la faible variation des résultats permet d'avoir une certaine confiance dans l'allure de la courbe et ces résultats seront donc utilisés au chapitre 5 pour modéliser le comportement d'éléments de BRF en flexion.

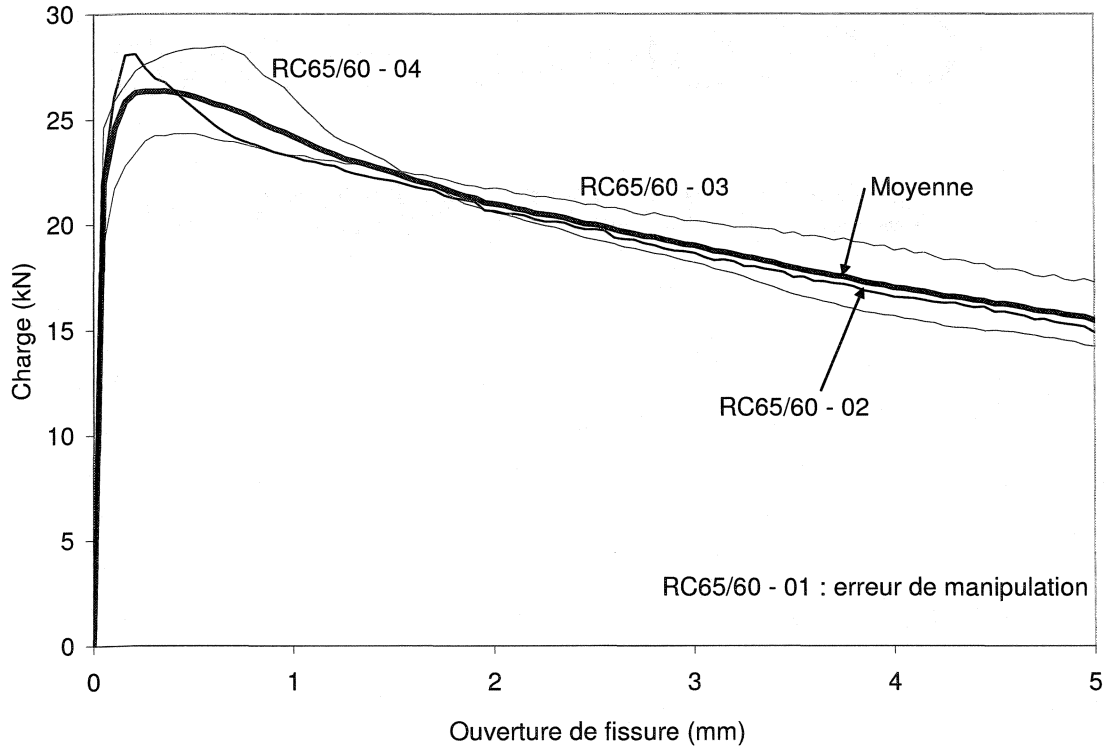


Figure 4.6 Résultats de flexion sur prisme - série *Préliminaire*

Les résultats des essais sur les prismes fabriqués lors de l'optimisation du rapport sable/granulat pour différents dosages de fibres sont présentés à la figure 4.7. Les courbes moyennes pour des dosages de 60, 80 et 100 kg/m^3 illustrent bien le phénomène de saturation décrit par Rossi (1998). Ainsi il y aurait un seuil d'efficacité et un seuil de

saturation. Entre ces deux valeurs de teneur en fibres se trouve un intervalle que Rossi appelle le domaine d'efficacité.

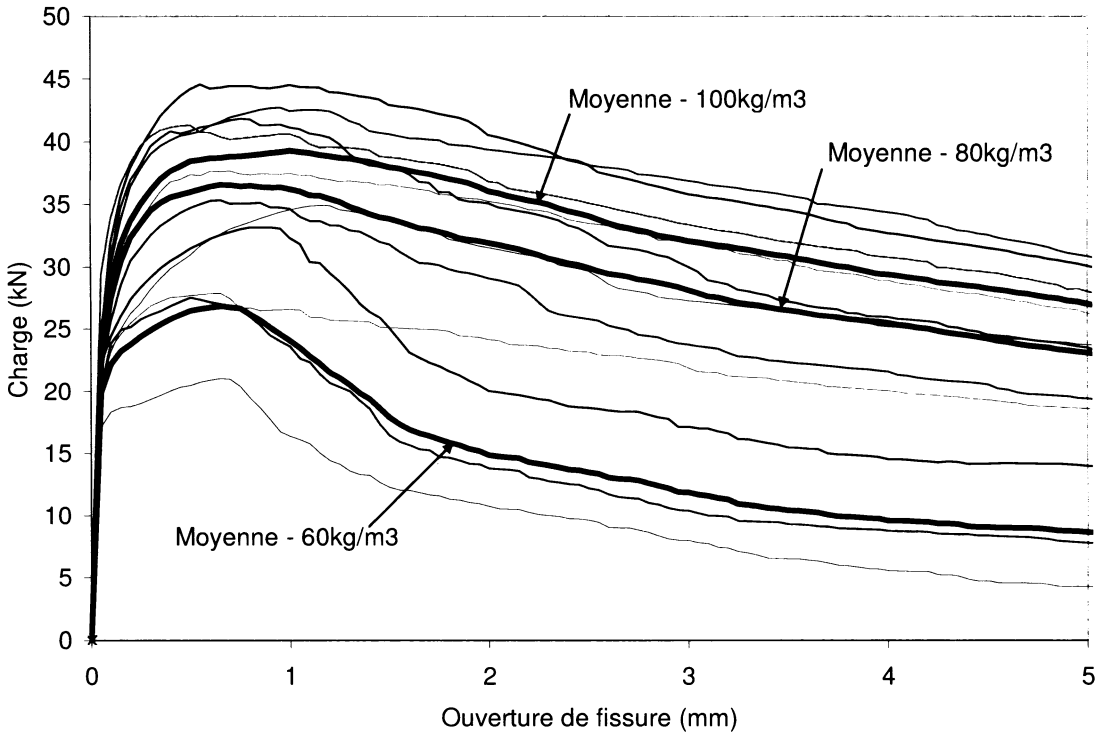


Figure 4.7 Résultats de flexion sur prisme - série *Optimisation*

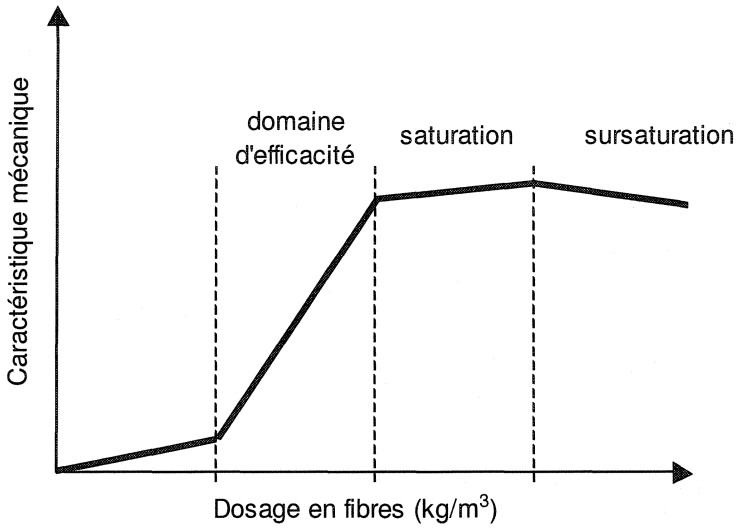


Figure 4.8 Courbe schématique du phénomène de saturation en fibres

Dans ce domaine d'efficacité, l'augmentation du dosage en fibres permet des gains de capacité importants, alors qu'une fois le seuil de saturation atteint, l'ajout de fibres ne permettra qu'un faible gain ou même une diminution de la capacité (sursaturation). Or la figure 4.7 démontre que le gain de capacité a été très important entre 60 kg/m^3 et 80 kg/m^3 (près de 40%), alors que le gain obtenu en passant de 80 kg/m^3 à 100 kg/m^3 est relativement faible (moins de 8%).

À la figure 4.9 se retrouvent les essais effectués sur les prismes sciés. On note une dispersion significative des résultats avec certains spécimens près de trois fois supérieurs à d'autres. Un fait intéressant est que les spécimens les plus forts proviennent de la même partie de la dalle source, alors que les plus faibles proviennent d'une autre section tout en étant regroupés eux aussi.

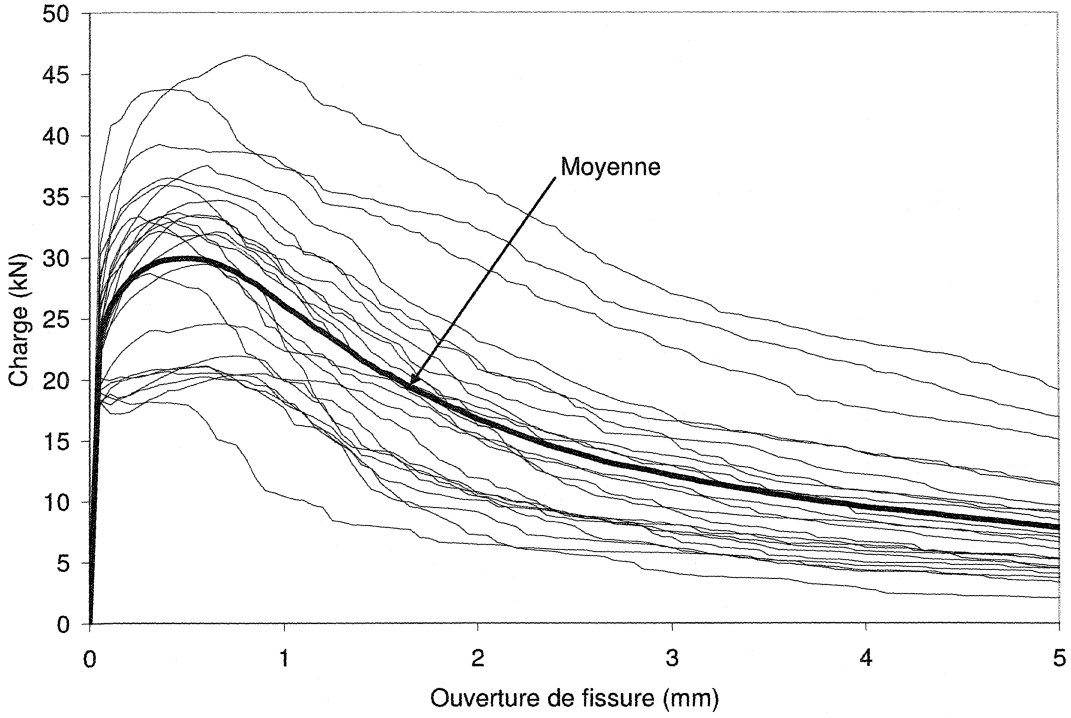


Figure 4.9 Résultats de flexion sur prismes sciés - série *Conditions de chantier*

Ceci pourrait s'expliquer par une dispersion hétérogène des fibres dans le volume total de béton. Le comptage de fibres effectué lors de la coulée semble confirmer cette hypothèse. Trois prélèvements de béton frais de volumes identiques de 7,116 litres ont été effectués lors de la coulée, soit environ au tiers, aux deux tiers et vers la fin de la coulée. Le comptage des fibres provenant de ces prélèvements donne des dosages de 105 kg/m^3, 93,7 kg/m^3 et 98,5 kg/m^3, alors que le dosage nominal de ce mélange est de 80 kg/m^3.

La dispersion des résultats de flexion sur prismes moulés est similaire à celle des prismes sciés (figure 4.10). Il est difficile de savoir si cette dispersion est inhérente à l'essai même ou si elle est attribuable à la répartition non homogène avancée précédemment.

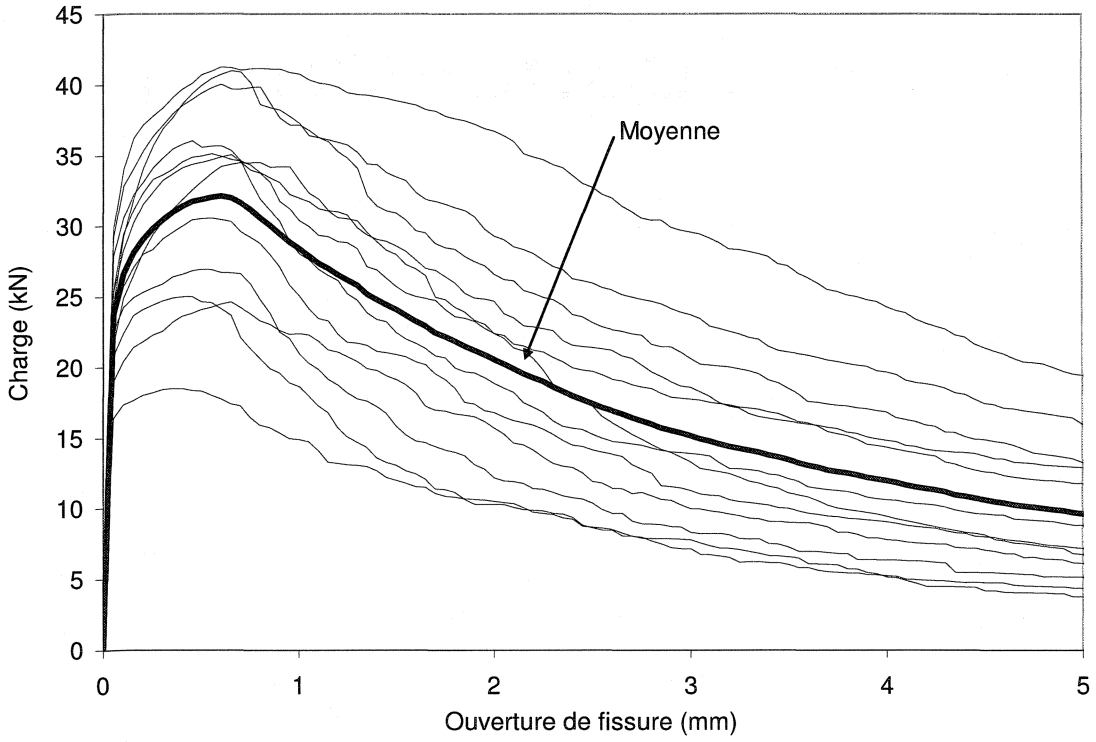


Figure 4.10 Résultats de flexion sur prismes moulés - série *Conditions de chantier*

Un des objectifs des essais sur prisme entaillé est l'étude de l'effet de paroi décrit au chapitre 2. Lors de la fabrication des spécimens de la série *Conditions de chantier*, certains prismes sont moulés alors que d'autres sont extraient d'une dalle de grandes dimensions par sciage. La comparaison des résultats d'essais sur prismes moulés avec

ceux sur prismes sciés permet d'évaluer cet effet d'orientation préférentielle des fibres le long d'une paroi (voir figure 4.11).

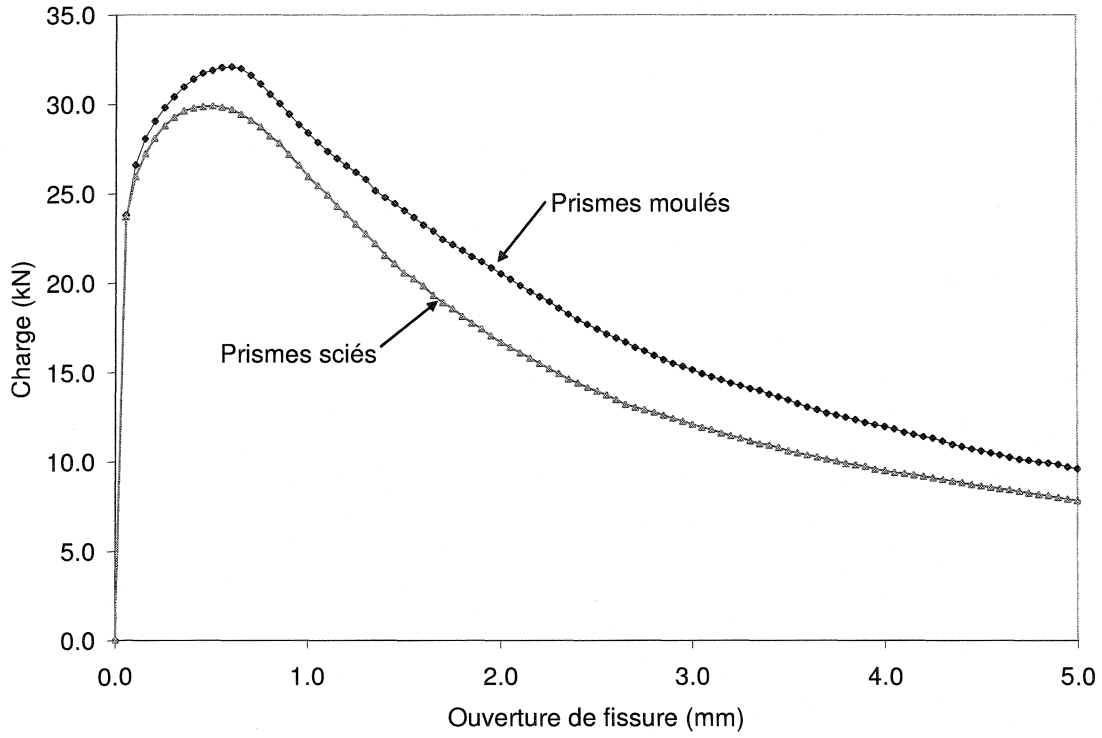


Figure 4.11 Prismes moulés vs. prismes sciés

D'abord, la charge maximale de la courbe moyenne pour les prismes moulés est de 32,1 kN tandis que celle des prismes sciés est de 29,9 kN. Les prismes moulés ont donc une capacité 7,3% supérieure en ce qui concerne les pics des courbes moyennes. Si par contre la moyenne des pics individuels est considérée, l'écart diminue à 6,1%. Cette différence est attribuable à ce que les prismes n'atteignent pas tous leur pic pour la même valeur d'ouverture de fissure.

En ce qui concerne les courbes moyennes, les deux courbes sont identiques avant la fissuration du béton . Une fois la fissure initiée, les deux courbes divergent vers leur pic respectif, qu'elles atteignent vers 0,5 mm d'ouverture de fissure. L'écart entre les courbes à leurs pics est de 7,3%. Cet écart augmente avec l'ouverture de la fissure jusqu'à un écart maximal de 26,7% à une ouverture de 3,5 mm (figure 4.12). L'écart moyen entre les deux courbes, en considérant une valeur de fissure maximale de 5 mm, est de 19,4%.

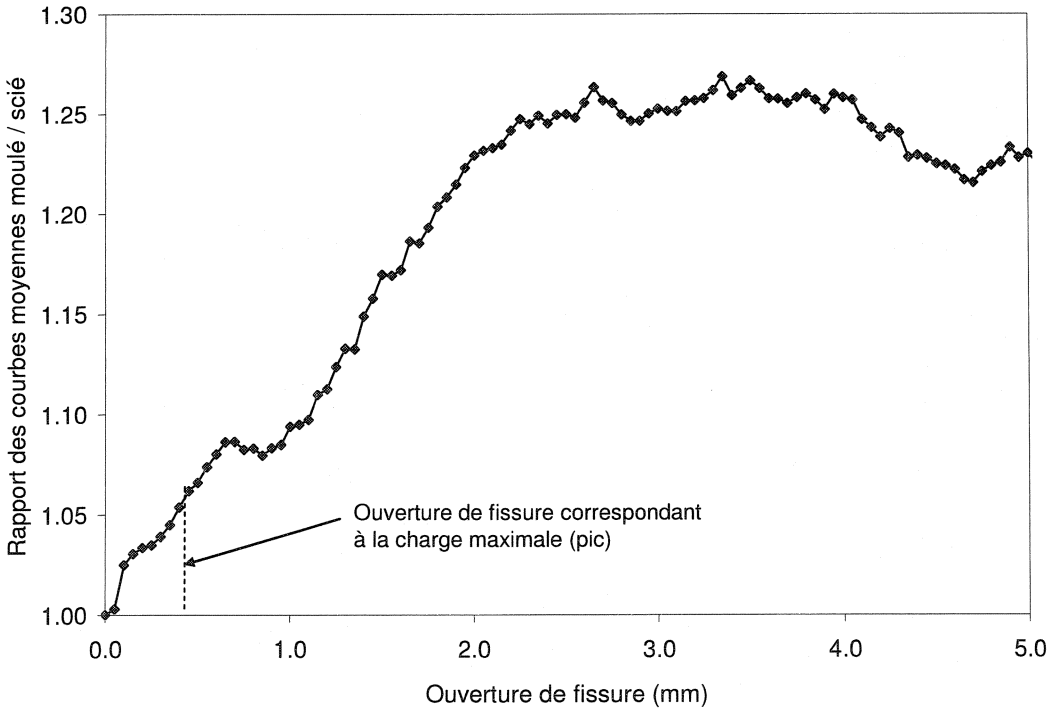


Figure 4.12 Rapport des courbes moyennes de flexion sur prisme

La valeur de l'aire sous la courbe peut aussi être utilisée pour quantifier l'effet de paroi. Utilisant la valeur limite de fissuration de 2 mm suggérée pour l'essai de TU, l'aire sous chacune des courbes moyennes est calculée par la méthode des trapèzes. L'aire sous la courbe des prismes moulés est 10,5% plus grande que celle des prismes sciés pour cet intervalle d'ouverture de fissure (0 à 2 mm).

Les essais confirment donc la présence d'un effet de paroi dans les prismes entaillés obtenus par coffrage. Bien que cet effet augmente la capacité maximale des spécimens, c'est principalement le comportement post-pic qui est affecté par ce phénomène avec des gains atteignant 25%. Les prismes moulés permettraient donc d'obtenir une bonne appréciation du comportement d'un BRF pour un faible niveau de fissuration alors que la capacité se trouve surévaluée pour des niveaux de fissuration plus importants.

La superposition de toutes les séries sur le même graphique à la figure 4.13 permet de faire certaines observations. D'abord, on constate un écart important pour un même béton théorique (dosage de 80 kg/m^3 de fibres Dramix RC80/60) entre les spécimens provenant des séries *Optimisation* et *Conditions de chantier*. Les spécimens fabriqués en laboratoire montrent une capacité 13.9% supérieure à ceux fabriqués en conditions de chantier. Ainsi, les conditions favorables de laboratoire auraient un impact supérieur à celui de l'effet de paroi sur la capacité maximale. Toutefois, le nombre limité de spécimen fabriqué en laboratoire (4) pourrait être responsable d'une partie de cet écart. En combinant l'effet de paroi avec celui des conditions favorables de laboratoire, l'écart

devient alors de 21,2% en capacité maximale et croit rapidement à plus de 100% lorsque le niveau de fissuration augmente. De plus, rappelons qu'une vibration interne excessive a eu lieu lors de la confection des spécimens en conditions de chantier, ceci ayant eu pour effet de diminuer significativement la capacité des spécimens affectés par l'effet de cheminée.

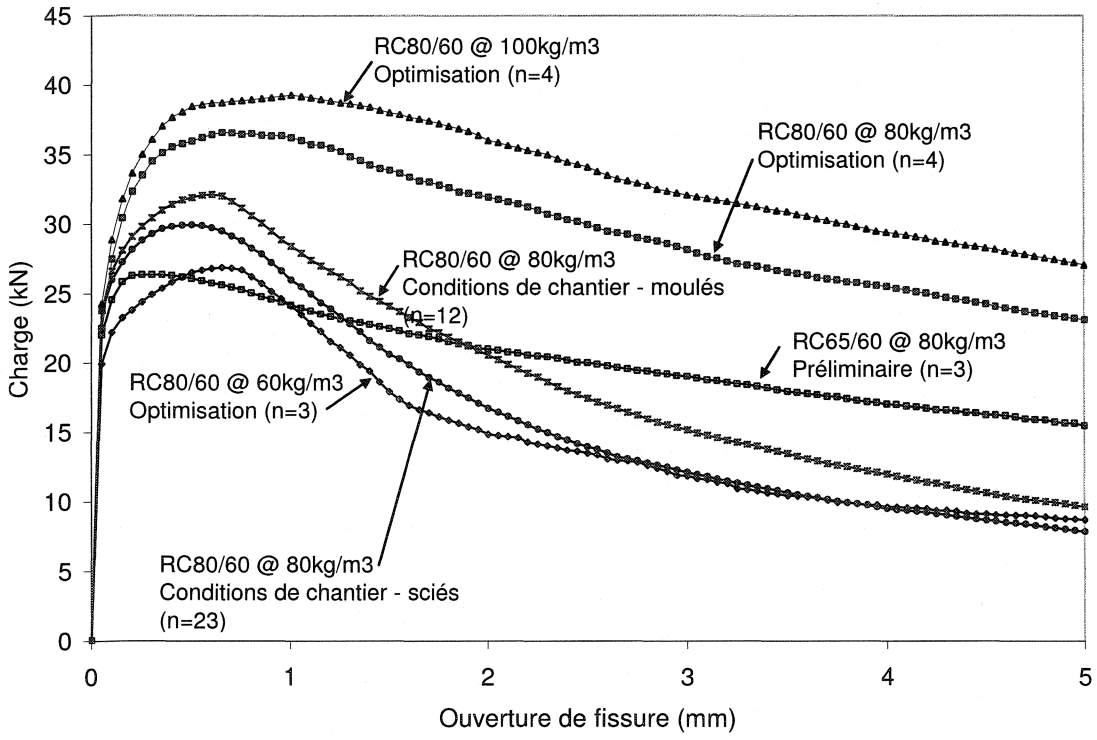


Figure 4.13 Graphique comparatif des séries de prismes entaillés

Le BRF utilisant une fibre RC65/60 (série *Préliminaire*) affiche un comportement nettement inférieur à celui de la RC80/60 de la série *Optimisation*. Pourtant les deux BRF utilisent le même dosage et sont fabriqués en laboratoire. De même longueur que la RC80/60 mais d'un élancement plus faible, la fibre RC65/60 est donc plus lourde. Ainsi

pour un même dosage massique, un moins grand nombre de fibres RC65/60 est présent dans le mélange. D'après les résultats expérimentaux, la fibre RC65/60 serait moins performante que la RC80/60 pour un dosage de 80 kg/m^3. L'adoucissement de la courbe avec fibres RC65/60 est par contre sensiblement moins prononcé.

4.1.3 Flexion sur poutre DBM

Au total seize spécimens de poutre DBM ont été testés. Quatre sont obtenus directement par coffrage en laboratoire dans la série *Préliminaire* alors que les autres sont obtenus lors du sciage de la grande dalle fabriquée en condition de chantier. Les deux groupes de spécimens utilisent des fibres différentes et sont fabriqués dans des conditions différentes.

Dû à un problème d'instrumentation lors de l'essai du spécimen P03 de la série *Conditions de chantier*, seules les valeurs de flèche ont été enregistrées. Pour cette même série, le spécimen P12 donne des résultats douteux pour la courbure et l'ouverture de fissure suite à un problème au niveau du cadre de courbure pour cet essai. Les résultats du spécimen P12 sont donc rejetés. L'ensemble des essais de cette série est présenté à la figure 4.14.

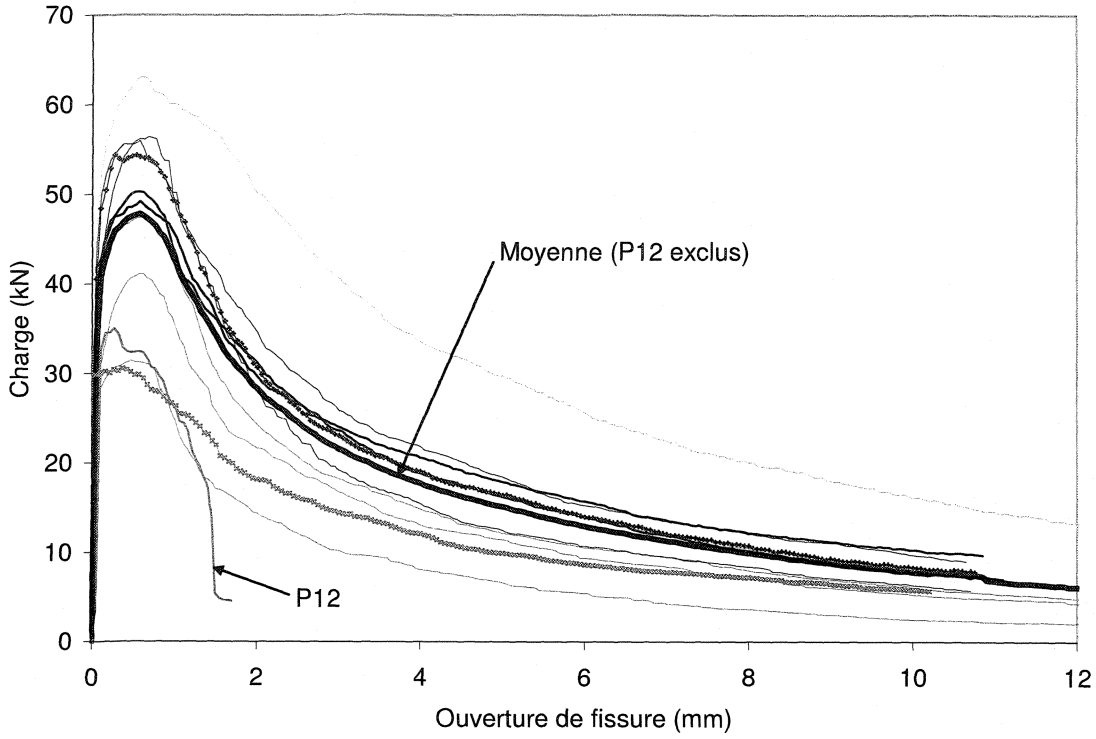


Figure 4.14 Résultats des essais de flexion sur poutre DBM - *Conditions de chantier*

Les essais sur les spécimens de la série *Préliminaire* sont présentés à la figure 4.15. Bien que seuls quatre spécimens aient été testés, on note qualitativement que la dispersion est plus faible que pour ceux de la série précédente.

Tout comme pour les prismes entaillés, on note que la pente post-pic des spécimens avec les fibres RC65/60 est plus douce que pour les fibres RC80/60 (figure 4.16). Ainsi, bien que la charge maximale atteinte par les spécimens avec les fibres RC80/60 soit de 33% supérieure, l'avantage des fibres RC80/60 diminue rapidement. Lorsque la fissure atteint 1,6 mm ce sont les fibres RC65/60 qui deviennent supérieures.

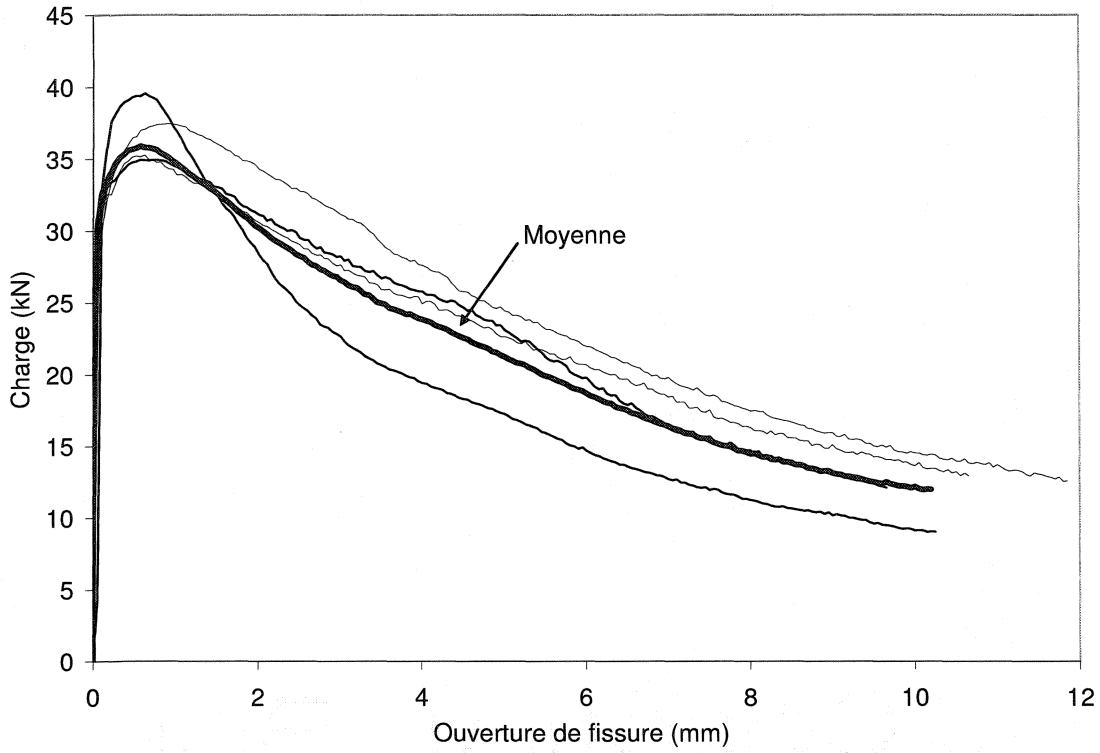


Figure 4.15 Résultats des essais de flexion sur poutre DBM - *Préliminaire*

Encore une fois, on peut supposer que la plus grande capacité maximale offerte par les fibres RC80/60 est attribuable au plus grand nombre de fibres interceptées par le plan de fissure. De plus, le plus faible diamètre des fibres RC80/60 leur permettraient de développer pleinement leur capacité en profitant d'une meilleure adhérence. Ces fibres auraient alors tendance à casser plutôt que de s'arracher. Le contraire se produit avec les fibres RC65/60 qui, avec un rapport aire sur diamètre plus élevé, profite d'une moins bonne adhérence. Ces fibres auront donc tendance à glisser au lieu de se briser, d'où un meilleur comportement à grande ouverture de fissure.

Les deux types de comportement comporte chacun leurs avantages et désavantages. Les fibres RC80/60 développeront des contraintes plus élevées dans le BRF et atteindront donc une capacité structurale plus élevée. Par contre, les fibres auront dissipé moins d'énergie à la rupture. Quant aux fibres RC65/60, c'est tout les contraire puisque les contraintes atteintes dans le BRF seront plus faibles mais l'énergie dissipée à la rupture sera plus élevée. Cependant, pour savoir si une fibre offre un meilleur comportement que l'autre, cela dépend de l'application. Or pour les structures, on préfère limiter l'ouverture de fissure en service à 0,5 mm, donc la fibre RC80/60 serait le meilleur choix à cet égard.

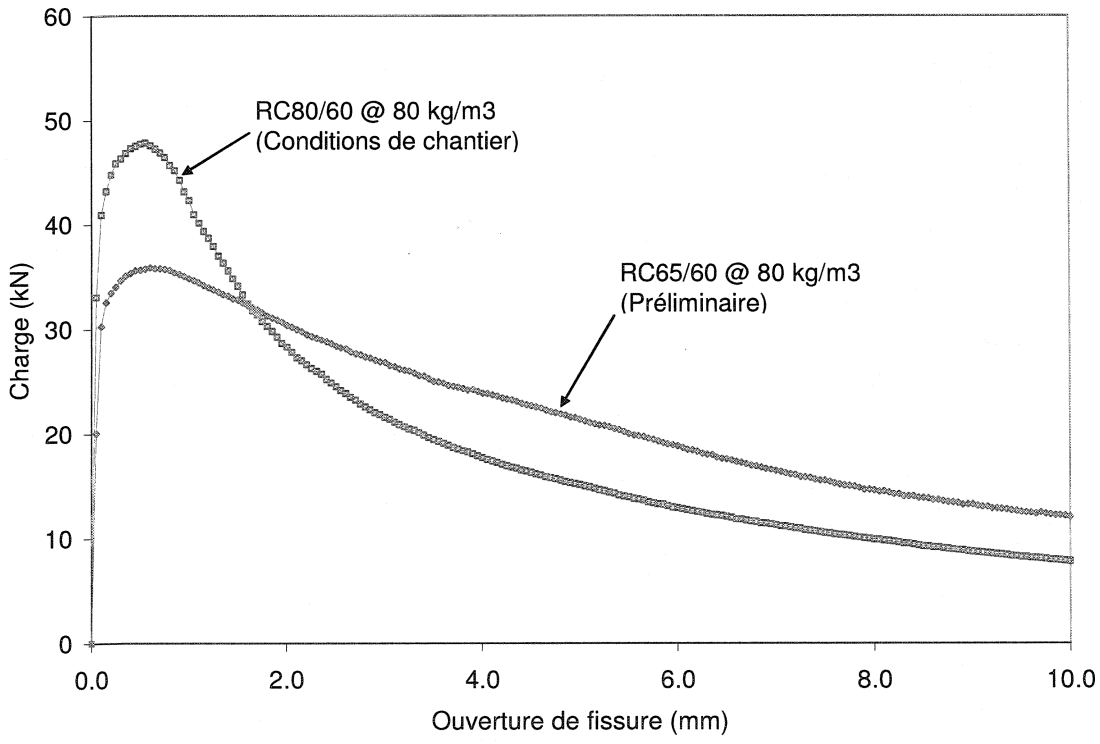


Figure 4.16 Comparaison entre les résultats d'essais sur poutre DBM avec fibres RC80/60 et RC65/60

D'autres facteurs pourraient aussi influencer la comparaison entre ces deux séries d'essais. D'abord, les spécimens utilisant la fibre RC65/60 ont été fabriqués dans des conditions idéales de laboratoire. Il y a donc eu un meilleur contrôle des constituants et une cure optimale du béton. L'effet de paroi pourrait aussi avoir une influence puisque les spécimens avec fibres RC65/60 sont obtenus directement par coffrage alors que les autres le sont par sciage. Toutefois, la largeur de 250 mm devrait être suffisante pour minimiser l'orientation préférentielle des fibres le long des parois.

4.2 Essais de flexion sur dalles

Les essais de flexion sur dalle sont représentatifs du comportement transversal réel d'une de dalle de pont. La portée de 2200 mm se situe dans les valeurs courantes de portée transversale nette de dalle de pont. La largeur de 500 mm permet d'éliminer pratiquement tout effet de paroi.

4.2.1 Série *Cavendish*

Les dalles fabriquées lors de la coulée de convenance du pont Cavendish sur l'autoroute 40 sont toutes armées de 2 barres d'armature 15M. Tel qu'indiqué à la section 3.2.4, six spécimens de dalle ont été fabriqués. Trois ont été testés en appliquant la charge en un

point (spécimens A, C et E) et trois l'ont été en appliquant la charge en deux points espacés de 400 mm (spécimens B, D et F). La figure 4.17 présente les deux cas de chargement et le calcul du moment de flexion pour chacun des cas. Notons que lorsque la charge est appliquée en deux points, les spécimens présentent une plus grande zone de rotule plastique. De plus, les deux systèmes ayant des rigidités différentes, les déflections seront différentes.

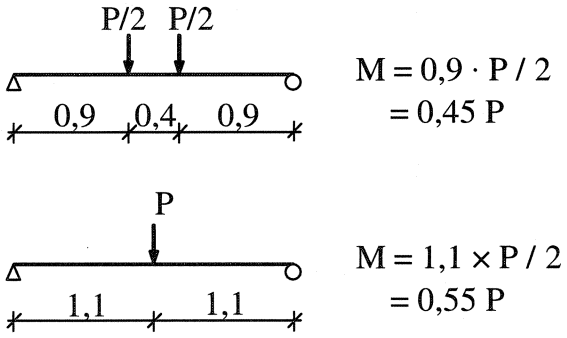


Figure 4.17 Cas de chargements de flexion sur dalle (dimensions en m)

Le graphique moment-flèche à la figure 4.18 semble indiquer que l'essai de flexion où la charge est appliquée en deux points défavorise le spécimen. En effet, les trois essais effectués en appliquant la charge en 2 points atteignent des pics sensiblement plus faibles que les essais avec application de charge en un seul point.

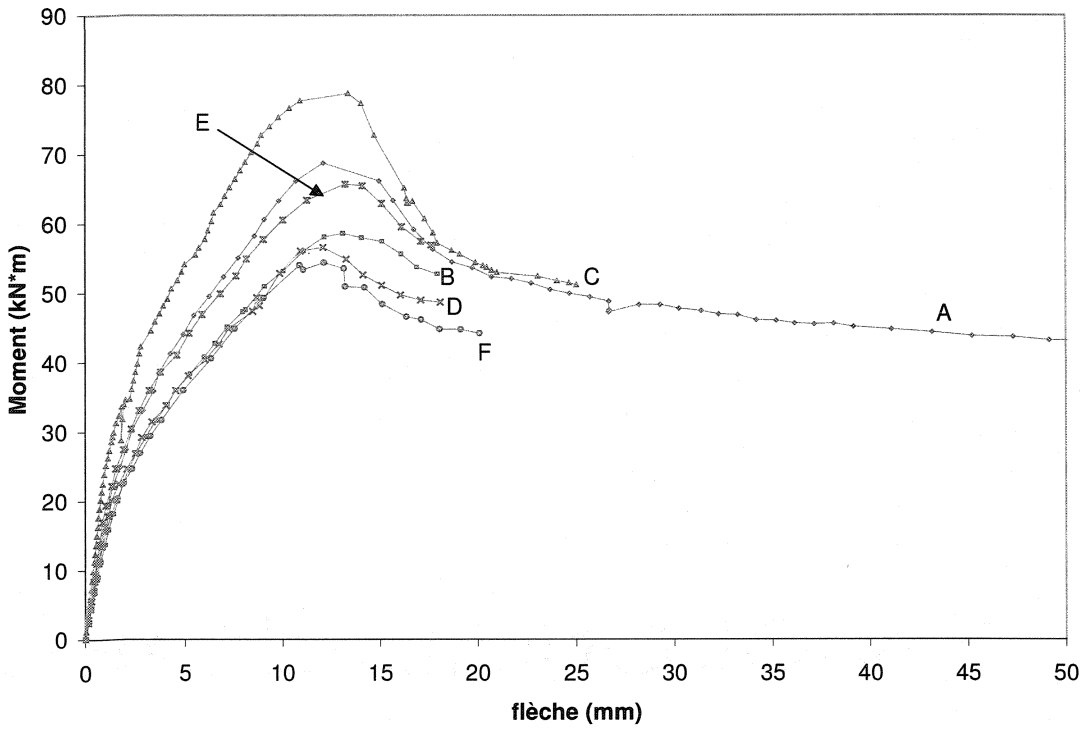
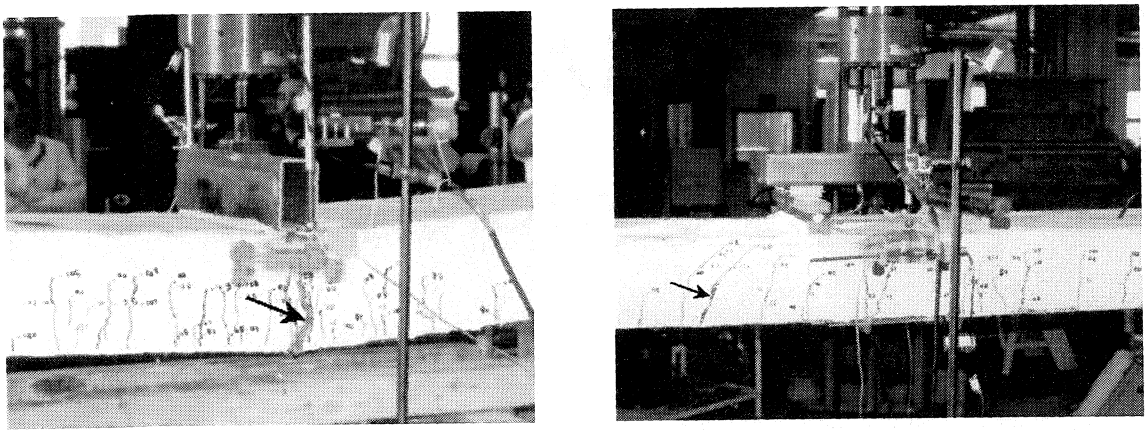


Figure 4.18 Graphique moment-flèche - dalles armées *Cavendish*

L'orientation et la position de la fissure principale diffèrent dépendamment du type de chargement utilisé. Lorsque la charge est appliquée en un point, la fissure se produit sous le point d'application de la charge, i.e. au centre de la dalle, avec un angle près de la verticale. Lorsque la charge est appliquée en deux points, la fissure se situe juste à l'extérieur d'un des points de chargement avec une inclinaison d'environ 45° (figure 4.19). Le spécimen C constitue la seule exception puisque la fissure est inclinée à 45 degrés bien que la charge soit appliquée en un seul point.



(a) (b)

Figure 4.19 Position et orientation typiques de la fissure principale pour un chargement en un point (a) et en deux points (b)

La fissure principale n'est donc pas captée par l'instrumentation de la section centrale lorsque la charge est appliquée en deux points. Le graphique moment-courbure à la figure 4.20 illustre bien ceci. La fissure captée par les extensomètres étant une fissure secondaire, celle-ci se referme après l'atteinte du pic puisqu'à partir de ce point, seule la rotule non-linéaire (voir chapitre 2) continue à se déformer. Similairement, le graphique de la courbure du spécimen « C » change subitement d'allure lorsque la fissure captée se referme graduellement au profit de la fissure principale. Pourtant, une plastification importante a été enregistrée sur cette section, ce qui implique la possibilité d'avoir plus d'une rotule non-linéaire sur un même spécimen.

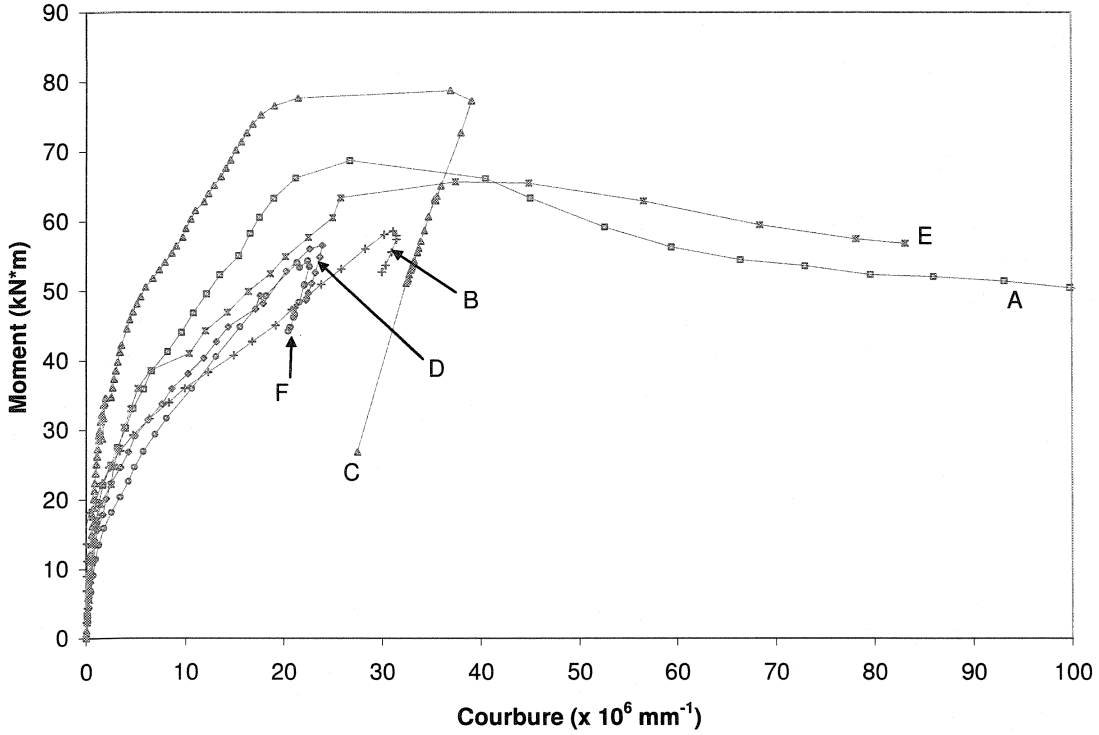


Figure 4.20 Graphique moment-courbure - dalles armées *Cavendish*

Bien sur, l'allure des courbes moment-courbure et moment-ouverture de fissure (figure 4.21) est identique puisque la fissure est proportionnelle à la courbure. C'est cette relation que nous tentons d'établir au chapitre 5 en se basant sur les résultats d'essais présentés dans le présent chapitre.

Il est difficile d'expliquer la différence des résultats de l'essai C face aux autres essais. Aussi, la présence de la fissure principale à 45 degrés,alors que l'on aurait pu s'attendre à une fissure verticale, combinée à une capacité d'au moins 20 % supérieure aux autres essais nous poussent à rejeter l'essai C

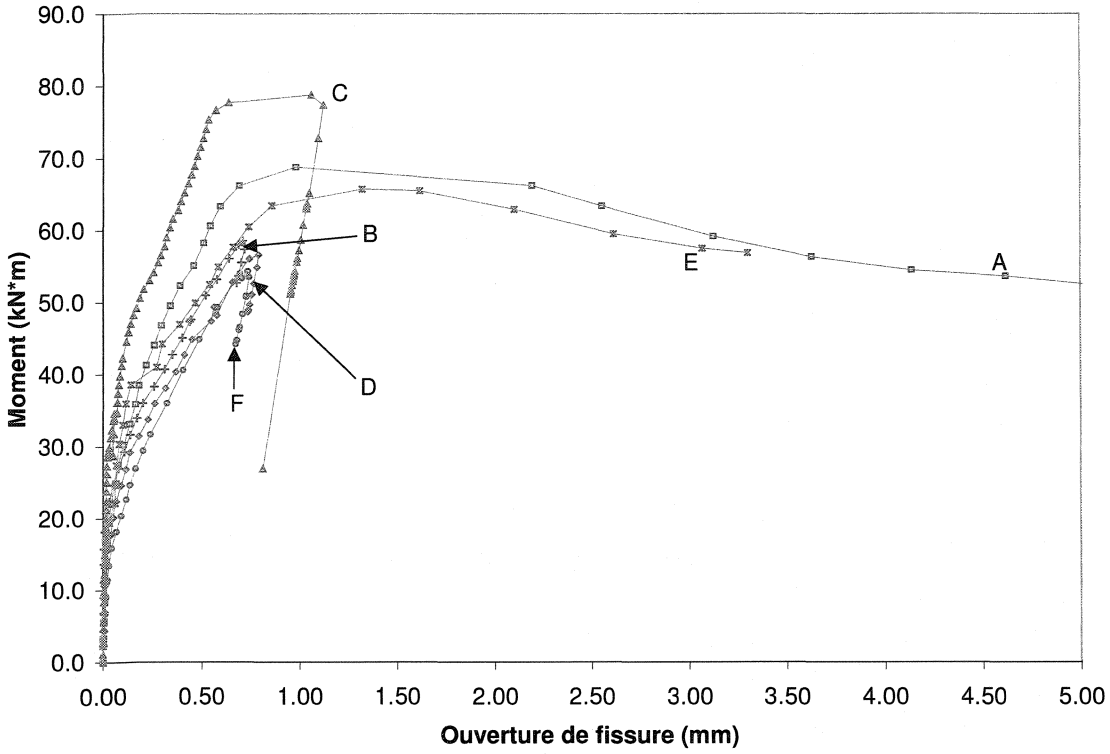


Figure 4.21 Graphique moment-ouverture de fissure - dalles armées *Cavendish*

4.2.2 Série *Conditions de chantier*

Quatre spécimens de dalle sont fabriqués pour cette série. Une de ces dalles est armée de 2 barres 15M (spécimen D1). De plus, un spécimen provenant de Bélanger (2000) n'ayant pas été testé est inclus dans cette section. Ce spécimen (BF-11) a été fabriqué dans les mêmes conditions que ceux de la présente série. Il ne contient pas d'acier d'armature et le BRF utilisé est de spécification identique, bien que les essais de TU ont démontré une différence marquée du comportement en traction des deux bétons. Les

résultats des ces essais sont présentés aux figures 4.22, 4.23 et 4.24, présentant respectivement à l'ordonnée la flèche, la courbure et l'ouverture de fissure.

Considérons d'abord les spécimens non armés. Ces essais sur dalles de BRF non armés se veulent des essais de caractérisation pleine échelle. La dispersion ainsi obtenue devrait donc représenter la variabilité réelle d'une dalle de pont en BRF.

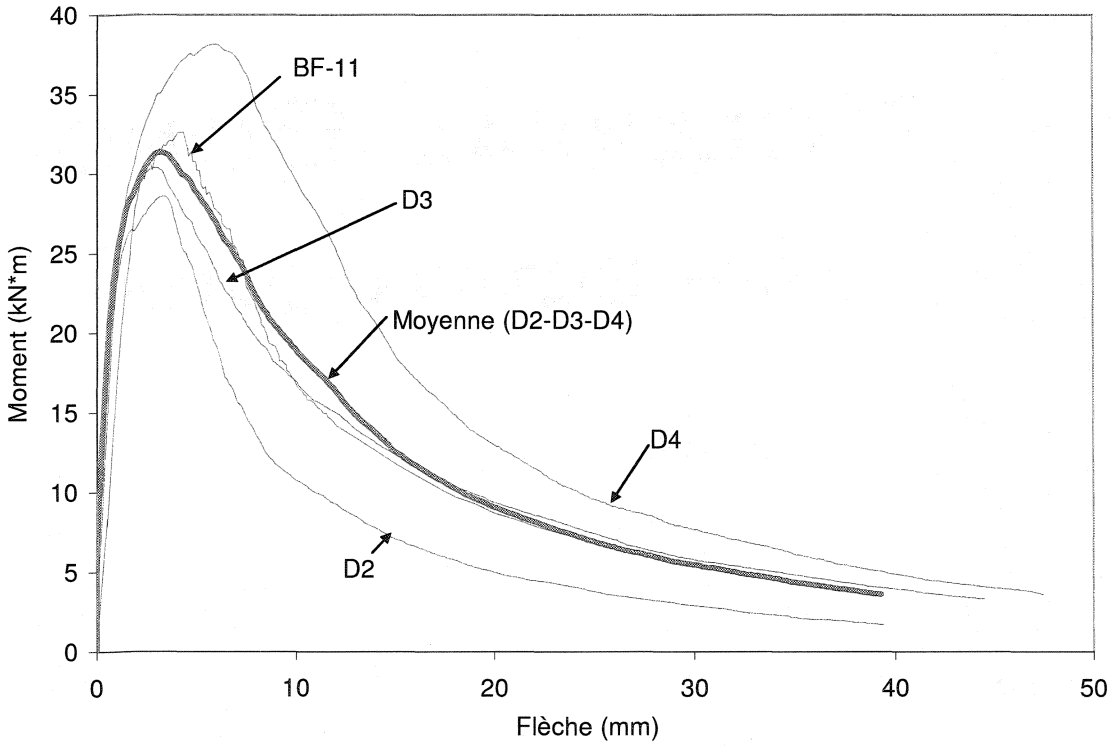


Figure 4.22 Graphique moment-flèche - dalles non armées *Conditions de chantier*

Les dalles n'étant pas entaillées, la fissure principale peut se produire sur une distance assez large, possiblement à l'extérieur de la zone instrumentée. Ce fût d'ailleurs le cas pour la dalle D2. Les valeurs de courbure et de fissuration de ce spécimen doivent donc

être rejetées. La courbe moment-flèche permet toutefois d'évaluer la performance des spécimens de dalle avec confiance. Cette courbe est donc utilisée pour le calcul de l'écart type à l'aide de l'aire sous la courbe à la section 4.3.

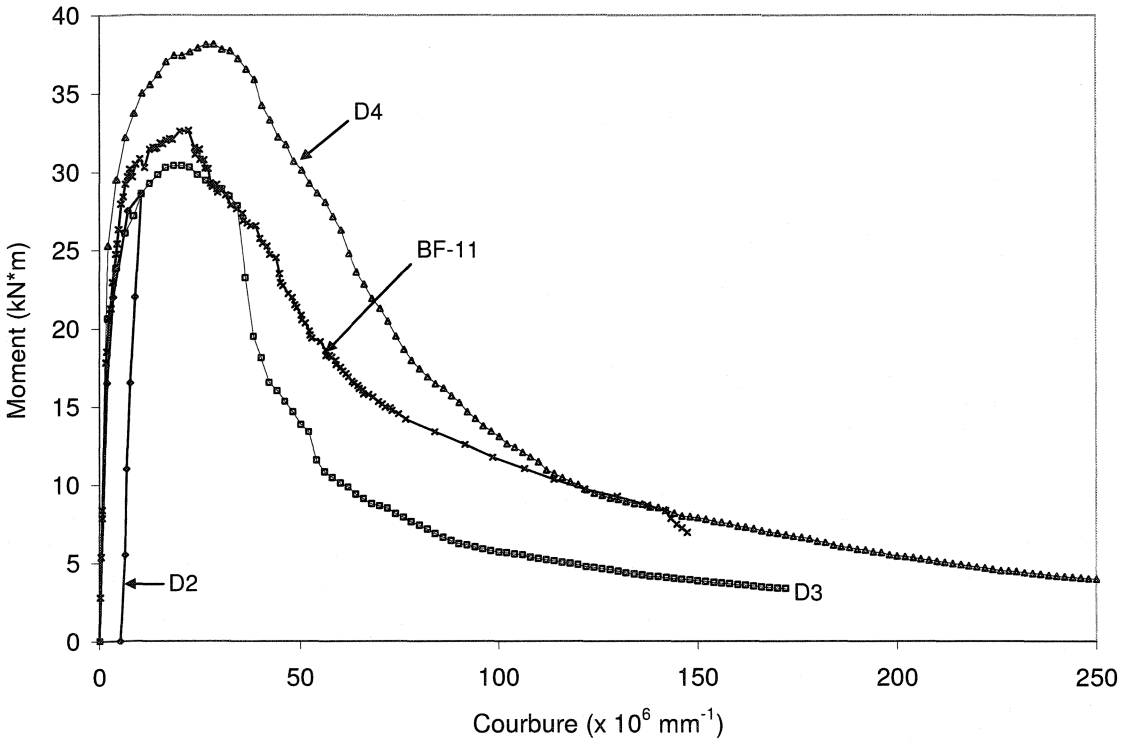


Figure 4.23 Graphique moment-courbure - dalles non armées *Conditions de chantier*

Le résultat de l'essai sur le spécimen avec barres d'armature D1 est présenté à la figure 4.25. La courbe du spécimen A de la série *Cavendish* est ajoutée pour fins de comparaison. Les résultats complets du spécimen D1 sont présentés au chapitre 5 alors que l'on traite de la relation entre la courbure et l'ouverture de fissure en présence d'acier d'armature.

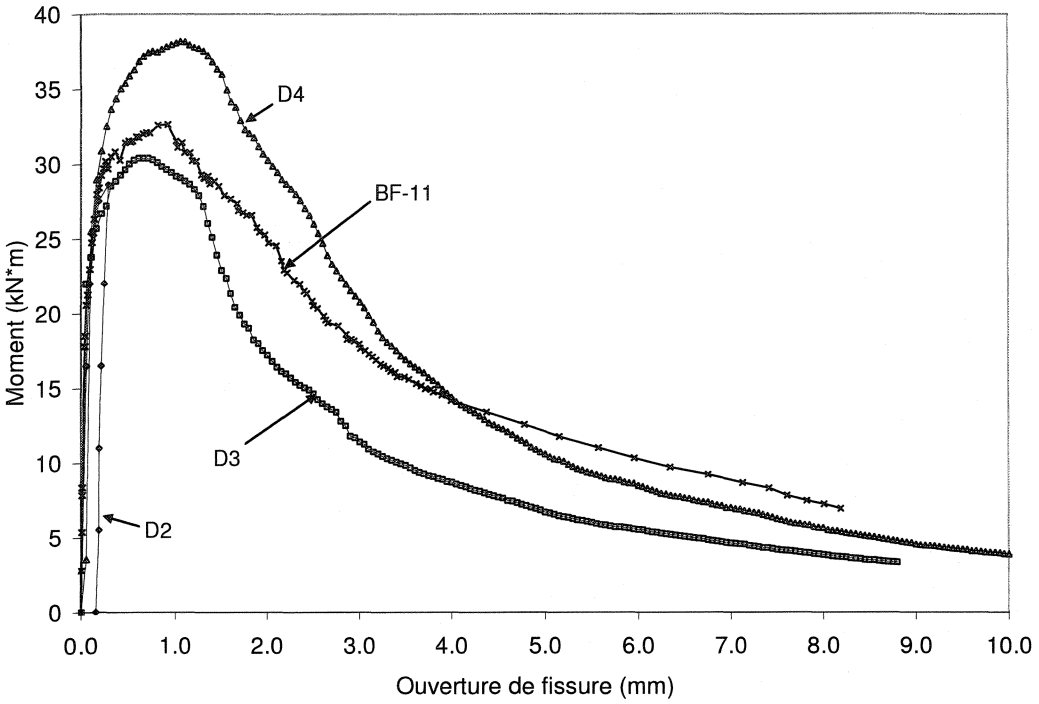


Figure 4.24 Graphique moment-ouverture de fissure - dalles non armées *Conditions de chantier*

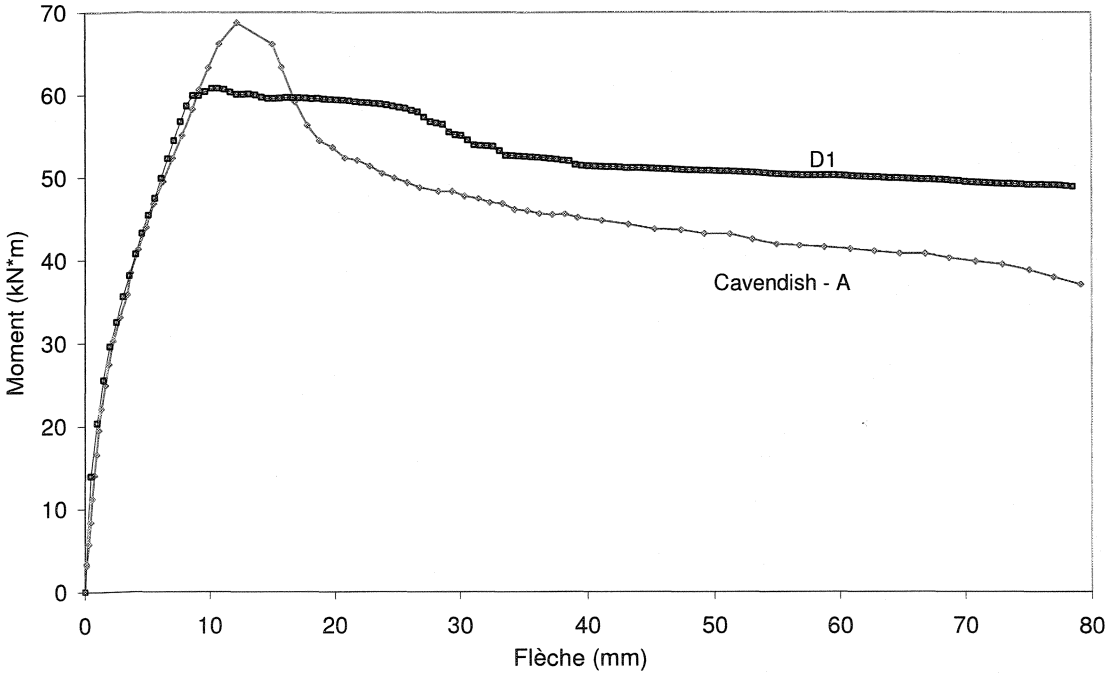


Figure 4.25 Graphique moment-flèche - dalle armée *Conditions de chantier*

4.3 Traitement Statistique

Avant de passer à l'analyse statistique des résultats expérimentaux, rappelons deux concepts évoqués précédemment : l'aire en traction d'un spécimen et l'énergie dissipée.

L'aire en traction d'un spécimen permet d'évaluer le niveau de corrélation statistique entre différents types de spécimen. On s'attend à ce que la variabilité d'un type d'essai soit proportionnelle à l'aire de BRF en traction. Lorsque cette aire est petite, cela tend à mettre en évidence et même amplifier la variabilité intrinsèque au BRF. Aussi, posant comme hypothèse de départ qu'une dalle de 500 mm par 200 mm représente un essai valide, et considérant l'aire en traction lorsque l'axe neutre est aux deux tiers de la hauteur, nous pouvons établir un nombre de spécimen requis pour les autres types de spécimens afin d'obtenir une aire en traction similaire et représentative. Les valeurs sont présentées au tableau 4.1 pour différents types d'essai.

Tableau 4.1 Aire en traction des différents types de spécimen

Type de spécimen	Aire en traction par spécimen (mm^2)	Nombre de spécimens proposé pour avoir une valeur d'essai
Dalle	66 700	1
TU	13 270	5
Prisme	15 000	3
DBM	33 335	2

Maintenant que le nombre de spécimens requis pour obtenir un essai représentatif est établi, il faut ensuite déterminer une procédure afin d'étudier la variabilité du BRF. Alors que la charge de compression maximale est utilisée pour caractériser le béton en compression, utiliser la charge ou contrainte maximale en traction (ou flexion) du BRF ne tiendrait pas compte du comportement ductile de ce matériau. Cette caractéristique est pourtant un des principaux attraits des BRF. Aussi, plutôt que d'utiliser une valeur correspondant à un pic de capacité quelconque, c'est plutôt une appréciation de la ductilité du BRF qui sera utilisée aux fins de l'analyse statistique : une quantité d'énergie dissipée.

4.3.1 Calcul des quantités d'énergie dissipée

L'aire sous une portion de la courbe σ-w est calculée pour chacun des spécimens (figure 4.26). Ceci correspond à une quantité d'énergie dissipée appelée W_f.

$$W_f = \int_0^{w_m} \sigma_w(w)\, dw \tag{4.2}$$

Une valeur de 2 mm pour w_m est suggérée par le comité RILEM TC 162-TDF (2001a). Pour fins de comparaison, des valeurs de w_m de 1.0, 1.5 et 2.0 mm sont utilisés pour le calcul de l'énergie dissipée W_f de tous les spécimens de TU. Une fois les valeurs de W_f

obtenues, la moyenne, l'écart type et le coefficient de variation des énergies dissipées peuvent être calculés pour chacune des séries.

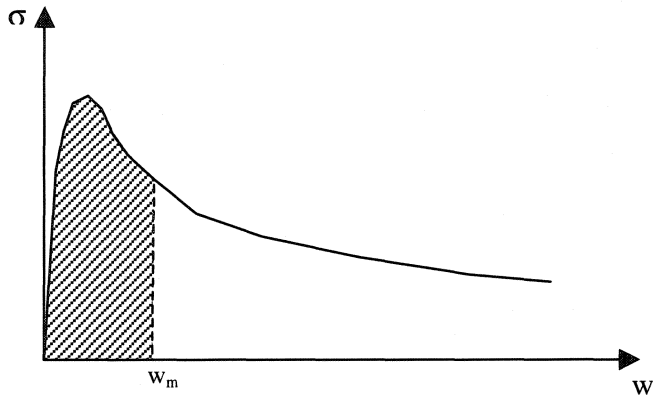


Figure 4.26 Énergie dissipée W_f (aire sous la courbe)

Rappelons que pour une série de n valeurs x_i, la moyenne (μ), l'écart-type (s) et le coefficient de variation (V) sont calculés ainsi :

$$\mu = \frac{\sum x_i}{n} \tag{4.3}$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum x_i^{\,2} - \frac{\left(\sum x_i\right)^2}{n}}{n-1}} \tag{4.4}$$

$$V = \frac{s}{\mu} \tag{4.5}$$

Seuls les spécimens provenant de la série *Conditions de chantier* sont utilisés pour l'analyse statistique. Les différents paramètres statistiques sont calculés à partir des valeurs d'énergie dissipée pour chacun des essais et chacune des valeurs de w_m. Les spécimens sont regroupés selon le type d'essai et selon le nombre de spécimen requis par essai proposé au tableau 4.1.

La plupart des spécimens de cette série ont été obtenus par sciage. Le regroupement des spécimens est d'abord effectué en regroupant les spécimens qui se trouvaient adjacents les uns aux autres avant d'être extraits. Différents regroupements aléatoires sont aussi effectués de manière à étudier l'influence des regroupements sur les résultats. Pour fins de comparaisons, l'écart-type et le coefficient de variation sont aussi calculés en considérant les valeurs de chaque spécimen individuellement.

Les quantités d'énergie dissipée des 17 spécimens de TU sont montrées au tableau 4.2. Puisque 5 spécimens sont requis pour obtenir un essai valide, nous nous retrouvons avec 3,4 essais. En regroupant les spécimens pour obtenir 3 essais valides, deux spécimens doivent donc être exclus. Ces spécimens exclus ne sont pas les mêmes pour chacun des différents regroupements. Des différents regroupements, le plus favorable et le moins favorable au niveau du coefficient de variation sont présentés au tableau 4.3. S'y retrouvent aussi un regroupement moyen, calculé en effectuant la moyenne des moyennes et des écart-types des 10 regroupements effectués.

Tableau 4.2 Quantités d'énergie dissipée pour l'essai de TU (MPa*mm)

	Valeur de w_m en mm		
Spécimen	1,0	1,5	2,0
1	0,20	0,28	0,35
2	1,15	1,45	1,69
3	0,15	0,22	0,30
4	0,26	0,42	0,60
5	1,20	1,63	2,02
6	1,46	1,89	2,25
7	0,73	0,99	1,22
8	1,28	1,56	1,77
9	0,45	0,65	0,86
10	1,61	2,19	2,62
11	0,79	1,19	1,58
12	1,73	2,37	2,97
13	2,14	2,84	3,35
14	1,37	1,84	2,22
15	1,60	2,10	2,48
16	2,26	3,03	3,63
17	1,46	2,05	2,51

Tableau 4.3 Résultats statistiques : essais de TU (w_m = 1,0 mm)

	Spécimens individuels	Regroupement « adjacents »	Regroupement favorable	Regroupement défavorable	Moyenne des regroupements
spécimens exclus	Aucun	1 & 3	2 & 7	10 & 13	Aucun
μ	1,17	1,30	1,20	1,07	1,19
s	0,65	0,42	0,09	0,40	0,28
V	0,56	0,32	0,08	0,38	0,24

Tableau 4.4 Résultats statistiques : essais de TU (w_m = 1,5 mm)

	Spécimens individuels	Regroupement « adjacents »	Regroupement favorable	Regroupement défavorable	Moyenne des regroupements
spécimens exclus	Aucun	1 & 3	2 & 7	10 & 13	Aucun
μ	1,57	1,75	1,62	1,45	1,60
s	0,85	0,56	0,13	0,53	0,37
V	0,54	0,32	0,08	0,37	0,23

Tableau 4.5 Résultats statistiques : essais de TU (w_m = 2,0 mm)

	Spécimens individuels	Regroupement « adjacents »	Regroupement favorable	Regroupement défavorable	Moyenne des regroupements
spécimens exclus	Aucun	1 & 3	2 & 7	10 & 13	Aucun
μ	1,91	2,12	1,97	1,76	1,95
s	1,00	0,66	0,15	0,62	0,44
V	0,53	0,31	0,08	0,35	0,23

Le coefficient de variation diminue de près de 60% entre les spécimens pris individuellement et la moyenne des regroupements. Toutefois, les coefficients de variations varient peu pour les trois valeurs de w_m. Les différences de variabilité sont très grandes lorsque différents regroupements sont comparés : le regroupement défavorable ayant un coefficient de variation plus de quatre fois supérieur à celui du regroupement favorable. Rappelons que les 17 spécimens de TU ne représentent réellement que 3 essais valides.

Les tableaux 4.6 à 4.8 présentent les résultats statistiques des essais de flexion sur prismes sciés. Vingt-quatre (24) spécimens ont été testés, ce qui correspond à huit (8)

essais. Similairement aux spécimens de TU, le coefficient de variation (CV) varie peu entre différentes valeurs de w_m pour un regroupement donné. Toutefois, le CV varie sensiblement entre les différents regroupements. Pour un w_m de 1,0 mm, le CV oscille entre 0,09 et 0,20, soit un facteur 2. Les résultats pour les prismes moulés sont semblables avec un CV variant de 0,08 et 0,21 (tableau 4.9).

Tableau 4.6 Statistiques : essais de flexion sur prismes sciés (w_m = 1,0 mm)

	Spécimens individuels	Regroupement « adjacents »	Regroupement favorable	Regroupement défavorable	Moyenne des regroupements
μ	27,34	27,34	27,34	27,34	27,34
s	6,77	3,82	2,49	5,37	4,29
V	0,25	0,14	0,09	0,20	0,16

Tableau 4.7 Statistiques : essais de flexion sur prismes sciés (w_m = 1,5 mm)

	Spécimens individuels	Regroupement « adjacents »	Regroupement favorable	Regroupement défavorable	Moyenne des regroupements
μ	38,83	38,83	38,83	38,83	38,83
s	10,26	5,51	3,94	8,25	6,52
V	0,26	0,14	0,10	0,21	0,17

Tableau 4.8 Statistiques : essais de flexion sur prismes sciés (w_m = 2,0 mm)

	Spécimens individuels	Regroupement « adjacents »	Regroupement favorable	Regroupement défavorable	Moyenne des regroupements
μ	47,98	47,98	47,98	47,98	47,98
s	13,77	7,28	5,39	10,99	8,77
V	0,29	0,15	0,11	0,23	0,18

Tableau 4.9 Statistiques : essais de flexion sur prismes moulés (w_m = 1,0 mm)

	Spécimens individuels	Regroupement « adjacents »	Regroupement favorable	Regroupement défavorable	Moyenne des regroupements
μ	28,38	so	28,38	28,38	28,38
s	6,51	so	2,38	5,84	3,78
V	0,23	so	0,08	0,21	0,13

Les tableaux 4.10 à 4.13 présentent les résultats statistiques des essais de flexion sur poutre DBM. Au total douze essais ont été effectués. Toutefois, tel qu'indiqué précédemment, les valeurs d'ouverture de fissure du spécimen P3 n'ont pu être enregistrées : ce spécimen est donc rejeté et ne sera pas inclus dans le traitement statistique. De plus, la valeur maximale de *w* enregistrée pour le spécimen P12 est 1,70 mm : ce spécimen est donc exclu pour le cas w_m = 2,0 mm. Comme pour l'essai de flexion sur prisme, un facteur deux existe entre les coefficients de variation des regroupements favorable et défavorable.

Le regroupement « adjacent » pour le cas w_m = 2,0 mm, avec son CV de 3 % met en évidence l'écart qui existe entre les résultats des spécimens P11 et P12 et ceux du reste des spécimens. En effet, si le CV est recalculé pour les spécimens individuels en excluant les spécimens P11 et P12 on obtient alors des CV de 0,20, 0,21 et 0,23 pour des w_m de 1,0, 1,5 et 2,0 mm respectivement. Ceci constitue une baisse relative de l'ordre de 20%.

Tableau 4.10 Aire sous la courbe : essais de flexion sur poutre DBM

	Valeur de w_m en mm		
Spécimen	1,0	1,5	2,0
P1	43.80	61.46	76.16
P2	46.26	66.31	83.20
P4	41.80	57.84	70.00
P5	26.18	36.95	45.64
P6	55.98	83.09	107.78
P7	41.14	58.40	72.82
P8	47.94	67.35	82.60
P9	35.74	49.62	60.45
P10	51.15	71.17	86.15
P11	28.49	37.93	45.47
P12	28.64	36.96	so
μ	40.65	57.01	73.03
s	9.83	15.23	19.04
V	0.24	0.27	0.26

Tableau 4.11 Statistiques : essais de flexion sur poutre DBM (w_m = 1,0 mm)

	Spécimens individuels	Regroupement « adjacents »	Regroupement favorable	Regroupement défavorable	Moyenne des regroupements
spécimens exclus	Aucun	P4	P12	P5	Aucun
μ	40.65	40.53	41.85	42.10	41.16
s	9.83	6.86	3.87	8.76	6.60
V	0.24	0.17	0.09	0.21	0.16

Tableau 4.12 Statistiques : essais de flexion sur poutre DBM (w_m = 1,5 mm)

	Spécimens individuels	Regroupement « adjacents »	Regroupement favorable	Regroupement défavorable	Moyenne des regroupements
spécimens exclus	Aucun	P4	P12	P5	Aucun
μ	57.01	56.92	59.01	59.01	57.77
s	15.23	11.01	5.99	13.69	10.29
V	0.27	0.19	0.10	0.23	0.18

Tableau 4.13 Statistiques : essais de flexion sur poutre DBM (w_m = 2,0 mm)

	Spécimens individuels	Regroupement « adjacents »	Regroupement favorable	Regroupement défavorable	Moyenne des regroupements
spécimens exclus	Aucun	P4, P11 & P12	P12	P12	Aucun
μ	73.03	76.85	73.03	73.03	73.03
s	19.04	2.67	9.89	17.05	12.59
V	0.26	0.03	0.14	0.23	0.17

Étudions finalement les essais de flexion sur dalles. La fissure principale du spécimen de dalle D2 n'a pas été interceptée par l'instrumentation. Les valeurs d'aire sous la courbe M-w ne sont donc calculées que pour deux spécimens (Tableau 4.14). Cependant, afin d'obtenir des quantités étudiables provenant des trois spécimens, puisque statistiquement deux valeurs sont peu représentatives, des aires sous les courbes moment-flèche (M-δ) sont calculées pour des flèches correspondant approximativement aux niveaux de fissurations prédéterminés (Tableau 4.15).

Tableau 4.14 Statistiques : essais de flexion sur dalle avec courbe M-w

	w_m=1.0 mm	w_m=1.5 mm	w_m=2.0 mm
D3	27.8	41.4	51.2
D4	32.5	51.3	67.6
μ	30.18	46.32	59.39
s	3.33	7.00	11.62
V	0.11	0.15	0.20

Tableau 4.15 Statistiques : essais de flexion sur dalle avec courbe M-δ

	δ_m=3.0 mm	δ_m=5.0 mm	δ_m=10.0 mm
D2	119	207	333
D3	132	228	405
D4	134	258	553
μ	128	231	430
s	8.03	25.97	112.16
V	0.06	0.11	0.26

4.3.2 Comparaison inter-essai

Afin de comparer les types d'essais, le paramètre statistique le plus significatif est le CV. Le nombre de valeur d'essai (n_{valeur}) est aussi un paramètre important, plus que le nombre de spécimens ($n_{spécimen}$). Puisque les spécimens ne sont pas de même dimensions et sont chargés différemment, les valeurs chiffrées de moyenne et d'écart type ne sont pas intéressantes d'un point de vue comparatif entre les types d'essai. Les regroupements adjacents sont utilisés sauf dans le cas des prismes moulés pour lesquels

la moyenne des regroupements est utilisée. Pour fins de comparaison, le coefficient de variation est aussi indiqué pour l'aire sous la courbe moment flèche en considérant une flèche maximale correspondant à une fissure de 1,0 mm.

Tableau 4.16 Comparaison de la variabilité des différents types d'essai

Type d'essai	TU	Prisme scié	Prisme moulé	Poutre DBM	Poutre DBM*	Dalle
$n_{spécimen}$ /valeur	5	3	3	2	2	1
n_{valeur}	3	8	4	5	4	2 ou 3**
V (w_m=1.0)	0,32	0,14	0,13	0,17	0,04	0,11
V δ (w_m=1.0)	so	0,14	0,12	0,19	0,03	0,06

* Pour fins de comparaisons, les spécimens P11 & P12 sont ici exclus considérant leur écart significatif avec les autres spécimens discuté précédemment.
** 2 valeurs sont obtenues avec des courbes M-w et 3 sont obtenues avec des courbes M-δ.

Le tableau 4.16 met en évidence la variabilité de l'essai de TU. Le coefficient de variation de l'essai de TU est même supérieur aux CV des essais de flexion sur prismes et sur poutres lorsque les spécimens sont pris individuellement. Toutefois, si l'on veut comparer équitablement les essais de caractérisation il faut utiliser le même n_{valeur} pour tous les types d'essai, en l'occurrence 3 valeurs (voir tableau 4.17).

Ainsi, pour chacun des types d'essai on obtient une plage de CV dépendamment du regroupement de spécimen utilisé. De plus, on étudie la possibilité de prescrire 1 spécimen par valeur pour les poutres DBM. Cet exercice permet de mettre en évidence que, concernant la série d'essai à l'étude, l'essai de TU démontre une variabilité

significativement plus grande que les autres type d'essai, tous des essais de flexion. Le CV le plus sévère de l'essai sur prisme est tout de même 22% plus faible que celui de l'essai de TU. De même pour l'essai de flexion sur poutre DBM dont le pire CV ne représente que 15% du CV de l'essai de TU. De plus, même en considérant un seul spécimen par valeur d'essai sur poutre DBM, le CV reste largement inférieur à celui de l'essai de TU.

Tableau 4.17 Comparaison de la variabilité des différents types d'essai pour un même $n_{valeur} = 3$

Type d'essai	TU	Prisme scié	Prisme moulé	Poutre DBM	Poutre DBM
$n_{spécimen}$ /valeur	5	3	3	2	1
n_{valeur}	3	3	3	3	3
V (w_m=1.0)	0,32	0,02-0,25	0,01-0,25	0,02-0,05	0,03-0,18

4.3.3 Calcul des courbes caractéristiques

Pour chaque essai effectué, des courbes σ-w ou M-w sont tracées. Ces courbes sont dites des courbes de caractérisation. En effectuant la moyenne des courbes de caractérisation, une courbe moyenne représentative de tous les essais effectués est obtenue. Cette courbe moyenne ne donne toutefois aucun indice sur la variabilité des résultats. Lors de la conception d'éléments structuraux, il est primordial que la variabilité du matériau utilisé soit prise en compte. Voilà pourquoi, suite au calcul d'une courbe moyenne, il est

important de modifier cette courbe pour incorporer la variabilité des essais. On obtient alors la courbe caractéristique.

Prenons le cas de l'essai de TU. Chacune des valeurs de la courbe moyenne σ-w constitue une valeur moyenne $\sigma_{i\,moy}$. Pour en obtenir la valeur caractéristique $\sigma_{i\,k}$, il faut procéder comme suit, en connaissant le nombre d'essai (n), la constante de Student (*t*) pour l'intervalle de confiance choisi et l'écart type (s) ou le coefficient de variation (V) (ACI, 1994):

$$\sigma_{ik} = \sigma_{imoy} - \frac{t \cdot s}{\sqrt{n}} = \sigma_{imoy}\left(1 - \frac{t \cdot V}{\sqrt{n}}\right) \tag{4.6}$$

En considérant une probabilité de 1% d'avoir une valeur de test inférieure à la valeur caractéristique, i.e. une valeur t de 2.33 (ACI, 1994), l'équation 4.6 devient alors :

$$\sigma_{ik} = \sigma_{imoy} - \frac{2.33 \cdot s}{\sqrt{n}} = \sigma_{imoy}\left(1 - \frac{2.33 \cdot V}{\sqrt{n}}\right) \tag{4.7}$$

En utilisant le coefficient de variation, cela correspond donc à appliquer un coefficient de réduction (R_k) à l'abscisse de la courbe moyenne.

$$R_k = \left(1 - \frac{2.33 \cdot V}{\sqrt{n}}\right) \tag{4.8}$$

Par exemple pour la courbe de TU, R_k se trouve à être :

$$R_k = \left(1 - \frac{2.33 \cdot 0.32}{\sqrt{3}}\right) = 1 - 1.35 \cdot 0.32 = 0.566$$

De la même manière, le facteur de réduction est calculé pour chacun des essais, toujours en considérant une probabilité de 1% d'avoir une valeur de test inférieure à la valeur caractéristique (Tableau 4.18).

Tableau 4.18 Facteur de réduction R_k pour chacun des essais de caractérisation

Type d'essai	TU	Prisme scié	Prisme moulé	Poutre DBM	Poutre DBM*	Dalle
n_{valeur}	3	8	4	5	4	2
V (w_m=1.0)	0,32	0,14	0,13	0,17	0,04	0,11
R_k	0,566	0,885	0,849	0,823	0,953	0,819

* Pour fins de comparaisons, les spécimens P11 & P12 sont ici exclus considérant leur écart significatif avec les autres spécimens discuté précédemment.

Les facteurs R_k du tableau 4.18 permettent de constater l'écart statistique entre l'essai de TU et le reste des essais de caractérisation. Lorsque les spécimens douteux P11 et P12 sont exclus pour les poutres DBM, le degré de confiance est très grand à 95,3%. Alors que le degré de confiance de l'essai de TU n'est que de 56,6%. L'essai de flexion sur prismes présente aussi un degré de confiance élevé avec 88,5% et 84,9% pour les

prismes sciés et moulés respectivement. L'écart entre ces derniers est surtout attribuable au nombre plus élevé de valeur d'essai (n) dans le cas des prismes sciés.

4.4 Sommaire

Les résultats des essais de TU de deux des trois séries d'essais, *Conditions de chantier* et *Préliminaire*, sont sensiblement plus faibles que ceux de la série *Cavendish* et que les résultats obtenus par Bélanger (2000). Pourtant les bétons sont à toute fin pratique les mêmes. Bien que l'essai de TU semble avoir une variabilité intrinsèque, cela ne suffit pas pour expliquer l'écart important entre les séries d'essais. Il est fort probable que l'écart ait été introduit par une fabrication inadéquate des spécimens qui ont été par erreur compacté à l'aide d'une aiguille vibrante.

Concernant les TU de la série de *Conditions de chantier*, la possibilité de vibration excessive menant à un comportement non représentatif des spécimens de TU semble être confirmée par les spécimens de poutre DBM P11 et P12 qui sont significativement plus faibles que les autres. Or ces spécimens se trouvaient adjacents au bloc de béton d'où proviennent les spécimens de TU.

Dans le cas des essais *Préliminaires*, le faible nombre de spécimens tend à diminuer sa valeur statistique et ne permet pas de véritable conclusion, sinon que les faibles

dimensions de l'élément d'où proviennent les carottes le rendaient sensible à la vibration excessive et autre vices de placement.

Les essais de flexion sur prisme ont permis de constater et de quantifier l'effet de paroi, mettant en évidence des gains post-pic appréciables. De plus, les résultats de la série *Optimisation* ont confirmé le phénomène de saturation en fibres, en affichant des gains très significatifs si le dosage passe de 60 kg/m^3 à 80 kg/m^3, alors que le passage de 80 kg/m^3 à 100 kg/m^3 n'est que peu concluant.

Les essais de flexion, sur prisme ou sur poutre, sont beaucoup plus faciles à réaliser que l'essai de TU. L'utilisation du cadre de mesure de courbure s'est avérée très satisfaisante du point de vue précision des mesures et a permis de rendre encore plus conviviale et efficace la procédure expérimentale.

Finalement, l'analyse statistique et le calcul des facteurs de réduction caractéristique démontrent que l'essai de flexion sur prisme est très stable statistiquement avec des R_k (0,885-0,849) supérieurs à l'essai de flexion sur dalle (0,819), qui sert de base de référence. L'essai de flexion sur poutre affiche un R_k satisfaisant (0,823) lorsque les spécimens douteux P11 et P12 sont inclus mais grimpe à 0,953 lorsqu'ils sont exclus. Le calcul a aussi été effectué en considérant un seul spécimen par valeur d'essai sur poutre et considérant la pire combinaison de trois spécimens adjacents, le facteur de réduction R_k est 0,758 ce qui représente une différence de 7% avec l'essai de flexion sur dalle.

4.5 Recommandations

Il est évident que l'essai de TU est statistiquement moins intéressant que les autres essais de caractérisation. Toutefois, seul cet essai permet d'obtenir directement la relation σ-w. Suite à l'analyse statistique effectuée dans ce chapitre, il ne semble pas sécuritaire d'utiliser directement la variabilité obtenue à partir d'essais de flexion sur prisme RILEM ou sur poutre DBM, tel qu'envisagé précédemment dans ce mémoire. Cette approche ne tiendrait pas compte de la part de variabilité attribuable directement au type d'essai utilisé, soit un essai de flexion ou de TU.

Cette part de variabilité, imputable à l'essai lui-même et non au matériau, est mise en évidence par l'écart statistique important entre l'essais de TU et les différents essais de flexion, alors que ceux-ci sont statistiquement équivalents. Donc, plutôt que d'appliquer directement des valeurs statistiques découlant d'un autre type d'essai, il serait préférable d'établir une corrélation entre la variabilité de l'essai de TU et des essais de flexion. Par exemple, le coefficient de variation de l'essai TU est approximativement le double de ceux obtenus avec les essais de flexion. Cela nécessiterait bien sur de plus amples recherches, mais permettrait tout de même de limiter le nombre d'essais de TU au minimum pour obtenir la moyenne, puis utiliser n'importe lequel des essai de flexion pour effectuer l'analyse statistique, en utilisant les facteurs de corrélations appropriés, en l'occurrence un facteur deux concernant le coefficient de variation.

En effet, une fois l'aire en traction uniformisée, les différents types d'essai de flexion ont une variabilité similaire. Le choix du type d'essai se fera alors en fonction des atouts de chacun. Si le nombre de spécimen doit être limité au stricte minimum, alors l'essai de flexion sur poutre DBM est préférable, surtout en considérant qu'un spécimen correspond à un essai. Toutefois, pour faciliter les manipulations et si la capacité de la presse est limitée, l'essai de flexion sur prisme RILEM permet d'obtenir des résultats statistiquement équivalent, moyennant un nombre de spécimens significativement plus élevé. Aussi, puisque les résultats sont pratiquement identiques avec les courbes P-w et P-δ, le montage expérimental s'en trouve simplifié puisque, peu importe le type d'essai de flexion choisi, l'instrumentation pour la flèche est significativement plus facile que pour l'ouverture de fissure.

CHAPITRE 5: LOGICIEL M-PSI

5.1 Hypothèses et méthodologie

Un logiciel nommé M-Psi a été développé afin de permettre le design en flexion d'éléments en BRF avec ou sans armature. Ce logiciel procède par analyse de section. La section étudiée est divisée en tranches et l'équilibre des forces est trouvé pour différentes valeurs de déformations à la fibre supérieure ε_{haut}. L'équilibre des forces est trouvé en itérant sur la déformation à la fibre inférieure ε_{bas}.

Pour chaque valeur de ε_{haut} le logiciel calcule le moment (M) développé par la section, la courbure (ψ) de la section ainsi que l'ouverture de la fissure (w). M-Psi permet donc de simuler un essai de flexion (figure 5.1). Il est alors possible de connaître la capacité et le comportement post-fissuration de l'élément étudié.

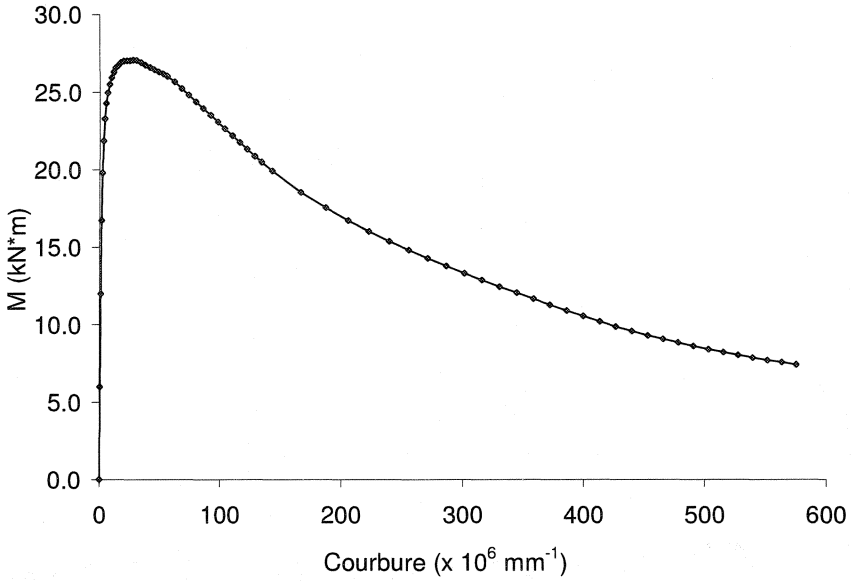


Figure 5.1 Exemple de relation moment courbure calculée par le logiciel M-Psi

5.1.1 Relation w (ψ)

Le calcul de w à partir de la déformation porte certaines difficultés et plusieurs chercheurs s'y sont déjà intéressés. Le logiciel M-Psi permet à l'utilisateur de choisir entre 3 approches différentes de calcul de w : Casanova-Rossi (1996), Casanova-Rossi modifiée et Stang & Olesen (2000).

La méthode Casanova-Rossi utilise les relations cinématiques avancées par Casanova (1996). Rappelons que l'apparition d'une fissure vient perturber le comportement élastique d'une poutre sur une certaine distance de part et d'autre de cette fissure. Cette zone affectée par la fissure (ZA) constitue une rotule non linéaire. La méthode

Casanova-Rossi suppose une variation parabolique de la courbure entre la limite de la ZA et le droit de la fissure. La courbure moyenne dans cette zone est alors utilisée pour déterminer la rotation θ (voir figure 5.2). On suppose alors que les parois de la fissure restent parallèles aux plans limites de la ZA. L'angle d'ouverture de la fissure est donc égal à la rotation de la zone plastifiée.

$$\theta = (\psi_m + 2\,\psi_e)/3 * ZA/2 \tag{5.1}$$

$$w = 2 * h_{fiss} * \theta \tag{5.2}$$

Le choix de la dimension de la ZA a une grande influence sur le comportement du modèle numérique. L'analyse paramétrique effectuée à la section 5.2 le démontre. La valeur de la ZA dans la méthode Casanova-Rossi est supposée égale à deux fois la profondeur de la fissure (h_{fiss}). Elle varie donc avec l'évolution de la relation moment-courbure (M-ψ).

Il est proposé dans la présente étude de modifier la méthode Casanova-Rossi. La méthode Casanova-Rossi modifiée utilise les mêmes hypothèses que la méthode originale. Toutefois, la valeur de la zone affectée est spécifiée par l'utilisateur et reste constante pour toutes les valeurs de courbure. Ceci permet d'étudier l'influence de ce paramètre sur les résultats obtenus. Nous assumons ainsi que la ZA soit fonction du matériau et non de l'état de fissuration.

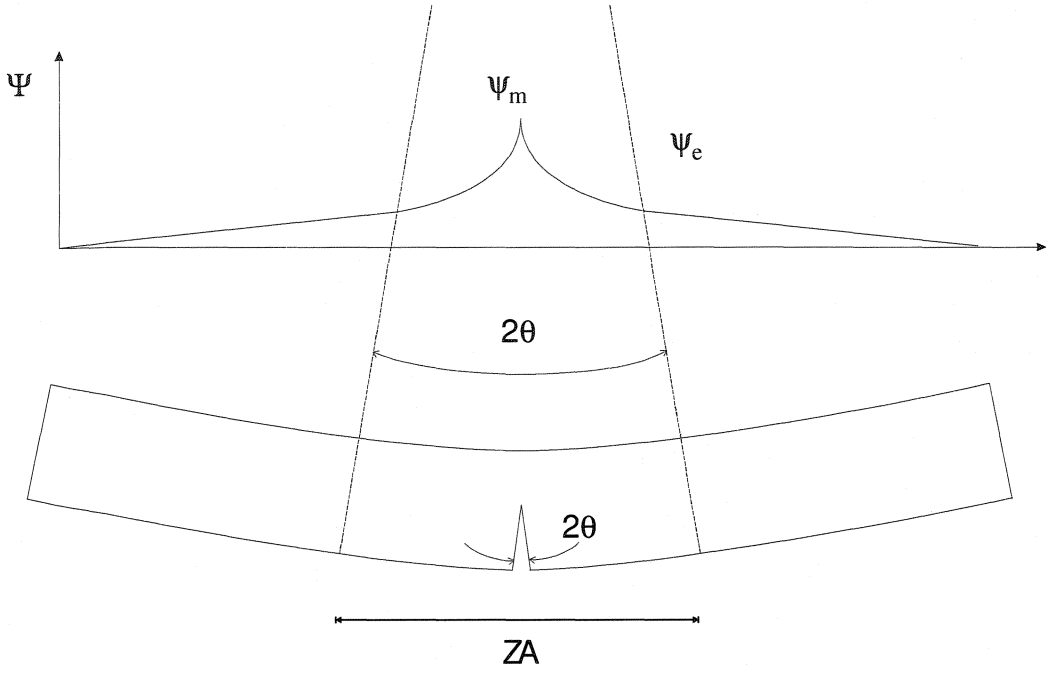


Figure 5.2 Modélisation de la zone autour de la macrofissuration pour une charge appliquée à mi-portée

En effet, dans le cas de BRF sans armature, la valeur de la ZA par la fissuration ne devrait pas dépasser la longueur de la fibre utilisée. Au delà des fibres impliquées dans la macrofissure, on peut supposer que le béton a un comportement élastique. Ainsi, la valeur de la ZA ne dépendrait pas de la hauteur de la fissure mais plutôt de la géométrie de la fibre.

Notons que les travaux de Casanova portaient sur des prismes de petite taille et non sur des éléments structuraux.

Selon Stang & Olesen (2000), la courbure associée à la ZA devrait être celle au droit de la fissure. La valeur de la ZA est spécifiée par l'utilisateur. On obtient alors pour la rotation :

$$\theta = \psi_m * ZA/2 \tag{5.3}$$

5.1.2 Calcul du moment

Le logiciel M-Psi procède par incrément de ε_{haut}. Pour chaque incrément, on trouve l'équilibre par itérations en variant ε_{bas}. La section étudiée est divisée en tranches horizontales. La valeur de ε associée à chacune des tranches est déterminée automatiquement. La contrainte associée à cet état de déformation est alors calculée. Le logiciel M-Psi utilise les courbes σ–ε et/ou σ-w spécifiées par l'utilisateur pour le béton et l'acier. Lorsque l'équilibre est atteint, le moment développé par la section est calculé en faisant la somme des moments par rapport à la fibre supérieure produit par chaque tranche.

5.1.3 Calcul de la flèche

Une fois la relation M-ψ établie, on peut procéder au calcul de la flèche. La flèche est calculée selon la méthode de la poutre conjuguée. Pour intégrer numériquement, on divise la poutre en *n* segments longitudinaux. L'usager doit spécifier la valeur de *n* à

utiliser, toutefois une valeur de 5 est proposée par défaut. Les trois cas de chargement proposés pour le calcul de la flèche sont présentés à la figure 5.3.

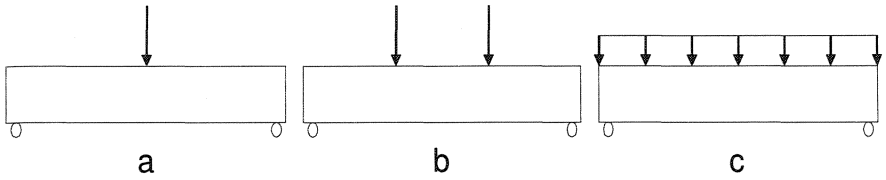


Figure 5.3 Cas de chargement inclus dans M-Psi

La réponse M-ψ donnée par M-Psi (figure 5.1) correspond à différentes valeurs de moment à mi-portée. Le moment maximal au pic correspond à la capacité M_r de la section. Le calcul de la flèche se fait pour différentes valeurs de moment variant de 0 à M_r. Chaque valeur de moment correspond à un point sur le graphique M-Δ.

Le calcul de la flèche avant d'avoir atteint le pic (pré-pic) est différent du calcul post-pic. Cette différence s'explique par l'apparition d'une macrofissure dominante, qui contrôle la relation post-pic alors que les autres fissures se referment. La courbure de la ZA continue alors d'augmenter tandis qu'on suppose que la courbure du reste de la poutre diminue linéairement vers zéro à partir de la valeur maximale atteinte pour cette partie de la poutre.

La première étape pour le calcul de la flèche est de déterminer le diagramme de moment de la poutre, sachant la valeur du moment à mi-portée et le type de chargement. Ensuite, on trouve la valeur de la courbure correspondante pour chacun des *n* segments de la poutre. Si le pic n'a pas été atteint, tous les segments suivent la courbe M-ψ. Si le pic est dépassé, alors seule la ZA suit la courbe M-ψ tandis que les autres segments suivent une descente linéaire vers zéro à partir de leur valeur maximale respective de courbure.

Une fois la courbure connue pour les *n* segments de la poutre, on applique la méthode de la poutre conjuguée. Ces valeurs de courbure sont appliquées comme chargement et le moment à mi-portée ainsi obtenu correspond à la flèche à mi-portée.

L'influence de la valeur donnée à la ZA sur le calcul de flèche est évidente. Une fois le pic atteint, la courbure de la ZA devient très grande comparativement au reste de la poutre. Ainsi, une ZA trop large surestime la flèche post-pic puisque dans ce cas l'apport de la courbure de la ZA est très grand comparativement aux autres segments de la poutre. L'écart s'accroît à mesure que la courbure de la ZA progresse. La flèche pré-pic ne sera toutefois pratiquement pas influencée puisque tous les segments de la poutre suivent la même relation M-ψ avant l'apparition de la rotule.

5.2 Analyse Paramétrique

5.2.1 Ouverture de fissure et courbure

On compte trois paramètres principaux dans le logiciel M-Psi qui peuvent avoir une influence sur les résultats : la largeur de la ZA, la distribution de la courbure dans la ZA et le facteur de majoration post-fissuration (FMPF). Les deux premiers ont été décrits à la section 5.1.

Le FMPF permet de majorer la résistance post-fissuration du BRF. Ceci permet de tenir compte de l'effet de paroi présenté au chapitre 2 et confirmé expérimentalement au chapitre 4. Ce facteur permet aussi de compenser une possible sous-estimation de l'essai de TU causée par la petite taille des spécimens et la variabilité qui en découle.

Afin d'évaluer l'influence de ces trois paramètres et des différents choix offerts pour chacun, quelques analyses sont effectuées. Pour ces analyses, un élément de BRF sans armature est modélisé avec une section de 500 mm x 200 mm et une portée de 2000 mm.

D'abord, comparons les trois méthodes proposées pour le calcul de w. La différence se situe principalement dans le calcul de la rotation de la rotule. Nous avons vu précédemment que la rotation dépend de la courbure associée à la rotule et aussi à la longueur de la ZA. Or la méthode Casanova-Rossi impose une ZA tandis que les 2

autres demandent à l'utilisateur de la spécifier. Une étude comparative des méthodes Stang & Olesen, Casanova-Rossi et Casanova-Rossi modifiée est effectuée en utilisant 3 différentes valeurs de ZA : hauteur (h), h/2 et longueur de la fibre (l_f). Ces choix de valeurs correspondent aux suggestions du comité Rilem TC-162 (2001) ainsi qu'à l'hypothèse émise précédemment selon laquelle la ZA se limite à la longueur des fibre. Les comparaisons des méthodes Casanova-Rossi et Stang & Olesen sont présentées aux figures 5.4 et 5.5. Notons que la relation σ-w de Bélanger (2000) est utilisée pour toutes les analyses paramétriques.

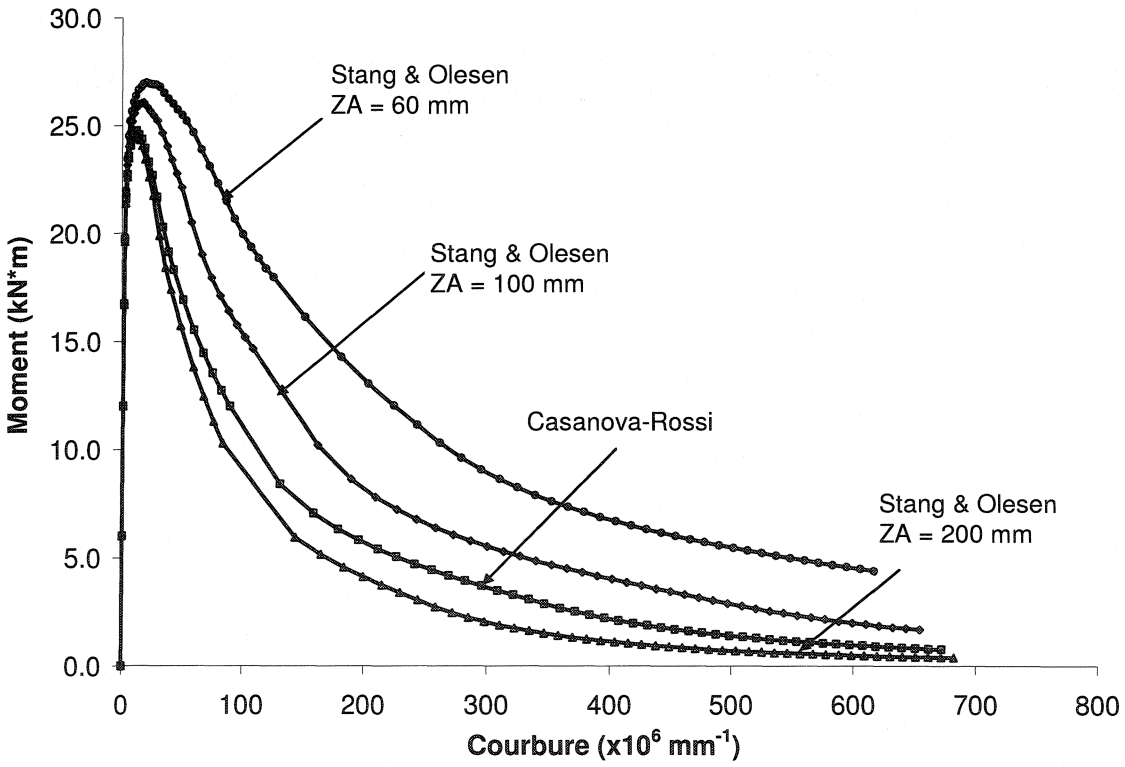


Figure 5.4 Relation moment - courbure déterminée par M-Psi selon les méthodes Stang & Olesen et Casanova – Rossi

La figure 5.4 démontre bien la relation entre la valeur de la ZA et la capacité de la section pour une courbure donnée. Tel que l'indique l'équation 5.2, w est directement proportionnelle à la rotation. Cette rotation est elle même directement proportionnelle à la ZA. Ainsi, pour une même courbure, une ZA plus petite signifie un w plus faible, la contrainte dans le BRF est alors plus grande et il en est de même pour la capacité de la section.

Alors que les courbes de la figure 5.4 sont toutes distancées les une des autres, celles de la figure 5.5 sont presque parfaitement superposées. Ainsi, la dimension de la ZA n'influence pas ou très peu la capacité de la section pour un état de fissuration donné. Toutefois, la capacité de la section, i.e. le pic, est influencée par la valeur de la ZA.

Au graphique de la figure 5.5, pour une même valeur de w, les courbures sont différentes pour des ZA différentes, ce qui implique que l'axe neutre n'est pas au même endroit. Or si le moment développé est le même pour des axes neutres différents, les forces développées dans la section doivent être différentes.

Au pic, cette différence de courbure explique qu'une ZA plus petite obtienne une meilleure capacité maximale. En effet, bien que la ZA plus petite (60 mm) atteigne sa capacité maximale pour une fissure inférieure aux autres ZA (0.18 mm versus 0.23 mm et 0.34 mm), sa courbure est plus grande. Puisque la courbure est plus grande, la

déformation en compression du béton, et donc la contrainte, sont également plus grandes. De même, un w plus petit signifie une contrainte en traction plus grande. De plus, une courbure plus grande signifie que la fissure est plus profonde et donc une plus grande partie de la section est sollicitée en traction. La position de l'axe neutre est alors plus haute dans la section, ce qui augmente le bras de levier du BRF en traction. Ainsi, les capacités maximales obtenues avec des ZA de 60, 100 et 200 mm avec la méthode de Stang & Olesen sont respectivement 27.0, 26,0 et 24.6 kN*m.

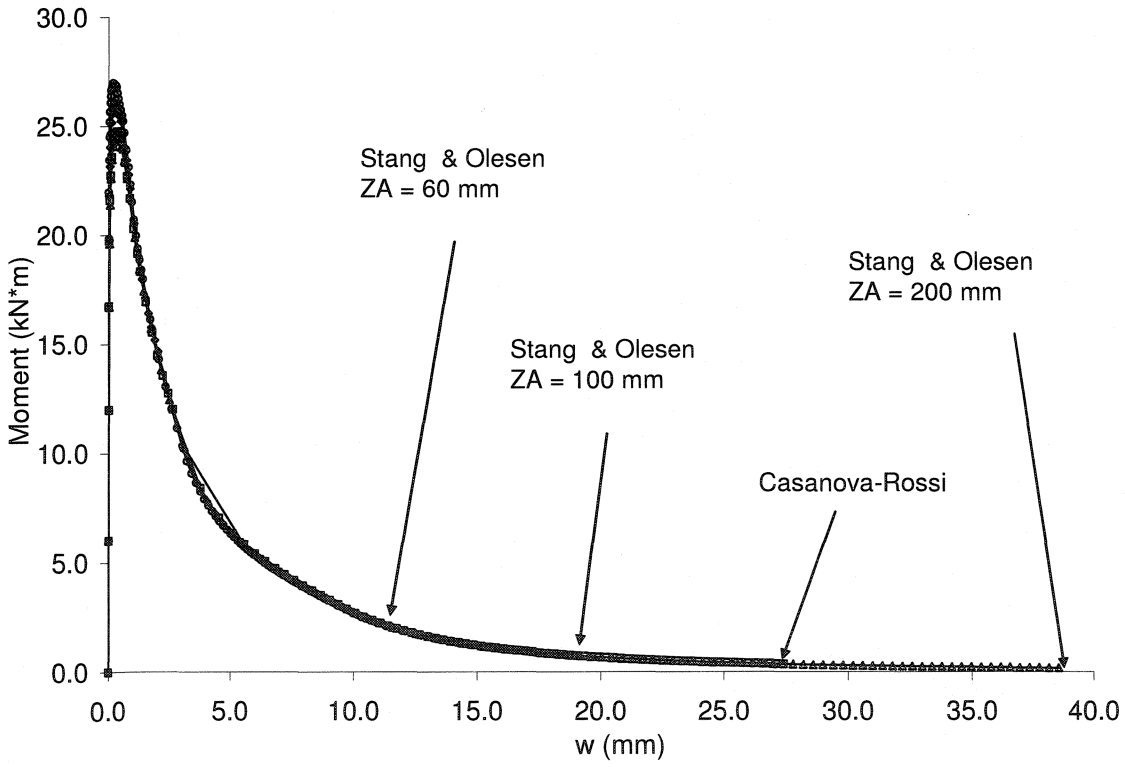


Figure 5.5 Relation moment - w déterminée par M-Psi selon les méthodes Stang & Olesen et Casanova – Rossi

Une fois le pic passé, cet écart de capacité diminue très rapidement. Les faibles différences de forces et de bras de levier s'annulent et la capacité de la section demeure la même indépendamment de la valeur de ZA utilisée. Les flèches à la figure 5.5 indiquent l'endroit où se termine la courbe spécifiée. Ceci correspond à l'état de fissuration final lorsque la déformation ultime en compression du béton (ε_{cu}) est atteinte.

Le même raisonnement s'applique à la méthode Casanova-Rossi modifiée (figures 5.6 et 5.7). Ainsi, la capacité de la section pour une courbure donnée est plus élevée lorsque la ZA est plus faible. Aussi, même si la capacité maximale atteinte diffère légèrement, les courbes suivent sensiblement la même relation M-w.

On constate aussi que pour une même ZA, Stang & Olesen donne une résistance moindre que la Casanova-Rossi modifiée. Encore une fois, la différence se trouve au niveau de la rotation. La méthode Casanova-Rossi modifiée utilise une courbure moyenne dans la ZA alors que Stang & Olesen suppose une courbure plastique pour toute la ZA. Cette dernière donnera donc un état de fissuration plus avancé et donc une capacité moindre pour une même courbure.

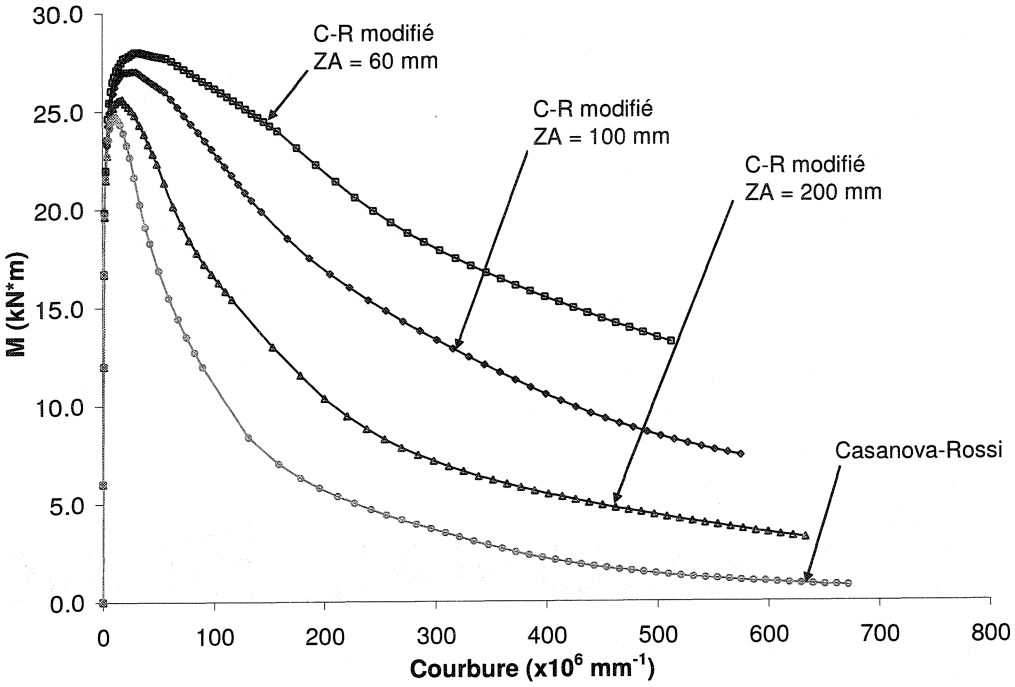


Figure 5.6 Relation moment - courbure déterminée par M-Psi selon les méthodes Casanova - Rossi modifiée et Casanova – Rossi

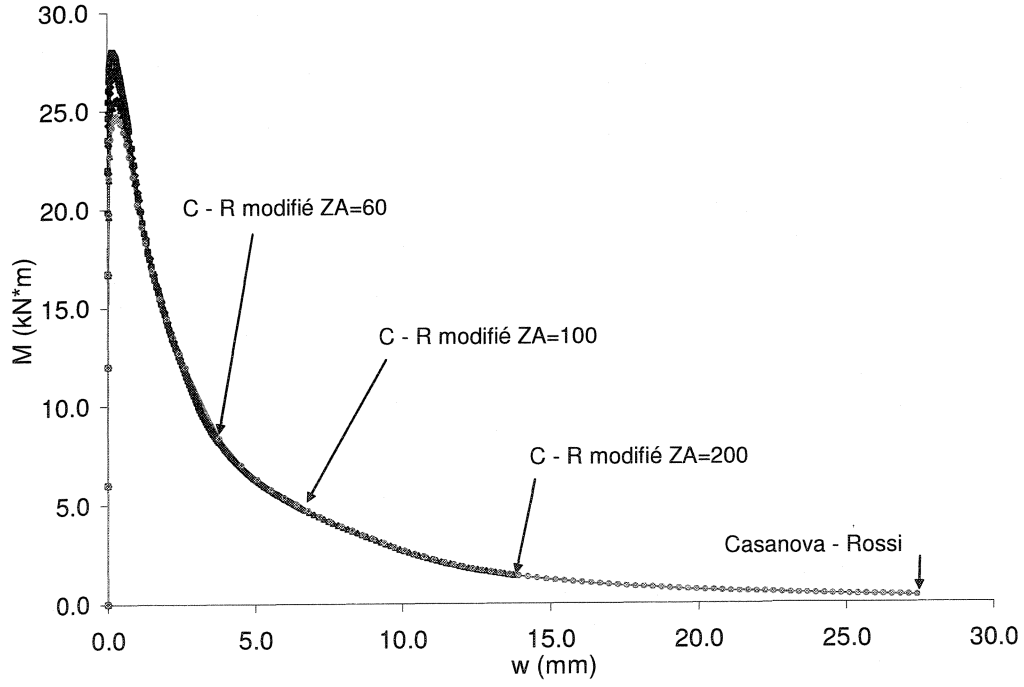


Figure 5.7 Relation moment – ouverture de fissure déterminée par M-Psi selon les méthodes Casanova - Rossi modifiée et Casanova – Rossi

La méthode Casanova-Rossi originale suppose une ZA de deux fois la profondeur de la fissure ce qui, au pic, correspond à une ZA de 279 mm pour la section étudiée. Cette valeur de ZA, qui continue d'augmenter à chaque point, est donc supérieure aux autres valeurs utilisées et explique la réponse plus faible obtenue pour chaque pas de courbure.

En observant les courbes M-w, on constate que les différentes approches suivent sensiblement la même courbe même si le pic est plus ou moins haut. Une différence notable est la valeur de w maximal atteint. Pour comprendre, reprenons les équations 5.1 et 5.2. On voit que pour un même w, et donc un même θ, plus la ZA est grande, plus la courbure sera petite. Or si la courbure est plus petite, cela signifie que nous sommes moins près de $\varepsilon_{haut} = \varepsilon_{cu}$. Voila, pourquoi une valeur de ZA plus grande obtient des valeurs situées plus loin sur la courbe M – w.

5.2.2 Calcul de la flèche

La section 5.1.3 explique la méthode utilisée par le logiciel M-Psi lors du calcul de la flèche. Puisque la flèche utilise la relation M-ψ trouvée par M-Psi, il est évident que si cette relation est erronée, alors la flèche le sera aussi. La dimension de la rotule plastique, i.e. la ZA, influe grandement le résultat du calcul de la flèche. Il faut donc être prudent dans le choix d'une valeur appropriée. En effet, la bonne relation M-ψ donnerait un résultat de flèche très douteux avec une ZA inadéquate.

La figure 5.8 montre les résultats obtenus par M-Psi avec des valeurs de ZA de 60 mm, 100 mm et 200 mm. Ces valeurs représentent respectivement la l_f, la moitié de la profondeur de la section et la profondeur totale de la section. L'influence de ce paramètre est clairement démontrée et l'on voit que, en post-pic, la flèche est proportionnelle à la valeur de ZA utilisée.

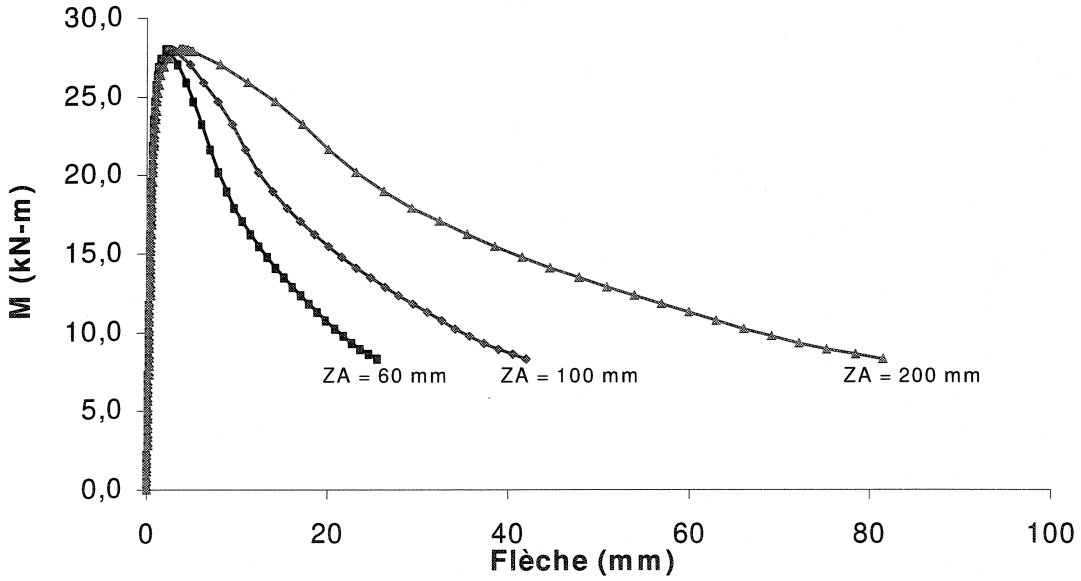


Figure 5.8 Influence de la ZA sur le calcul de la flèche

Afin de calibrer ce paramètre, les valeurs expérimentales de courbure sont utilisées pour le calcul de flèche avec M-Psi et le résultat est comparé avec les valeurs expérimentales correspondantes de flèche. De cette façon, l'exactitude de la courbure n'est pas mise en cause et on peut voir pour quelle valeur de ZA la corrélation est la meilleure.

Par exemple, on constate que pour les poutres DBM et les prismes, la ZA permettant d'obtenir avec M-Psi une courbe très près des résultats expérimentaux est de 40 mm. Si l'on tient compte de l'orientation tridimensionnelle des fibres dans le spécimen, les fibres se situant dans le plan de fissuration peuvent avoir une longueur effective variant de 0 mm (cas où la fibre est parfaitement parallèle au plan de fissuration) à l_f (cas où la fibre est parfaitement perpendiculaire au plan de fissuration). Dans ce cas-ci, l_f est de 60 mm. Il est donc probable que la longueur effective moyenne, et donc la ZA se situe justement vers 40 mm.

La mesure expérimentale de la courbure est prise sur une distance de 40 mm. La courbure obtenue est donc la courbure moyenne sur cette distance. Lorsque le logiciel M-Psi détermine une relation M-ψ, la courbure trouvée est la moyenne dans la rotule plastique, aussi appelée la zone affectée. Connaissant l'influence de la ZA sur la flèche post-pic (figure 5.8), il est possible d'évaluer si la ZA réelle correspond avec la ZA supposée.

En effet, si la ZA réelle est plus grande que la ZA supposée (40 mm dans ce cas), la flèche post-pic est sous-estimée. Les figures 5.9 et 5.10 démontrent qu'avec une ZA de 40 mm la corrélation est excellente. Il existe toutefois un décalage dans la partie pré-pic pour l'essai de flexion sur prisme à la figure 5.10. Ce décalage pourrait être attribuable à une courbure expérimentale surestimée. En effet, au niveau du calcul de la flèche par M-

Psi, la valeur de ZA n'influence que la flèche post-pic. Par contre, la courbure expérimentale obtenue est la courbure moyenne sur la plage de lecture, soit 40 mm. Si toutefois, la ZA est réellement supérieure à 40 mm, les valeurs expérimentales de courbure seront surestimées puisque la moyenne devrait être réduite en prenant une plage de lecture plus grande.

La réduction ponctuelle de l'inertie de la section causée par le trait de scie tend aussi à augmenter la valeur de la courbure expérimentale, d'autant plus que la diminution de section est proportionnellement plus importante que pour les poutres DBM. Somme toute, les résultats des figures 5.9 et 5.10 confirment que la ZA est approximativement de 40 mm pour ce BRF

Les courbes M-Δ aux figures 5.9 et 5.10 sont obtenues à partir de la même relation M-ψ mais avec des ZA différentes pour le calcul de la flèche. Ainsi plus la ZA est grande, plus la flèche sera grande. Ceci n'est toutefois vrai que lorsque la courbe M-ψ reste constante pendant que nous varions la valeur de la ZA. Or, nous savons que la courbe M-ψ varie aussi en fonction de ZA.

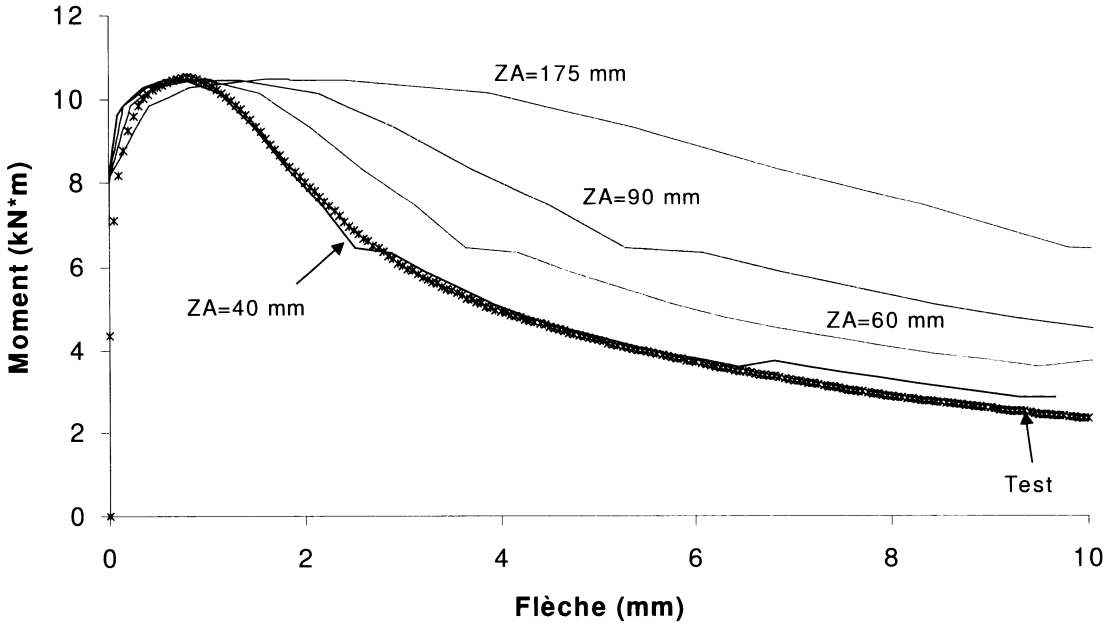


Figure 5.9 Flèche obtenue par M-Psi avec différentes ZA pour une poutre DBM @ 80kg/m^3 de fibres RC80/60

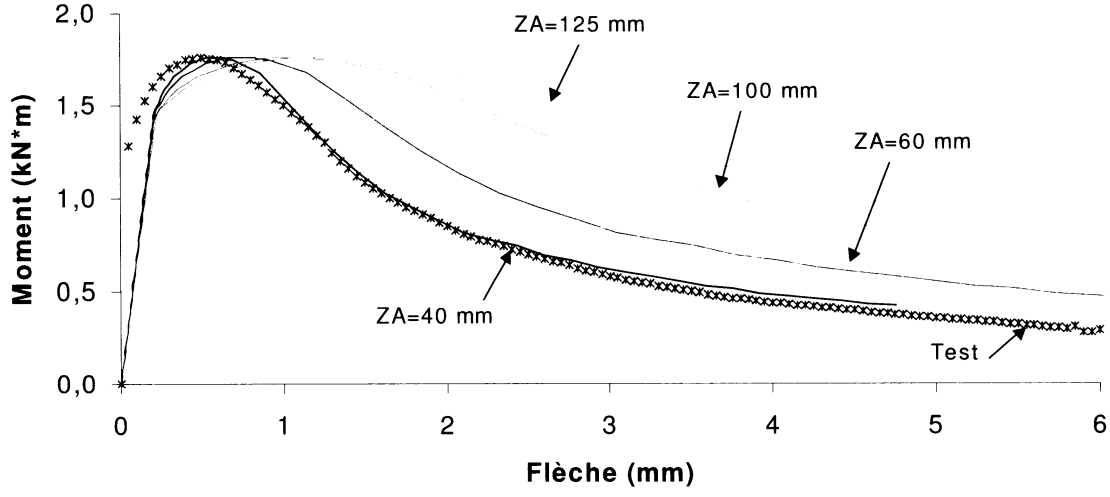


Figure 5.10 Flèche obtenue par M-Psi avec différentes ZA pour un prisme @ 80kg/m3 de fibres RC80/60

Une analyse paramétrique sur la valeur de ZA en étudiant la flèche démontre que la réponse M-Δ suit pratiquement la même courbe, indépendamment de la valeur utilisée, si la même valeurs de ZA est utilisée pour le calcul de M-ψ et M-Δ. La courbure et la flèche ayant des relations inverses avec la valeur attribuée à la ZA, un phénomène mathématique vient ainsi minimiser l'impact de cette variable.

La comparaison des différentes méthodes proposées en écartant cette variable est alors possible et se trouve à la figure 5.11. Toutefois, puisque la méthode Casanova-Rossi utilise une ZA variable pour le calcul de la courbure et que le calcul de la flèche suppose une ZA constante, la valeur de ZA choisie pour la flèche influence réellement les résultats. Pour cette méthode, une ZA moyenne de 175 mm a été choisie arbitrairement, puisque la ZA varie de 0 à 350 mm avec cette méthode.

La méthode Casanova-Rossi modifiée obtient la moins bonne corrélation globale, bien que la capacité maximale atteinte soit la plus près des résultats expérimentaux. La méthode Casanova-Rossi obtient une bonne corrélation pour des flèches supérieures à 3 mm mais ne représente pas bien le début de la courbe. De plus la capacité maximale est sous-estimée de près de 15 %. La méthode Stang & Olesen semble donner la meilleure corrélation. En effet, l'allure de la courbe est presque identique à la courbe expérimentale, la capacité maximale n'est que 5 % inférieure au résultat expérimental.

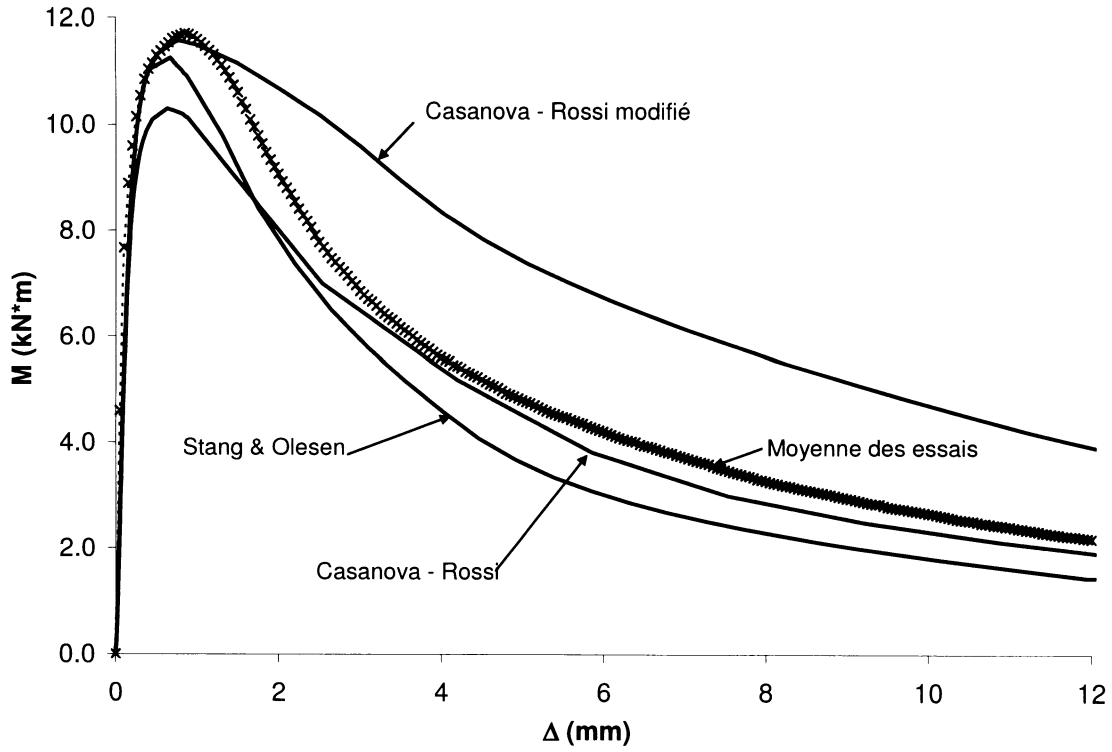


Figure 5.11 Courbes M-Δ d'une poutre DBM calculées par M-Psi et résultats expérimentaux

Pour l'étude d'éléments en BRF, la valeur de ZA utilisée pour déterminer le calcul de la flèche est théoriquement la même que celle utilisée pour la relation M-ψ puisqu'une seule fissure est présente. Par contre, s'il y a présence d'acier d'armature, une ZA plus grande est requise lors du calcul de la flèche. Lorsque le béton est armé, on constate que plusieurs fissures apparaissent le long de la poutre. Nous avons donc plusieurs rotules plastiques, tandis qu'un élément de BRF sans armature n'a qu'une fissure principale est donc une seule rotule plastique. Une ZA plus grande lors du calcul de la flèche permet de tenir compte des rotules additionnelles induites par l'acier d'armature.

Ainsi la valeur de ZA à utiliser pour le calcul de la flèche pourrait être influencée par la géométrie, principalement la portée de l'élément étudié. Toutefois, cela contrevient avec l'hypothèse émise précédemment pour les BRF non armés selon laquelle la ZA est une propriété du matériau, fonction de la longueur de fibre utilisée.

5.2.3 Facteur de majoration post-fissuration (FMPF)

Le FMPF permet de majorer la résistance post-fissuration du BRF. Ceci est utile pour des spécimens moulés où un effet de paroi peut apparaître. Le facteur est appliqué seulement pour les tranches de la section dont le béton a déjà atteint sa contrainte maximale en traction (f'_t). La contrainte associée à l'état de fissuration de la tranche de BRF est simplement multipliée par le FMPF.

En observant le graphique de la figure 5.12, on constate que pour une courbure donnée, le rapport des moments obtenus correspond presque parfaitement au FMPF.

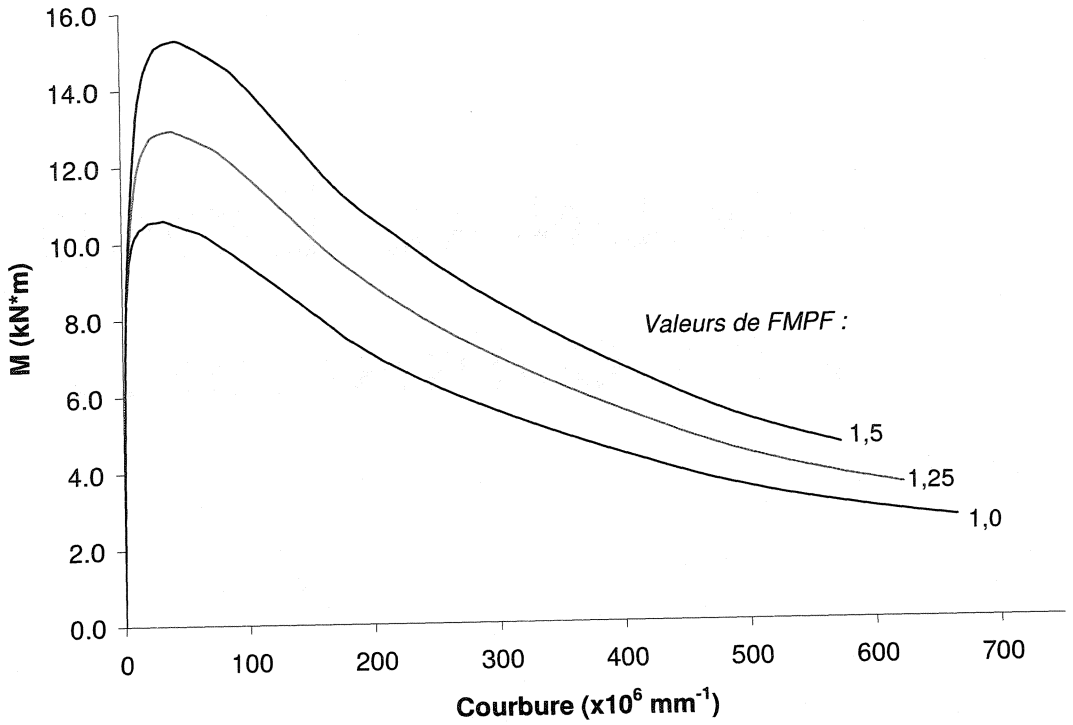


Figure 5.12 Influence du FMPF sur la courbure obtenue par M-Psi

5.3 Validation des hypothèses

Les essais réalisés dans le cadre de cette étude visent à déterminer et vérifier les relations cinématiques permettant de lier l'ouverture de fissure, la déformation dans l'acier d'armature, la contrainte dans le BRF, la courbure et la flèche à mi-portée.

Pour la validation des hypothèses, les spécimens avec 80 kg/m^3 de fibres RC80/60 sont utilisés. Ce sont les spécimens de la série *Conditions de chantier*. Cette série d'essais est choisie d'abord parce que le nombre important de spécimens testés devrait permettre une faible variabilité des résultats et aussi parce que ce même béton à déjà fait l'objet

d'étude par le passé (Bélanger, 2000). La courbe de TU utilisée pour ces analyses est celle obtenue par Bélanger (2000).

Trois géométries de spécimens ont été testées avec ce béton : des dalles de 500 mm x 200 mm de section et 2000 mm de portée, des poutres DBM de 250 mm x 175 mm de section par 1000 mm de portée et des prismes de 150 mm x 125 mm de section et 500 mm de portée. Les dalles, les poutres DBM et la majorité des prismes ont été découpées dans une dalle de grandes dimensions (voir section 3.1.3). De cette façon, tout effet de paroi est éliminé et le FMPF est donc égale à 1. Des prismes sont aussi obtenus par moulage et leur petite taille devrait favoriser cet effet de paroi. On peut donc s'attendre dans ce cas à un FMPF supérieur à 1.

Les résultats de TU de Bélanger (2000) sont préférés à ceux présentés à la section 4.1.1 pour deux raisons. D'abord, il y a la fabrication des spécimens. Tel que souligné à la section 3.2 sur la fabrication des spécimens, une vibration excessive a été observée lors de la mise en place du béton dans le grand coffrage. Comme la section de dalle d'où proviennent les spécimens de TU fût la dernière à être coulée, il est probable que cette section ait été particulièrement affectée. La seconde raison est la faible performance des spécimens de TU de la série *Conditions de chantier* (voir figure 4.4). Les résultats antérieurs obtenus pour cette composition de béton ou des BRF similaires permettent d'établir avec confiance que ces résultats ne sont pas représentatifs de ce BRF. D'ailleurs, l'observation du plan de fissuration des spécimens de TU permet de constater

que plusieurs des spécimens possèdent un nombre très limité de fibres participantes et qu'un nombre anormalement élevé de ces fibres ait une orientation approchant la parallèle au plan de fissuration.

5.3.1 Poutre DBM

La figure 5.13 présente l'analyse d'une poutre DBM avec la méthode Stang & Olesen en utilisant une ZA de 30 mm et un FMPF de 1.0. Tel que discuté précédemment, la valeur de 30 mm correspond à la projection horizontale moyenne des fibres considérant que l'orientation des fibres dans l'espace varie de 0 à 90 degrés par rapport à l'horizontale, ce qui correspond respectivement à des longueurs projetées de 60mm, i.e. la longueur de la fibre, et 0 mm lorsque la fibre est parfaitement verticale.

Les résultats ainsi obtenus avec M-Psi sont très près des résultats expérimentaux tant au niveau de la fissuration et de la courbure que de la flèche. L'écart au niveau de la courbe M-w pourrait être attribuable à la déformation élastique du béton captée par l'instrumentation lors de l'essai. Ainsi, si un traitement des données permettant d'enlever cette portion élastique était fait, la courbe expérimentale se déplacerait légèrement vers la gauche, réduisant ainsi l'écart avec le résultat produit par M-Psi. Cette méthode permet donc de bien prévoir le comportement de ce type de spécimen, tout en restant du côté sécuritaire.

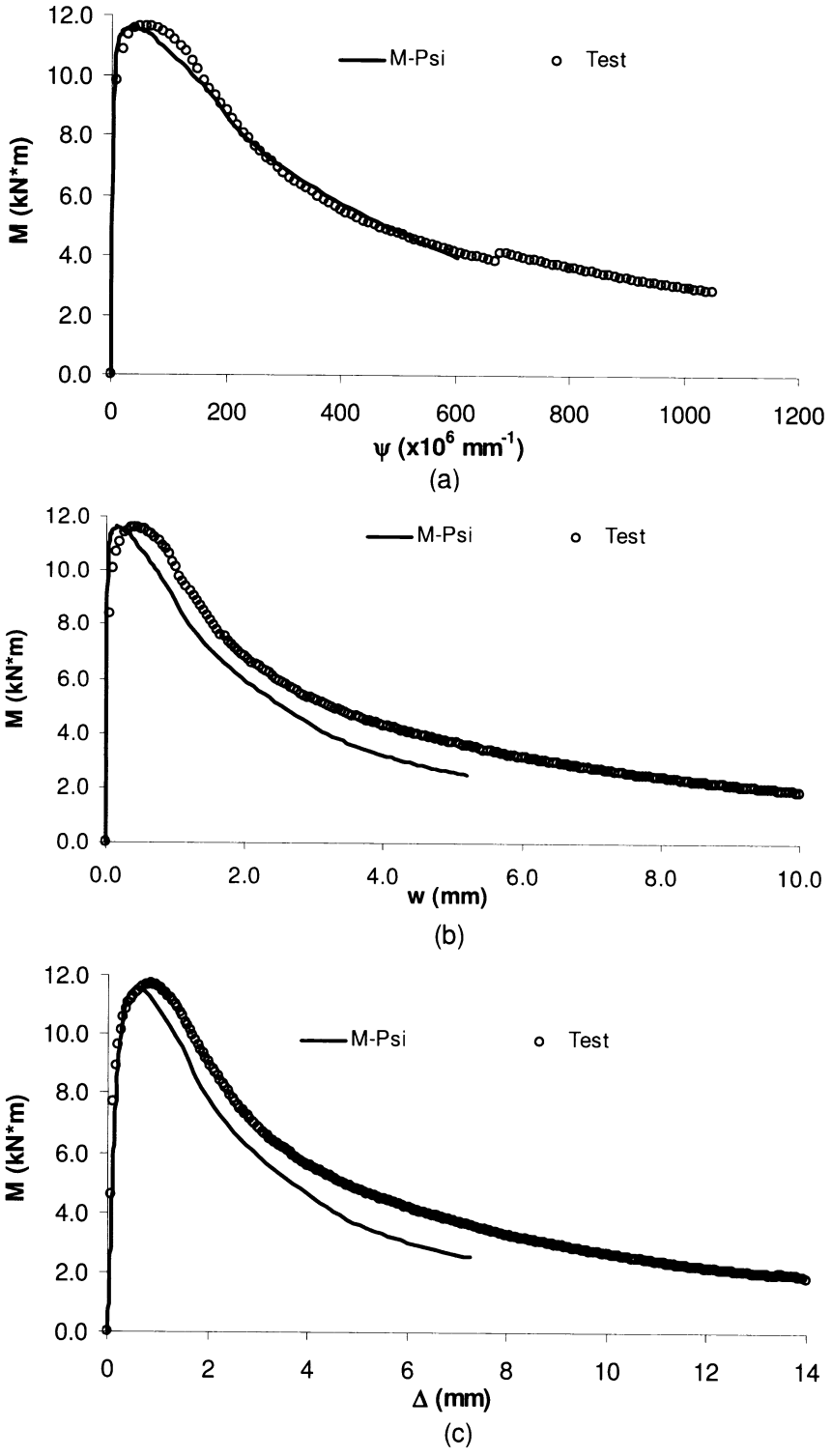


Figure 5.13 Analyse d'une poutre DBM avec M-Psi et résultats expérimentaux

Notons que si le courbure déterminée avec une ZA de 30 mm est utilisée pour le calcul de la flèche mais que la ZA utilisée pour la flèche est de 40 mm, le résultat obtenu est alors pratiquement identique à la courbe expérimentale (figure 5.14).

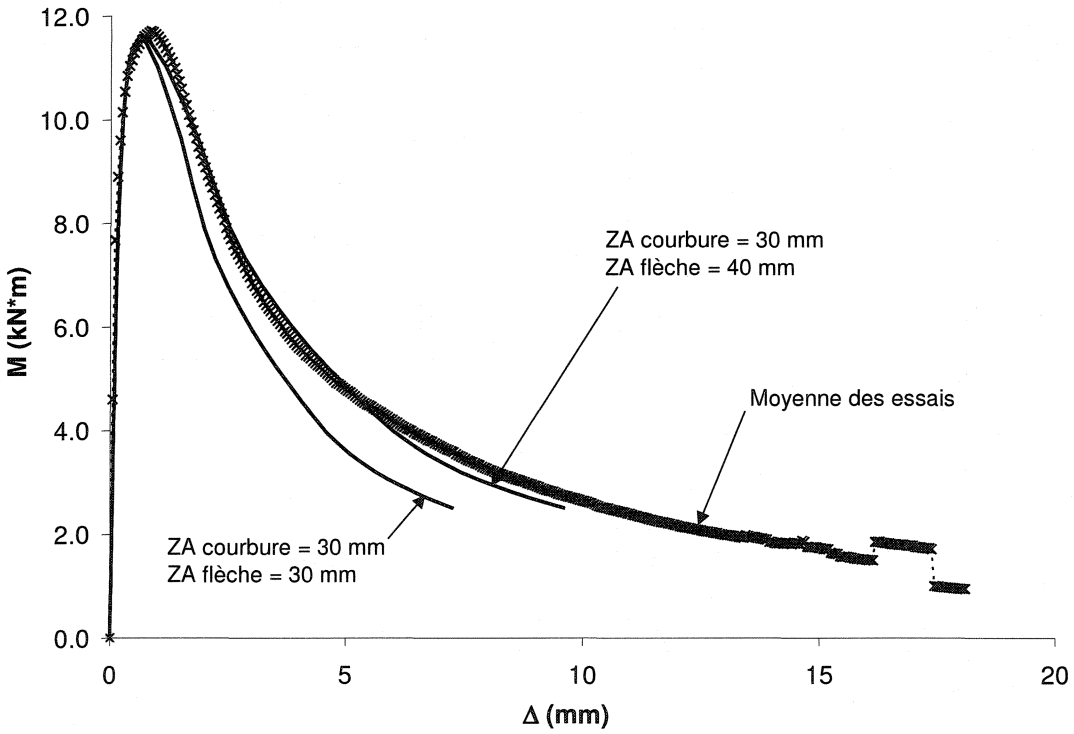


Figure 5.14 Courbes Moment-flèche de poutres DBM pour différentes ZA avec la méthode Stang & Olesen

La figure 5.15 illustre clairement que la méthode Casanova – Rossi originale n'est pas appropriée pour ce type d'élément. La version modifiée de cette méthode permet toutefois d'obtenir un résultat approchant la courbe expérimentale en considérant une dimension constante de ZA de 40 mm. Il est intéressant de remarquer que cela

correspond à la distance entre les cadres de mesure de la courbure. La courbure expérimentale obtenue est donc la courbure moyenne sur une zone centrale de 40 mm.

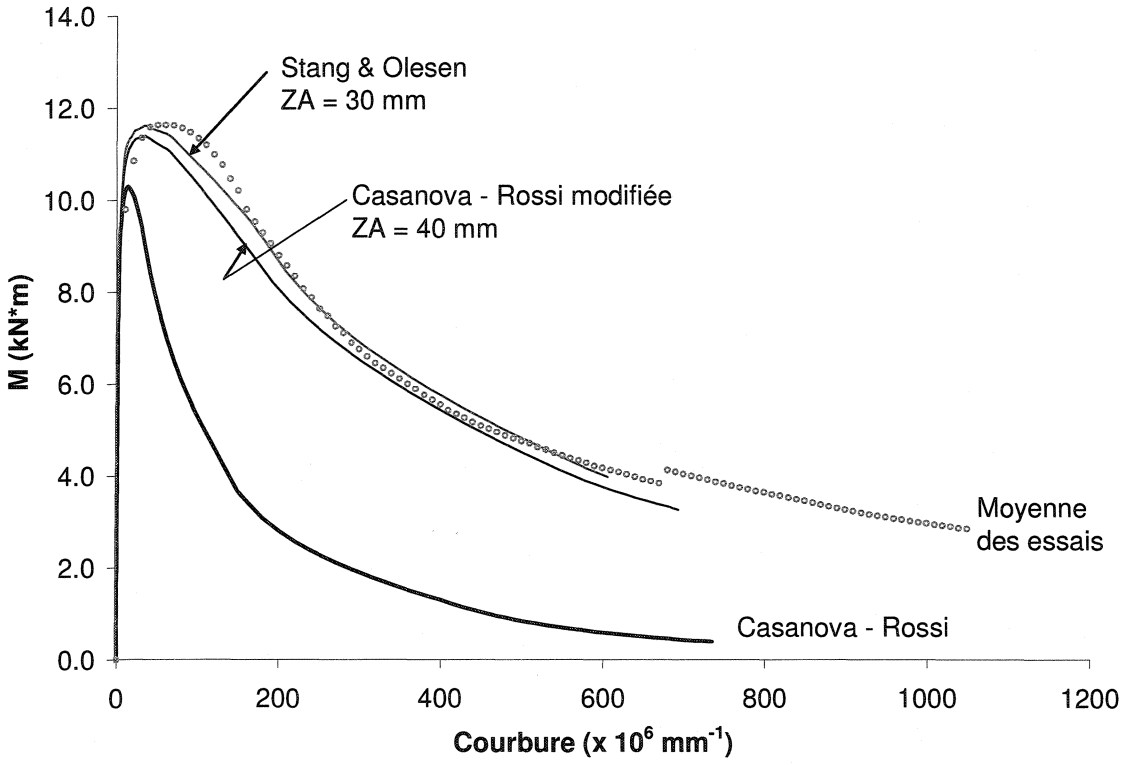


Figure 5.15 Courbes M-ψ obtenues avec les 3 méthodes proposées

La méthode Stang & Olesen permet d'obtenir un résultat encore plus près de la courbe expérimentale. Cette fois la valeur utilisée pour la dimension de la ZA est de 30 mm. Considérant que cette méthode suppose une rotation plastique sur toute la ZA, et non une moyenne pondérée comme la méthode Casanova-Rossi, il est logique que la ZA considérée soit plus petite. De plus, cette valeur est conforme à l'hypothèse déjà émise

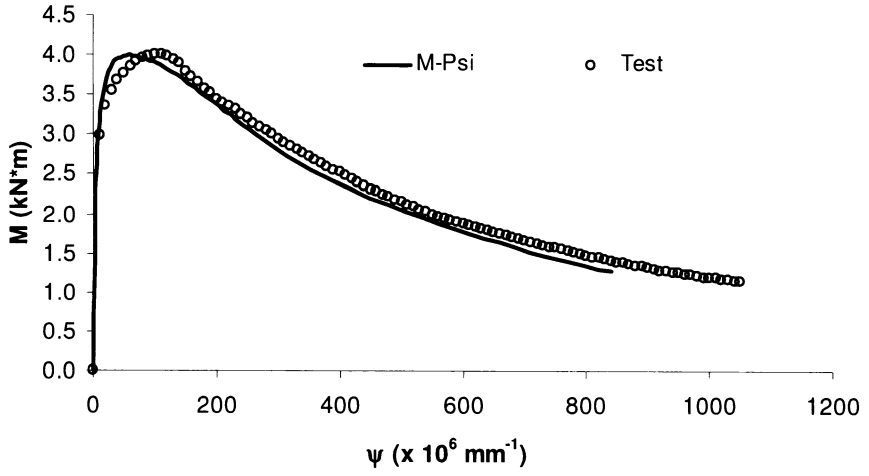
selon laquelle la longueur de la fibre est le principal facteur qui influence la dimension de la ZA.

5.3.2 Prisme moulé de type RILEM

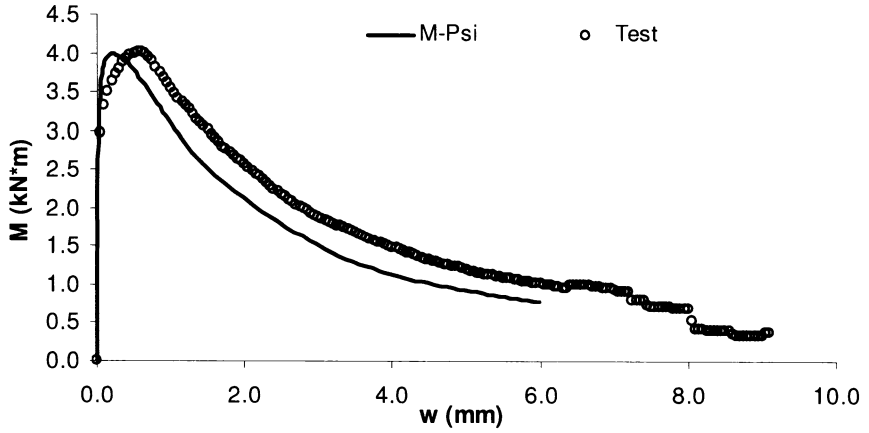
L'analyse d'un prisme moulé avec M-Psi (figure 5.16) démontre aussi une excellente corrélation. La méthode Stang & Olesen est à nouveau utilisée, mais cette fois avec une ZA de 35 mm. Un FMPF de 1.25 est utilisé afin de tenir compte de l'effet de paroi.

Une ZA de 30 mm, comme celle utilisée pour les poutres DBM, donne une courbe un peu plus haute que les résultats expérimentaux. L'utilisation d'une ZA un peu plus grande permet une meilleure corrélation et respecte le principe de l'orientation préférentielle des fibres causée par l'effet de paroi.

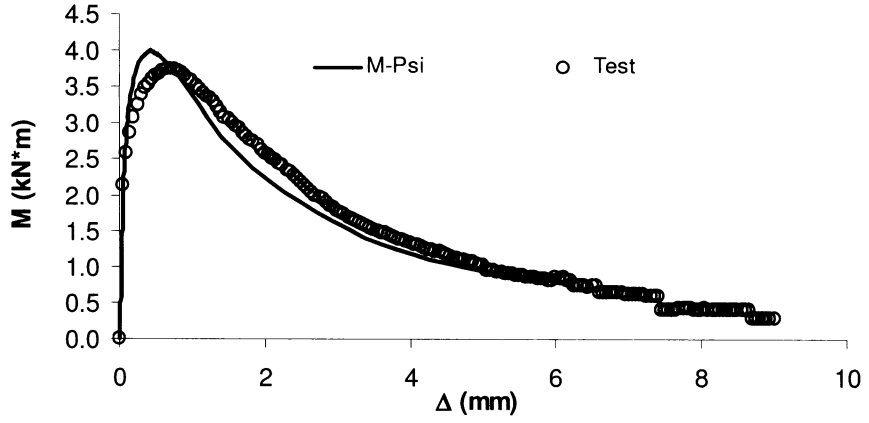
Comme pour la poutre DBM, la courbe M-w calculée par M-Psi est un peu à gauche de la courbe expérimentale. Il est probable ici aussi que cela soit attribuable à la déformation élastique du béton captée par l'instrumentation.



(a)



(b)



(c)

Figure 5.16 Analyse d'un prisme moulé avec M-Psi (méthode Stang & Olesen)

Les résultats obtenus avec les autres méthodes apparaissent aux figures 5.17 et 5.18. Le FMPF est toujours de 1,25. Encore une fois la courbe M-ψ obtenue avec Casanova–Rossi est loin du résultat expérimental, alors que les méthodes Casanova-Rossi modifiée et Stang & Olesen fournissent des courbes très près du résultat expérimental.

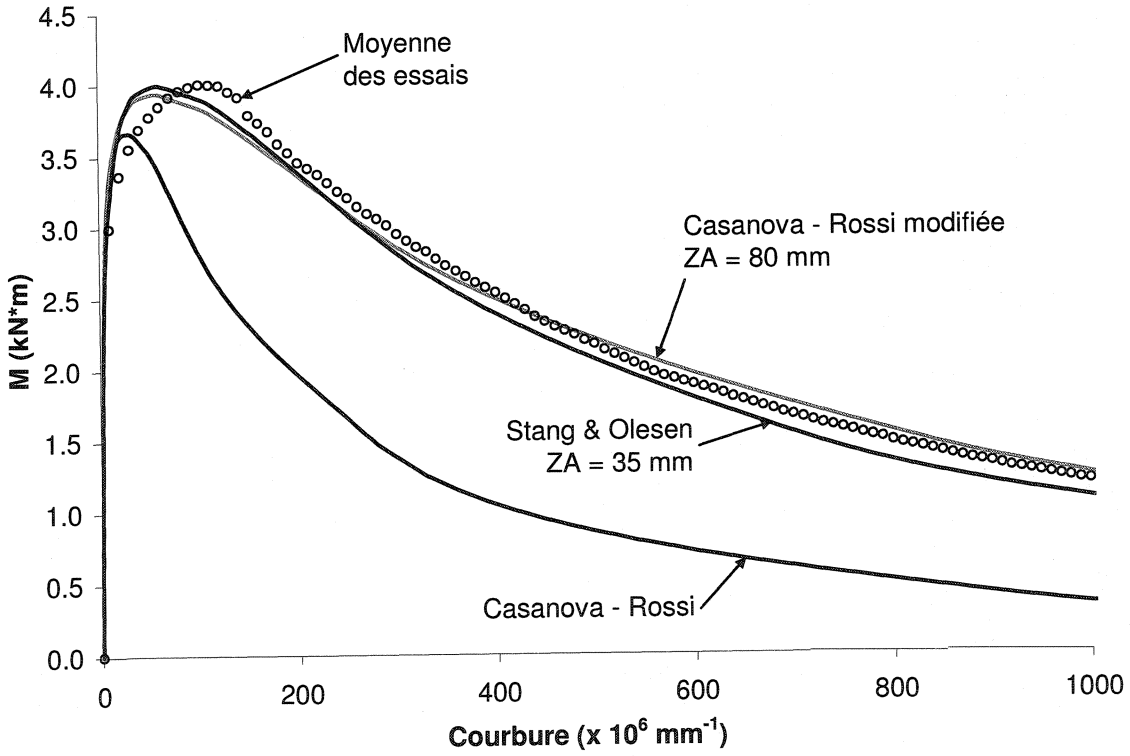


Figure 5.17 Courbes M-ψ d'un prisme moulé calculées par M-Psi

Comme dans le cas de la poutre DBM, la méthode Casanova-Rossi modifiée obtient la meilleure corrélation, au niveau de la courbure, avec une ZA de 80 mm. Toutefois, comme dans le cas de la poutre DBM, la courbe M-Δ associée à cette ZA est loin de bien

représenter le comportement de l'élément (figure 5.18). Par contre, la méthode Stang & Olesen permet une bonne corrélation tant au niveau de la courbure que de la flèche en utilisant la même valeur de ZA pour les deux courbes.

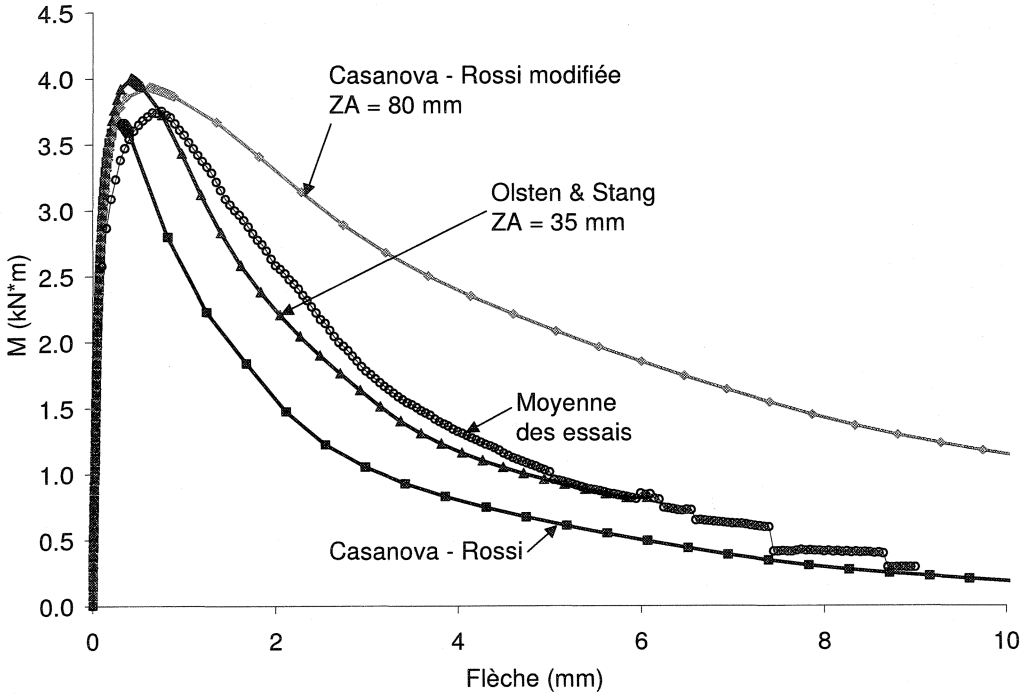


Figure 5.18 Courbes M-Δ d'un prisme moulé calculées par M-Psi

La courbe M-Δ de la moyenne des essais n'affiche pas le même moment maximal que les courbes M-ψ et M-w pour ces mêmes essais. Ceci est attribuable aux spécimens M1 et M6 pour lesquels le pic est atteint à des flèches plus élevées que les autres spécimens : 5 mm et 2 mm respectivement comparativement à 0,7 mm en moyenne. Ceci est possiblement dû à une erreur d'instrumentation, i.e. un glissement des extensomètres en cours d'essai. Ainsi, les courbes M-Δ de ces spécimens sont décalées vers la droite, de

sorte que le moment maximal atteint par la courbe M-Δ de la moyenne des essais est plus faible que pour les courbes M-ψ et M-w. Aussi, la courbe M-Δ de la moyenne des essais se rapproche probablement encore plus de celle obtenue avec la méthode Stang & Olesen (figure 5.18)

5.3.3 Prisme scié de type RILEM

Le même exercice est effectué avec les prismes sciés de la série *Conditions de chantier*. Cette fois le FMPF doit être de 1,0 puisque aucun effet de paroi ne peut s'introduire. La courbe de TU de Bélanger (2000) est toujours utilisée.

Les résultats obtenus avec le logiciel M-Psi sont comparés aux résultats expérimentaux à la figure 5.19. La méthode Stang & Olesen est à nouveau privilégiée et la ZA est de 35 mm, comme pour les prismes moulés. Les figures 5.20 et 5.21 illustrent que cette fois encore, la méthode Stang & Olesen permet la meilleure corrélation.

Le moment maximal obtenu par M-Psi est significativement inférieur à la moyenne des essais. La zone du pic se trouve sous-estimée par le logiciel. Il est possible qu'une plus grande quantité de fibres se soit trouvée dans la partie de la dalle d'où proviennent les spécimens de prismes sciés. En effet, cette partie fût coulée en premier et le comptage de fibres effectué au début de la coulée indique un dosage avoisinant 100 kg/m^3.

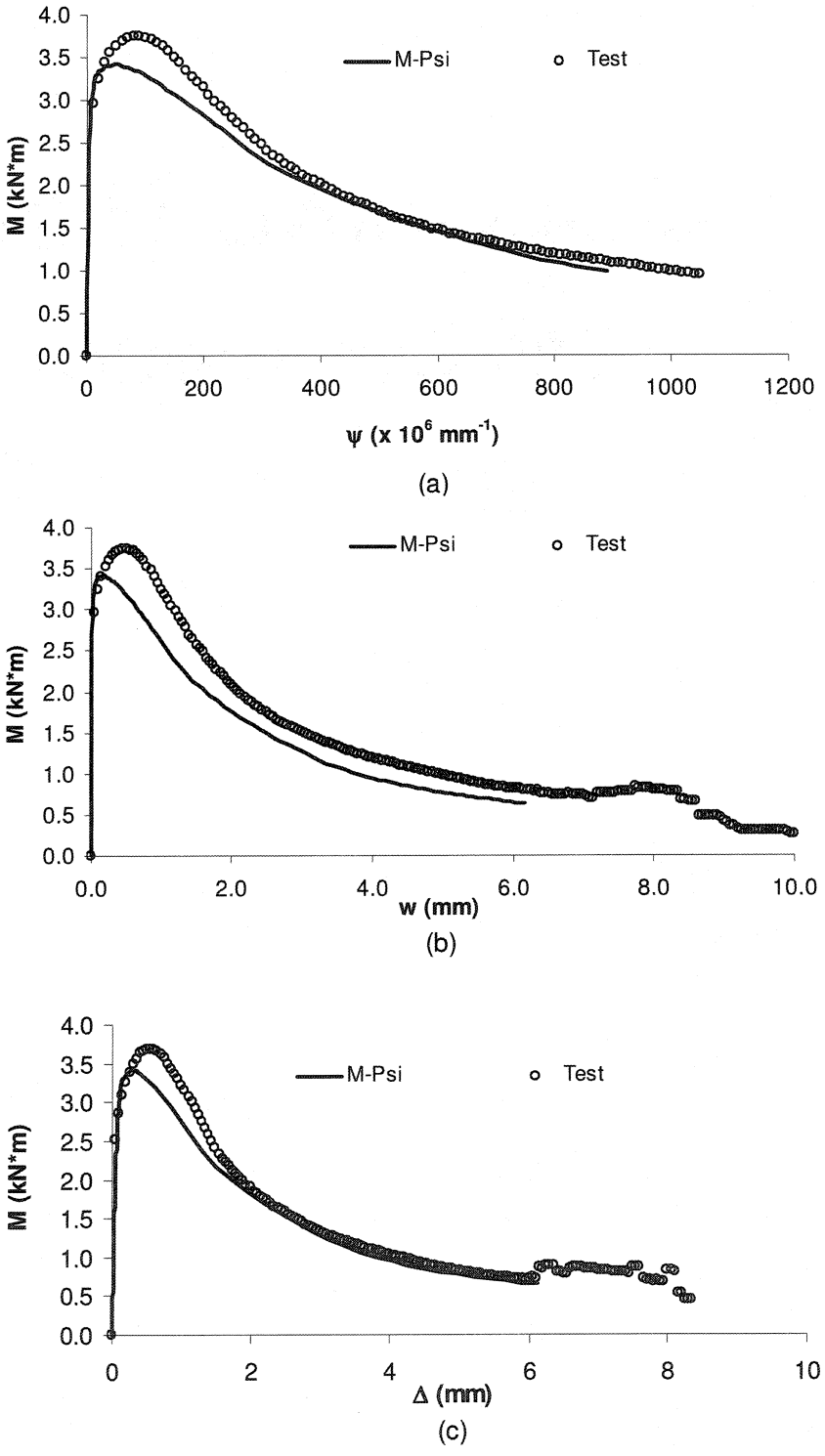


Figure 5.19 Analyse d'un prisme scié avec M-Psi (méthode Stang & Olesen)

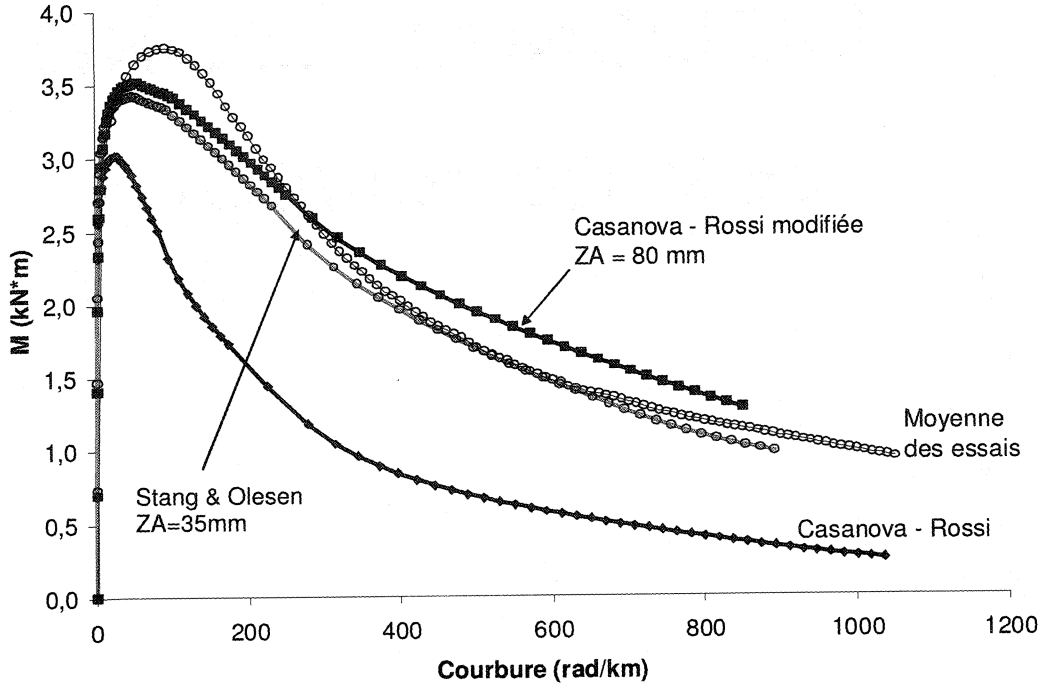


Figure 5.20 Courbes M-ψ d'un prisme scié calculées par M-Psi

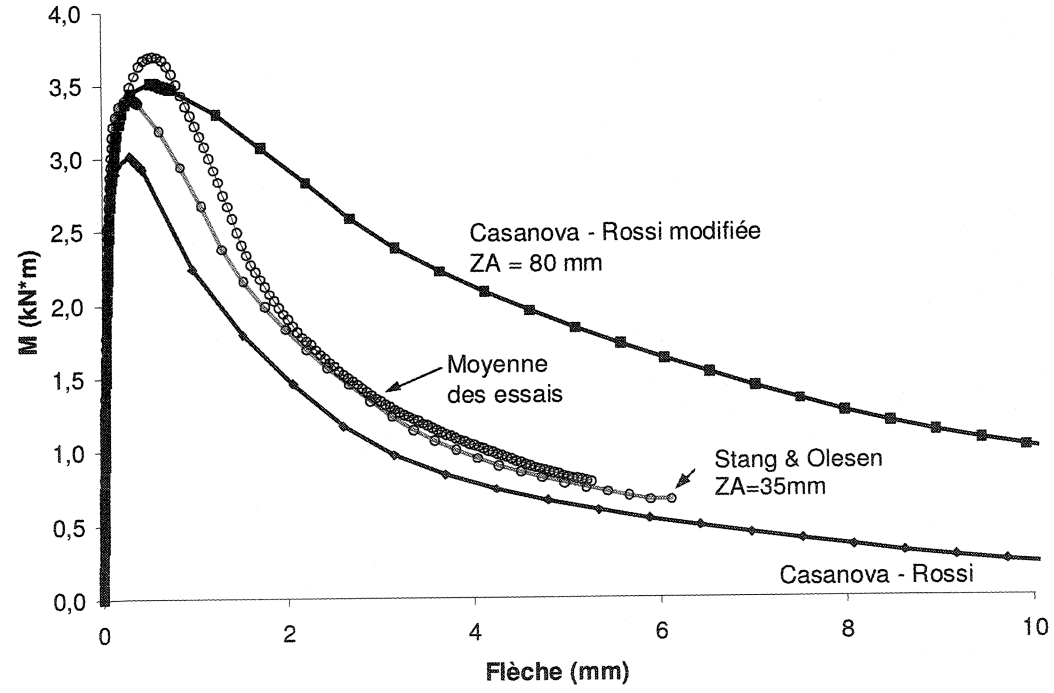


Figure 5.21 Courbes M-Δ d'un prisme scié calculées par M-Psi

5.3.4 Dalles structurales

Les trois méthodes sont illustrées aux figures 5.22 à 5.24. Une ZA de 100 mm (h/2) est utilisée pour les méthodes Casanova-Rossi modifiée et Stang & Olesen. Cette valeur est celle recommandée par Olesen (2001). Une deuxième valeur de ZA, cette fois de 35 mm, est utilisée pour Stang & Olesen puisque c'est cette valeur qui permettait les meilleures corrélations avec les autres types de spécimens.

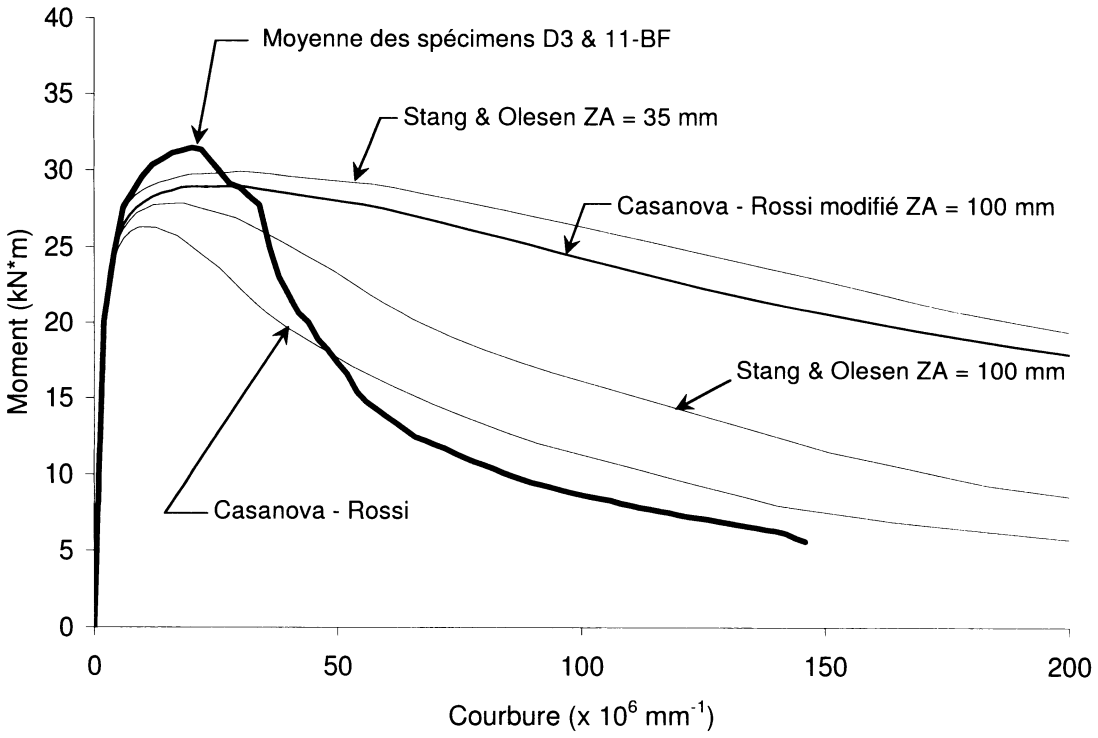


Figure 5.22 Courbes M-ψ obtenues avec le logiciel M-Psi pour une dalle

La courbure expérimentale représente donc la courbure moyenne sur ces 200 mm, alors que le logiciel M-Psi détermine la courbure à l'intérieur de la ZA. Ainsi, même si les

courbes obtenues par M-Psi sont différentes de la courbe expérimentale, cela ne signifie pas que le comportement de la rotule déterminée par M-Psi est inexact.

La figure 5.23, qui présente les courbes M-w, démontre aussi un écart, bien que sensiblement plus faible, entre la courbe expérimentale et les courbes analytiques au niveau de l'ouverture de la fissure. Il est intéressant de remarquer que les différentes méthodes suivent pratiquement la même courbe post-pic alors que seule la capacité maximale de la section est différente.

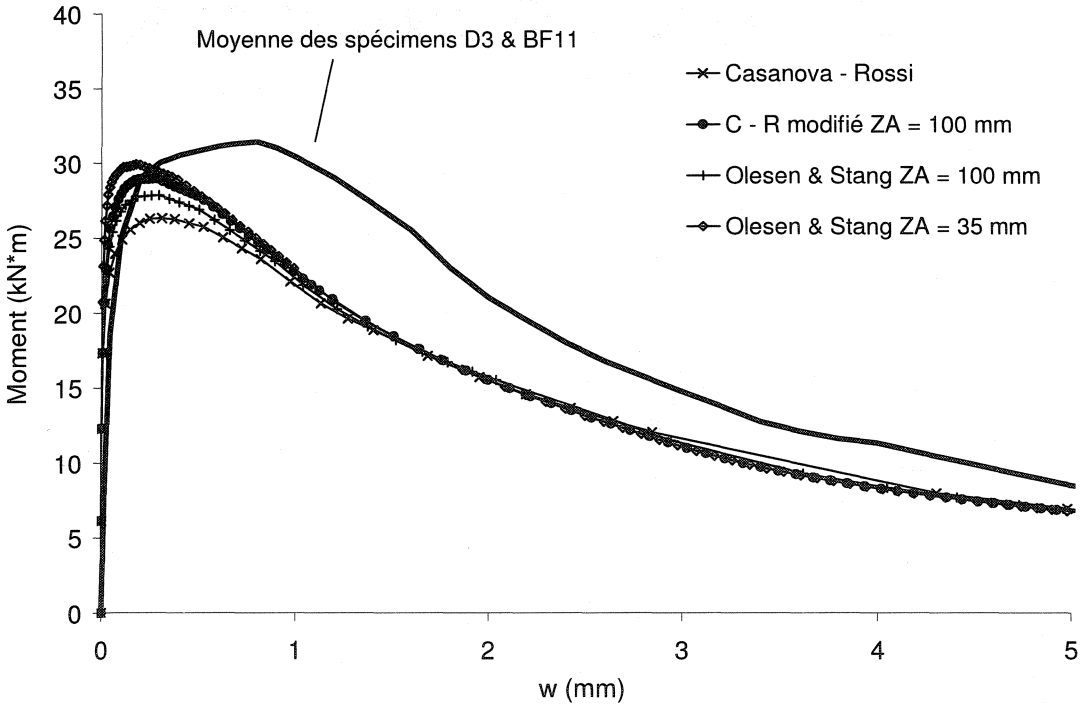


Figure 5.23 Courbes M-w obtenues avec le logiciel M-Psi pour une dalle

Deux courbes expérimentales sont affichées à la figure 5.24 afin de bien voir l'influence qu'un seul spécimen peut avoir sur la moyenne lorsque, comme c'est le cas ici, le nombre de spécimens est limité. Le spécimen D4 affiche un comportement tellement supérieur aux deux autres spécimens de cette série qu'il peut être intéressant de se pencher sur la moyenne des deux autres spécimens D2 et D3.

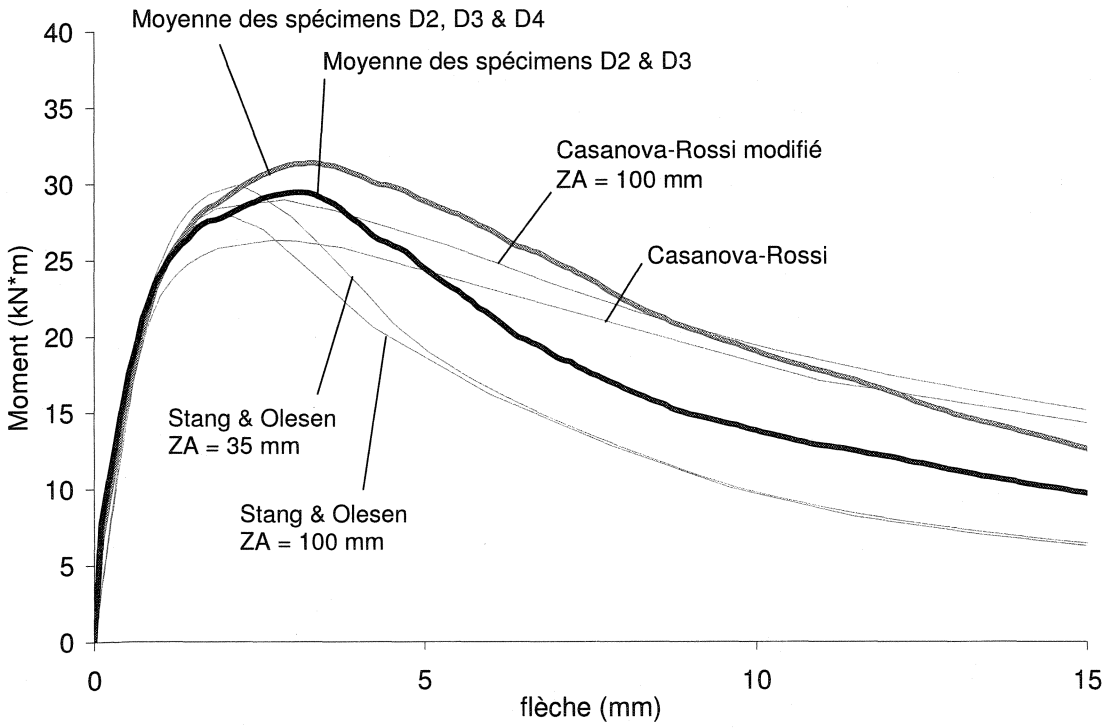


Figure 5.24 Courbes M-Δ obtenues avec le logiciel M-Psi pour une dalle

Si la courbe expérimentale incluant le spécimen D4 est étudiée, alors la méthode Casanova-Rossi modifiée semble la plus adéquate bien qu'elle sous-estime la capacité maximale de la section d'environ 10%. Une ZA plus faible, de l'ordre de 40 mm, aurait permis d'obtenir une capacité maximale se rapprochant des résultats expérimentaux.

Si la courbe expérimentale excluant le spécimen D4 est étudiée, alors la méthode Stang & Olesen semble plus appropriée. Les courbes obtenues avec la méthode Stang & Olesen suivent la même allure que la courbe expérimentale. De plus, la capacité maximale obtenue par M-Psi est très proche de celle obtenue expérimentalement, surtout avec une ZA de 35 mm pour laquelle l'écart n'est que de 1,7%.

5.4 Conclusion

En ce qui concerne les essais de caractérisation, l'approche proposée par Stang & Olesen est celle permettant la meilleure corrélation au niveau de la flèche, de la fissuration et de la courbure. De plus, tout en représentant le comportement plus fidèlement que les autres méthodes, elle semble donner des résultats qui sont répétitivement du côté conservateur.

La méthode Casanova-Rossi modifiée permet d'obtenir des courbes M-w et M-ψ ayant une assez bonne corrélation avec les résultats expérimentaux. Toutefois, il semble que pour obtenir une courbe M-Δ intéressante, il faut utiliser une ZA égale à la moitié de la ZA utilisée lors de l'analyse M-ψ. Quant à la méthode Casanova-Rossi originale, il est difficile de se prononcer en ce qui concerne les dalles mais la corrélation avec les spécimens de caractérisation était faible.

Dans les analyses de prismes entaillés avec M-Psi, la relation M-ψ est obtenue pour la section entaillée. Cette relation correspond donc à une section moins profonde que la section hors entaille. Aussi, appliquer la relation M-ψ de la section entaillée à tout le spécimen pour le calcul de la flèche n'est pas tout à fait correct. On peut en effet s'attendre à une légère surestimation de la flèche par le logiciel. Toutefois, puisque la rotule plastique est responsable d'une grande partie de la flèche, cette surestimation ne devrait pas être trop importante.

La dispersion des résultats et le nombre d'essais de flexion sur dalles ne permettent pas de conclure de façon déterminante face à la précision des différentes méthodes en ce qui concernent les dalles. Toutefois, les essais de caractérisations semblent indiquer que l'approche de Stang & Olesen permet la meilleure corrélation. Il est aussi difficile de favoriser une valeur de ZA pour les mêmes raisons. Ainsi, même si de bons résultats ont été obtenus avec une ZA de 35 mm, la valeur qui sera utilisée lors de l'exemple de calcul au chapitre suivant sera celle proposée par Olesen (2001), soit la moitié de la profondeur du spécimen.

Le choix d'une ZA de 100 mm constitue un choix conservateur puisque la capacité maximale d'une section est inversement proportionnelle à la dimension de la ZA. De plus, il faut se rappeler que si les résultats analytiques obtenus avec des ZA de 35 mm et 40 mm avaient une très bonne corrélation avec les résultats expérimentaux, les mesures

expérimentales de fissurations et surtout de courbure s'effectuaient réellement sur 40 mm. Ceci pouvait donc favoriser la corrélation pour des valeurs de ZA de cet ordre.

CHAPITRE 6: CONCEPTION D'UNE DALLE DE PONT

6.1 Présentation du pont à l'étude

Procédons maintenant à la conception d'une dalle de pont en BRF en utilisant le logiciel M-Psi validé au chapitre précédent, et ensuite comparons avec une conception traditionnelle en béton armé (BA).

Le pont choisi est un pont typique du MTQ ayant déjà fait l'objet d'une analyse approfondie de la part de Moffatt (2001). Le pont, d'une portée de 30 m, est de type dalle de béton sur poutre d'acier. Il comporte quatre poutres de 1,4 m de hauteur espacées de 3000 mm et un porte-à-faux de 1350 mm. L'épaisseur de la dalle est 200 mm. Des contreventements intermédiaires sont situés à 6000 mm d'espacement.

La méthode des éléments finis (MEF) a été utilisée pour la modélisation du pont. Les analyses ont été effectuées avec le logiciel COSMOS. La dalle est modélisée avec des éléments solides à 20 noeuds tandis que les poutres sont modélisées avec des éléments de plaque paraboliques à 8 noeuds.

Moffatt (2001) a déterminé les efforts dans la dalle avec plusieurs méthodes dont l'analogie du grillage, la méthode semi-empirique du Code S6-00 et, bien sûr, la MEF.

Nous utilisons ici les résultats obtenus par la MEF puisqu'ils représentent le plus conformément les efforts réels anticipés dans la dalle et tiennent compte d'un certain effet d'arc dans la dalle (Moffatt , 2001).

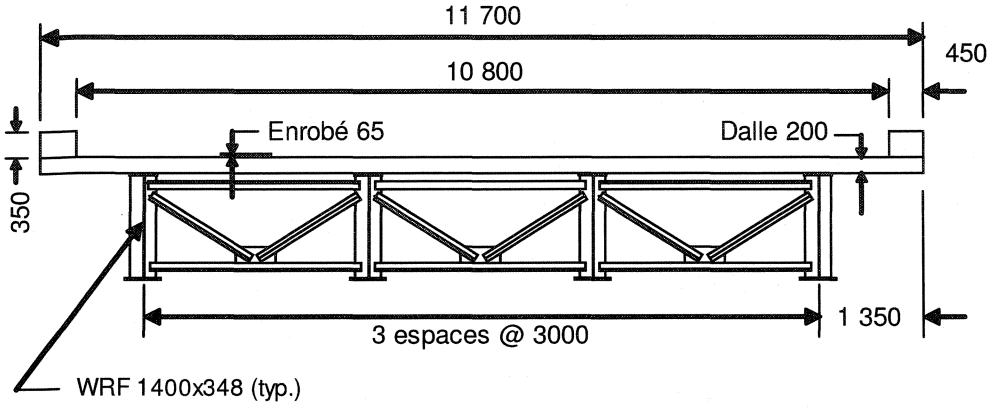


Figure 6.1 Coupe transversale - Pont à l'étude

6.2 Détermination des efforts transversaux dans la dalle

La conception d'une dalle de pont est effectuée selon le Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-00). Les calculs sont effectués aux états limites. Trois types d'états limites sont considérés : les états limites ultimes (ÉLUL), les état limites d'utilisation (ÉLUT) et l'état limite de fatigue (ÉLF).

La surcharge routière utilisée est le camion CL-625 (voir figure 6.2) tel que spécifié à l'article 3.8.3.1 (CAN/CSA-S6-00). Un coefficient de majoration dynamique (CMD) doit être appliqué au camion CL-625. Ce CMD varie de 0,25 à 0,50 dépendamment de la configuration d'essieu et du type d'élément étudié (article 3.8.4.5, CAN/CSA-S6-00).

Les divers coefficients de pondérations et les combinaisons de charges sont aux tableaux 6.1 et 6.2.

Tableau 6.1 Coefficients de pondération des charges et combinaisons de charge (tiré de CAN/CSA-S6-00)

	Charges permanentes			Charges transitoires					Charges exceptionelles			
Charges	***D***	***E***	***P***	***L***[5]	***K***	***W***	***V***	***S***	***EQ***	***F***	***A***	***H***
État limite de fatigue												
Combinaison ÉLF n° 1	1,00	1,00	1,00	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0
États limites d'utilisation												
Combinaison ÉLUT n° 1	1,00	1,00	1,00	0,90	0,80	0	0	1,00	0	0	0	0
Combinaison ÉLUF n° 2[2]	0	0	0	0,90	0	0	0	0	0	0	0	0
États limites ultimes[1]												
Combinaison ÉLUL n° 1	α_D	α_E	α_P	1,70	0	0	0	0	0	0	0	0
Combinaison ÉLUL n° 2	α_D	α_E	α_P	1,60	1,15	0	0	0	0	0	0	0
Combinaison ÉLUL n° 3	α_D	α_E	α_P	1,40	1,00	0,50[4]	0,50	0	0	0	0	0
Combinaison ÉLUL n° 4	α_D	α_E	α_P	0	1,25	1,65[4]	0	0	0	0	0	0
Combinaison ÉLUL n° 5	α_D	α_E	α_P	0	0	0	0	0	1,00	0	0	0
Combinaison ÉLUL n° 6[3]	α_D	α_E	α_P	0	0	0	0	0	0	1,30	0	0
Combinaison ÉLUL n° 7	α_D	α_E	α_P	0	0	0,90[4]	0	0	0	0	1,30	0
Combinaison ÉLUL n° 8	α_D	α_E	α_P	0	0	0	0	0	0	0	0	1,00
Combinaison ÉLUL n° 9	1,35	α_E	α_P	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Notes :

1 Pour les états limites ultimes, utiliser la valeur maximale ou minimale de α_D, α_E, et α_P, telle que spécifiée à l'article 3.5.2.

2 Pour les vibrations de l'ossature seulement.

3 Pour les ponts de longues portées, une étude peut être nécessaire pour déterminer la combinaison appropriée des charges dues à la pression des glaces *F* et au vent *W*.

4 Pour les surcharges dues au vent déterminées à l'aide d'essais en soufflerie, les coefficients de charges doivent être tel que spécifié à l'article 3.10.5.2.

5 Pour les coefficients de surcharges dues à la construction, voir l'article 3.16.3.

Légende :

A charge due au verglas ;

D poids propre ;

E charges dues à la poussée des terres et a la pression hydrostatique autres que le poids propre ;

F charges dues à la force hydrodynamique, à la pression des glaces et aux torrents de débris ;

H charge due au choc provoqué par la collision d'un véhicule routier ou d'un navire ;

K effets des contraintes, des déformations et des déplacements, y compris les effets de leur retenue, et ceux du frottement ou de la rigidité des appareils d'appui. Les contraintes et les déformations comprennent celles dues aux changements de température, aux gradients thermiques, au retrait du béton, au retrait différentiel et au fluage ; les déformations élastiques sont cependant exclues ;

L surcharge routière, y compris le coefficient de majoration dynamique lorsqu'il s'applique, en s'appuyant sur l'utilisation d'un camion standard ou d'une surcharge de voie CL-625 ;

P sollicitations secondaires dues à la précontrainte ;

EQ charge due à un séisme ;

S charge due au tassement différentiel et (ou) au mouvement des fondations ;

V charge due au vent sur la circulation routière ;

W charge due au vent sur l'ouvrage.

Tableau 6.2 Valeurs maximales et minimales de coefficients de pondération des charges permanentes (tiré de CAN/CSA-S6-00)

Poids propre	**Maximum α_D**	**Minimum α_D**
Éléments produits en usine, excluant le bois	1,10	0,95
Béton coulé en place, bois et tous les éléments non structuraux	1,20	0,90
Couche d'usure, d'après l'épaisseur nominale ou spécifiée	1,50	0,65
Remblai, friction négative sur les pieux	1,25	0,80
Eau	1,10	0,90
Poids propre en combinaison avec les séismes		
Toutes les composantes du poids propre pour la combinaison n° 5 des états limites ultimes	1,25	0,80

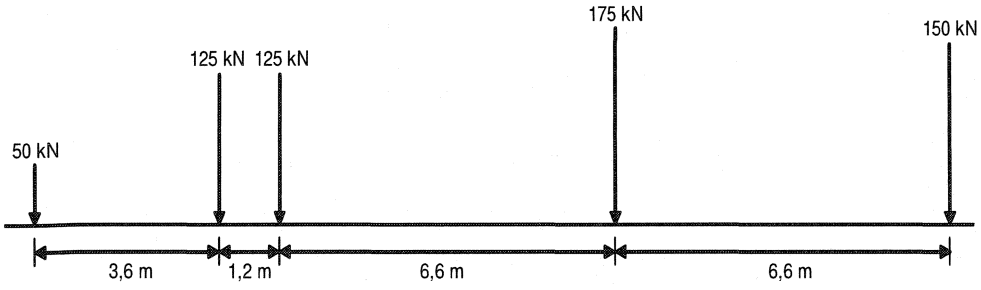


Figure 6.2 Camion CL-625

Les moments transversaux pour la conception de la dalle sont déterminés à quatre endroits : en moment négatif au-dessus de la poutre extérieure (PE), en moment positif au centre de la travée délimitée par la poutre intérieure et la poutre extérieure (DE), en moment négatif au-dessus de la poutre intérieure (PI) et en moment positif au centre du pont (DC). Pour les ÉLUL et les ÉLUT, seul les efforts des combinaisons critiques sont indiqués au tableau 6.3, i.e. l'ÉLUL #5 et l'ÉLUT #1.

Tableau 6.3 Efforts de flexion transversaux aux états limites (kN*m/m)

	ÉLUL #5	ÉLUT #1	ÉLF Max	ÉLF Min
PE	-82,3	-47,9	-6,8	0,1
DE	51,3	27,9	19,2	0,9
PI	-49,4	-27,7	-15,6	-5,1
DC	51,8	28,7	21,6	0,3

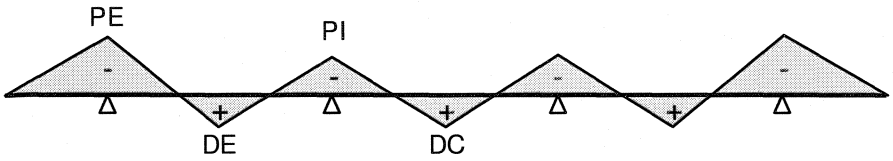


Figure 6.3 Localisation des points de calcul sur la coupe transversale

6.3 Conception de la dalle

6.3.1 Dalle de BRF

Pour la conception de la dalle en BRF le logiciel M-Psi est utilisé. Pour respecter l'état limite ultime, la capacité maximale de la section calculée par M-Psi doit être supérieure à l'effort pondéré. Pour l'état limite d'utilisation, un critère d'ouverture de fissure maximale de 0,3 mm est utilisé tel que suggéré par Moffatt (2001). Finalement, afin de respecter l'état limite de fatigue, l'écart de contrainte dans les aciers d'armature (Δf_s) doit être inférieur ou égal à 125 MPa.

Les moments de conception sont très similaires en moment positif et en moment négatif à l'exception du porte-à-faux (point de calcul PE). Nous allons donc d'abord concevoir selon l'ÉLUL en considérant -82,3 kN*m/m au porte-à-faux et ±51,8 kN*m/m ailleurs. La figure 6.4 montre la disposition de l'armature avec les enrobages prescrits au haut et au bas de la dalle tel que prescrit par le MTQ (2003).

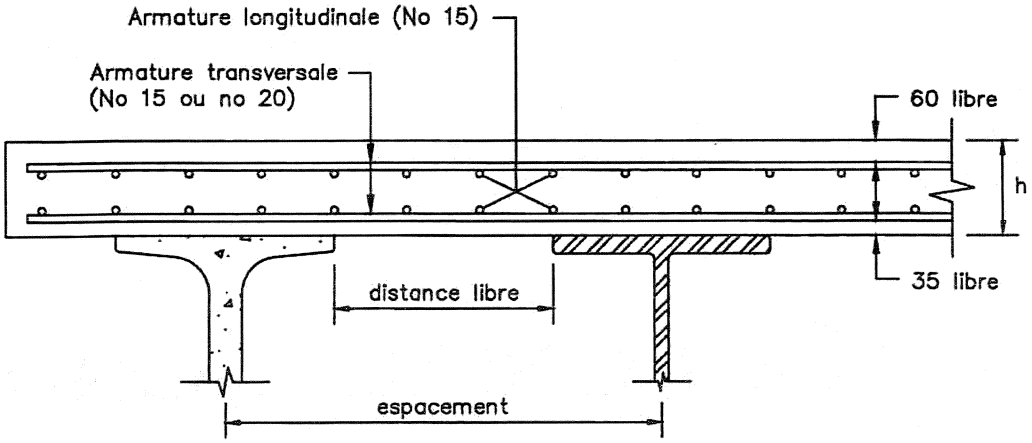


Figure 6.4 Disposition de l'armature dans la dalle (tiré de MTQ, 2003)

La géométrie de la section étant choisie, il ne reste qu'à déterminer la quantité d'acier d'armature requise pour respecter l'ÉLUL #5. Puisque nous effectuons une conception en BRF, nous devons en connaître la courbe caractéristique de TU. Tel que discuté au chapitre 5, les essais de TU de Bélanger (2000) sont utilisés pour la conception de la dalle. Une étude statistique est donc effectuée sur ces essais en considérant l'aire sous la courbe σ-w et un $w_m = 0,5$ mm.

Tableau 6.4 Données statistiques des essais de TU de Bélanger (2000)

n	4
μ	1,49
s	0,47
V	0,32

Ainsi en considérant une probabilité de 1% d'avoir une valeur de test inférieure à la valeur caractéristique, le coefficient de réduction est calculé avec l'équation 4.8 :

$$R_k = \left(1 - \frac{2.33 \cdot V}{\sqrt{n}}\right) = \left(1 - \frac{2{,}33 \cdot 0{,}32}{\sqrt{4}}\right) = 0{,}633$$

La courbe caractéristique est alors obtenue en multipliant la courbe moyenne par R_k. Cette courbe caractéristique est ensuite introduite dans M-Psi pour effectuer la conception de la dalle. Les coefficients de tenue des différents matériaux sont 0,90 pour l'acier d'armature et 0,75 pour le BRF, tant en compression qu'en traction (CAN/CSA-S6-00 et Bélanger, 2000). Notons que la capacité nominale en compression du béton utilisé par Bélanger (2000) atteignait 80 MPa.

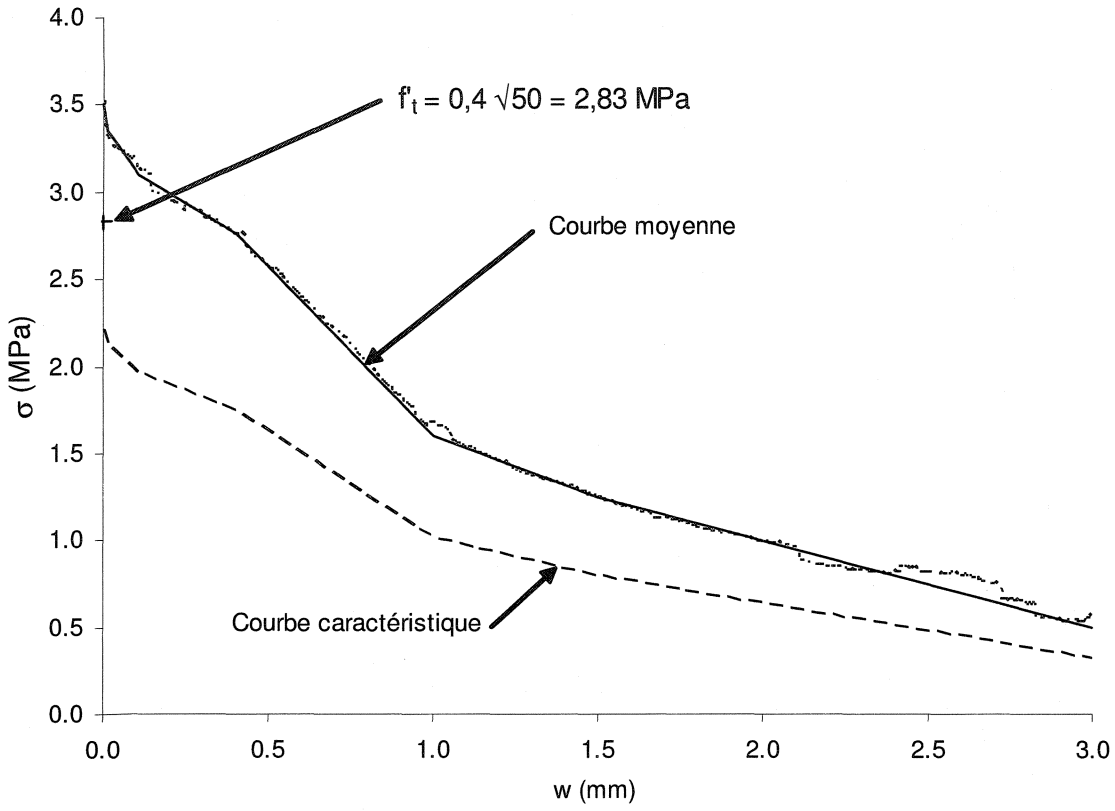


Figure 6.5 Courbes de TU moyenne et caractéristique - Bélanger (2000)

Tel qu'expliqué au chapitre 5, la méthode Stang & Olesen est choisie pour modéliser le comportement de la rotule non-linéaire. La valeur attribuée à la ZA est la moitié de la profondeur de la dalle, tel que proposé par Olesen (2001). Pour la conception de la dalle, le calcul de la déflection n'est pas nécessaire et n'est donc pas effectué.

Une première analyse avec M-Psi permet de déterminer que les aciers d'armatures requis pour l'ÉLUL sont des barres 20M espacées à 200 mm centre-à-centre (c/c) en PE et des barres 15M espacées à 300 mm c/c partout ailleurs. Puis, la vérification de l'ouverture de fissure à l'ÉLUT indique des fissures inférieures au critère de 0,3 mm par

un facteur d'au moins de 2,0 (figure 6.6). Finalement, le calcul des écarts de contraintes associées à l'ÉLF donne des plages de contrainte dans les aciers d'armature variant de 2,1 MPa à 14,7 MPa alors que la plage permise est de 125 MPa. L'ÉLUL est donc le plus critique pour la conception de la dalle. Notons qu'en moment positif (DE et DC), l'espacement aurait pu être augmenté à 350 mm, mais a été conservé à 300 mm pour respecter l'espacement maximum prescrit par le code S6-00 à l'article 8.14.2.1. Ceci explique pourquoi le ratio M_f / M_r n'est pas plus près de 1,00 qui représente une conception optimale. Un résumé des données de conception de la dalle est présenté au tableau 6.5.

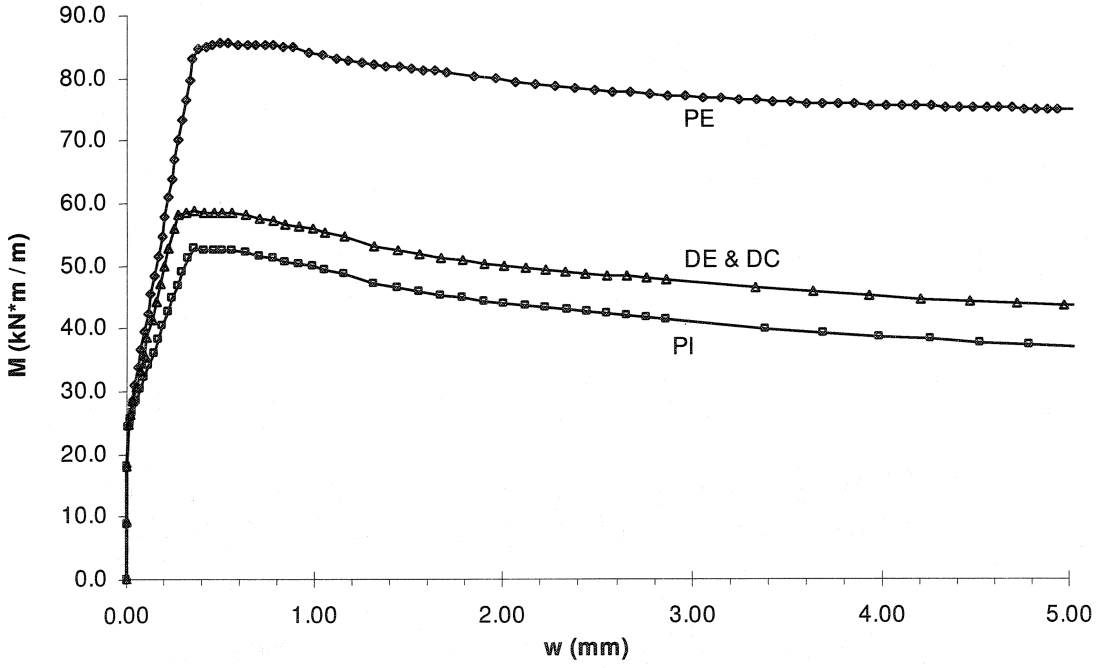


Figure 6.6 Réponse M-w calculée avec M-Psi pour un mètre de dalle à chacun des points de calcul

Tableau 6.5 Résumé des données de conception de la dalle de BRF

	PE	DE	PI	DC
A_s	20M @ 200 (1500 mm^2/m)	15M @ 300 (667 mm^2/m)	15M @ 300 (667 mm^2/m)	15M @ 300 (667 mm^2/m)
d (mm)	130	155	130	155
M_r (kN*m/m)	85,5	58,7	52,7	58,7
$M_{f\ (ÉLUL)}$ / M_r	0,96	0,87	0,94	0,88
$w_{\ (ÉLUT)}$ (mm)	0,15	0,05	0,04	0,05
$\Delta f_{s\ ÉLF}$ (MPa)	2,1	12,3	3,6	14,7

6.3.2 Dalle de BA conventionnelle

Calculons maintenant la dalle sans fibres, en béton armé conventionnel selon les hypothèses prescrites dans le code S6-00 :

- La déformation dans le béton varie linéairement sur la hauteur de la section.
- Les changements de déformation dans l'armature adhérente sont égaux aux changements de déformation dans le béton adjacent.
- La déformation effective maximale au niveau de la fibre extrême comprimée du béton est de 0,0035.
- La contrainte dans l'armature doit être égale au produit de ϕ_s et de la valeur de la contrainte déterminée à l'aide de la compatibilité des déformations fondée sur une courbe contrainte déformation représentative de l'armature en acier employée.
- La résistance du béton en traction est négligée.

- Une contrainte du béton de $\alpha_1 \phi_c f_c$' est répartie uniformément sur une zone de compression équivalente limitée par les rives de la section et une ligne droite parallèle à l'axe neutre à une distance $a = \beta_1 c$ de la fibre de déformation maximale de compression; c est la distance entre la fibre comprimée et l'axe neutre et α_1 et β_1 sont calculés de la façon suivante :

$$\alpha_1 = 0{,}85 - 0{,}0015 f_c' \geq 0{,}67 \qquad (6.1)$$

$$\beta_1 = 0{,}97 - 0{,}0025 f_c' \geq 0{,}67 \qquad (6.2)$$

Comme dans le cas de la dalle en BRF, la première étape consiste à déterminer l'acier d'armature requis pour respecter l'ÉLUL. Nous voyons alors que pour un béton ayant la même capacité en compression, l'acier d'armature requis représente des augmentations de 33%, 50% et même 80% par rapport à la dalle en BRF.

Pour respecter l'ÉLUT, l'article 8.2.2 du Manuel de conception des structures (MTQ, 2003), en se référant à l'article 8.12 du Code S6-00, stipule que :

$$\beta_2 = K\left(0{,}9 \cdot s_c + 100\right) f_s \left\{1 - 0{,}5\left[\frac{M_w}{M_s}\right]^2\right\} \qquad (6.3)$$

où K= Coefficient tenant compte de l'aspect dimensionnel (K=1,3 dans le cas présent)

M_w : Moment associé à une contrainte de traction de f_{cr} dans le béton

M_s : Moment à l'ÉLUT

f_s : Contrainte de traction dans les barres d'armatures calculées à l'ÉLUT

s_c : Distance libre entre les barres d'armature les plus rapprochées de la face tendue.

Pour une dalle de tablier, le Manuel de conception des structures (MTQ, 2003) stipule que le contrôle de la fissuration doit faire en sorte que β_2 soit inférieur à 50 000 N/mm. Rappelons aussi que la plage de contrainte admissible en fatigue est de 125 MPa. Le résumé de conception au tableau 6.6 démontre que pour la dalle BA aussi, l'ÉLUL contrôle la conception alors que les autres états limites sont facilement respectés. Le point de calcul DE est écarté puisqu'il est très similaire à DC mais que ce dernier est plus critique.

Tableau 6.6 Résumé des données de conception de la dalle de BA

	PE	PI	DC
A_s	20M @ 150 (2000 mm^2/m)	20M @ 250 (1200 mm^2/m)	20M @ 300 (1000 mm^2/m)
$A_{s\,BA} / A_{s\,BRF}$	133%	180%	150%
d (mm)	130	130	155
M_r (kN*m/m)	87,7	54,0	54,3
$M_{f\,(ÉLUL)} / M_r$	0,94	0,91	0,95
β_2 (N/mm)	8073	8871	9600
$\Delta f_{s\,ÉLF}$ (MPa)	3,4	8,7	21,3

6.4 Sommaire

La conception d'une dalle de pont a été effectuée en BRF à l'aide du logiciel M-Psi. La conception a aussi été effectuée en BA afin de comparer les résultats. Les efforts de conception ont été obtenus par des analyses par éléments finis (Moffatt, 2001).

La conception avec BRF permet une réduction de l'acier d'armature très significative. L'économie d'acier transversal est de l'ordre de 50% dans le pont étudié. À cela s'ajoute un comportement en service très avantageux et des gains de capacité en fatigue puisque les fibres permettent d'épargner l'acier d'armature en agissant en grand nombre.

Il a été démontré que les méthodes de calcul aux états limites sont aussi applicables au BRF à l'aide du logiciel de calcul M-Psi développé dans le cadre de ce mémoire. Le calcul de la réponse sectionnelle permet d'obtenir la capacité maximale de la section à l'ultime ainsi que les différents états de contrainte et de fissuration associés aux autres états limites.

CHAPITRE 7: CONCLUSION

7.1 Essais de caractérisation

Jusqu'à présent, un nombre limité de spécimen avait été testé. De plus, la plupart des spécimens testés n'étaient pas instrumentés de manière à obtenir simultanément les courbes M-w et M-Ψ. Un des objectifs de ce mémoire était d'augmenter la banque de résultats d'essais de caractérisation sur spécimens de BRF tout en accumulant le plus de données possible sur les différents paramètres de réponse des spécimens.

Une première série d'essais à permis de conclure que la présence de fibres n'affecte pas l'hypothèse selon laquelle la déformation dans les barres d'armature est la même que celle du béton adjacent et donc sont état de contrainte pour une déformation donnée reste inchangé. De plus, un cadre de mesure a été développé afin de mesurer simultanément la courbure ainsi que l'ouverture de fissure des spécimens testés en flexion.

Il était généralement accepté qu'un effet de paroi bénéfique se produit parallèlement aux coffrages sur des spécimens de faibles dimensions, qui sont souvent utilisé pour les essais de caractérisation. Des essais de flexion sur prismes moulés et sur prismes sciés extraits d'un moule de grandes dimensions ont permis de quantifier cet effet de parois et constater que les gains se situent principalement au niveau post-fissuration.

Un protocole a été mis au point afin de déterminer des courbes caractéristiques, i.e. nominales, à partir de courbes moyennes. Une équivalence entre les essais de caractérisation a été avancée afin de déterminer le nombre de spécimens requis pour considérer qu'un essai est réalisé. La grande variabilité de l'essai de TU a été mise en évidence, alors que les essais de flexion sont intrinsèquement plus stables statistiquement.

Le phénomène de saturation en fibres évoqué par Rossi (1998) a été confirmé expérimentalement. Il en ressort que pour le type de fibre utilisé et l'application en cause, le seuil de saturation se situerait aux alentours de 90 kg de fibres par mètre cube.

Finalement, la sensibilité du BRF à la vibration excessive est un facteur important, surtout dans le cas des spécimens de carottage pour fins de caractérisation. Une erreur importante de cette nature a conduit à une perte de précision dans les essais. Une attention particulière doit donc être apportée à la mise en place du béton, en favorisant tant que possible la vibration externe.

De plus, la non uniformité des fibres dans le mélange a aussi joué un rôle et il est donc suggéré d'ajouter les fibres avec les granulats pour favoriser des mélanges plus uniformes.

7.2 Logiciel M-Psi

Une grande partie des travaux de ce mémoire comportait sur l'élaboration et la validation d'hypothèses cinématiques permettant de relier ensemble courbure, déformations et ouverture de fissure. À cet effet, un logiciel de calcul a été développé et validé au chapitre 5. Le langage de programmation Visual Basic pour Applications a été choisi pour son intégration parfaite avec le tableur Excel de Microsoft. Ce logiciel permet d'effectuer l'analyse sectionnelle complète d'un élément de BRF en flexion.

Différentes hypothèses de comportement ont été étudiées puis comparées aux résultats expérimentaux. Les travaux effectués antérieurement sur ce sujet (Casanova, 1996; Casanova-Rossi, 1997) portant principalement sur des spécimens de petites tailles. Dans le cadre de ce mémoire, l'exercice de corrélation a été effectuée sur des spécimens de petite, moyenne et grande taille. Il a été remarqué que certaines hypothèses s'appliquent mieux aux spécimens de plus petites tailles tandis que d'autres permettent une meilleure corrélation pour les spécimens de grandes tailles. Dans l'ensemble, des corrélations très satisfaisantes ont été atteintes pour toutes les tailles de spécimens.

7.3 Conception de dalle en BRF aux états limites

Le logiciel M-Psi a ensuite été utilisé avec succès pour la conception d'une dalle de pont en BRF selon le Code canadien sur le calcul des ponts routiers (CAN/CSA-S6-00).

D'abord une analyse statistique suivant les critères établis au chapitre 4 a permis de calculer la courbe caractéristique de TU. Une fois cette courbe de TU entrée dans M-Psi, on procède à l'analyse sectionnelle. Ainsi, nous obtenons les réponses M-w et M-ψ, et les états de contraintes et déformations des aciers d'armature pour chaque point de calcul. Il ne reste plus qu'à comparer les efforts aux états limites aux différents critères préétablis tel que l'ouverture de la fissure à l'ÉLUT ou la plage de contrainte des aciers d'armature pour l'ÉLF. Tout se fait à même les graphiques générés par M-Psi.

Les résultats de cette conception ont permis de constater qu l'utilisation de BRF permet des réductions d'armature de l'ordre de 50%. Nous pouvons aussi prévoir que si l'espacement entre les poutres était réduit et que l'acier d'armature requis tendait vers l'acier minimum, il est fort probable que le BRF seul soit suffisant pour satisfaire la conception, dans lequel cas un seul rang d'armature au centre de la dalle pourrait être utilisé. En somme, il prévisible que pour la plupart des configurations une économie d'acier de 50% sera réalisée en plus d'avoir une plus grande durabilité du béton par la présence des fibres.

7.4 Recommandations

Puisque les essais réalisés dans le cadre de ce mémoire ont permis d'augmenter considérablement l'échantillonnage de résultats expérimentaux sur le BRF, il serait

pertinent de procéder à une réévaluation du coefficient de tenue ϕ_f, dont la valeur de 0,75 proposée par Bélanger (2000) a été utilisé dans ce mémoire.

Le logiciel M-Psi permet de déterminer avec une précision satisfaisante les réponses M-w et M-ψ d'un spécimen de dimensions données à partir d'une courbe de TU. Il serait intéressant de continuer l'évolution du logiciel afin de permettre d'effectuer le chemin inverse et d'obtenir une courbe de TU à partir des réponses M-w et M-ψ obtenus d'essais de flexion.

Par ailleurs, il serait intéressant d'effectuer d'autres essais de flexion sur prismes entaillés et sur poutres DBM en utilisant différents espacements de serrage du cadre de mesure de courbure de façon à mieux comprendre la variation de la courbure le long du spécimen dans la zone affectée.

RÉFÉRENCES

ACI (1994). *ACI manual of concrete practice 1994*. American Concrete Institute. USA.

AFREM (1995). *Les bétons de fibres métalliques - Éléments de structure fonctionnant comme des poutres*. Séminaire de l'Association française de recherche et d'essais sur les matériaux et les constructions, Saint-Rémy-les-Chevreuse, France.

ASTM C1018-94b (1994). *Flexural* toughness *and first-crack strength of fiber-reinforced concrete (using beam with third-point loading).* ASTM, American Society for Testing Materials, Philadelphia, 1994.

BARON, J. et LESAGE, R. (1976). La composition du béton hydrolique, du laboratoire au chantier. Rapport de recherche des Laboratoires des Ponts et Chaussées No. 64.

BÉLANGER, A. (2000). *Conception de dalles de ponts avec armature réduite.* Mémoire de maîtrise, Département des génies civil, géologiques et des mines, École Polytechnique de Montréal.

CSA. (2000). CAN/CSA-S6-00. *Code canadien sur le calcul des ponts routiers.* Association Canadienne de normalisation, Missisauga, Ontario.

CASANOVA, P. (1996) *Bétons renforcés de fibres métallisques : du matériau à la structure.* Études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, Paris, 203 p.

CASANOVA, P. et ROSSI, P. (1996). Analysis of metallic fibre reinforced concrete beams submited to bending. *Materials and Structures* ***29***: 354-361.

CASANOVA, P. et ROSSI, P. (1997). Analysis and design of steel fibre reinforced concrete beams. *ACI Structural. J.* **94**(5):595-602

DZELETOVIC, N. (1998). *Propriétés des dalles de ponts avec béton fibré.* Mémoire de maîtrise, Département des génies civil, géologiques et des mines, École Polytechnique de Montréal.

MASSICOTTE, B. (2000). *Analyse sectionnelle des éléments fléchis V1.0.* Rapport EPM/GCS-2000-01, École Polytechnique de Montréal.

MASSICOTTE, B., DEGRANGE, G. et BASTIEN, D. (2000). Utilisation de bétons haute performance avec fibres d'acier (BHPFA) dans les dalles de pont en vue d'accroître leur durabilité – Phase 2 – 1999/2000 Construction du pont du Boulevard Cavendish. Rapport EPM/GCS-2000-18, École Polytechnique de Montréal.

MASSICOTTE, B., DEGRANGE, G., BÉLANGER, A., MOFFATT, K., FRAGAPANE, L. (1999). *Utilisation des bétons haute performance avec fibres d'acier dans les dalles de ponts en vue d'accroître leur durabilité.* Rapport EPM/GCS-1999-06, École Polytechnique de Montréal.

MOFFATT, K. (2001). *Analyse de dalles de pont avec armature réduite et béton de fibres métalliques.* Mémoire de maîtrise, Département des génies civil, géologiques et des mines, École Polytechnique de Montréal.

MUFTI, A.A., JAEGER, L.G., BAKHT, B. et WEGNER, L.D. (1993). Experimental investigation of fibre-reinforced concrete deck slabs without internal steel reinforcement. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 20, No.3, pp. 398-406.

MTQ, (2003). *Cahier des charges et devis généraux.* Ministère des Transports du Québec, Québec.

MTQ, (2003). *Manuel de conception des structures.* Tome 1. Ministère des Transports du Québec, Québec.

OLESEN, J. (2001). *Fictitious crack propagation in fiber-reinforced concrete beams*, Journal of Engineering Mechanics (Mars): p. 272-280.

PEDERSON, C. (1996). *New production process, Materials and Calculation Techniques for Fiber Reinforced Concrete Pipes*, PhD thesis, Department of Structural Engineering and Materials, Technical University of Denmark, Series R., no. 14.

RILEM TC 162-TDF. (2000a). *Bending test.* Materials and Structures, Vol. 33, Jan-Feb 2000, pp. 3-5.

RILEM TC 162-TDF. (2000b). *$\sigma-\varepsilon$ Design method.* Materials and Structures, Vol. 33, March 2000, pp. 75-81.

RILEM TC 162-TDF. (2001). *Uni-axial tension test for steel fibre reinforced concrete.* Materials and Structures, Vol. 34, Jan-Feb 2001, pp. 3-6.

RILEM TC 162-TDF. (2002). *Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: Design of steel fibre reinforced concrete using the σ–w method: principles and applicatione.* Materials and Structures, Vol. 35, November 2002, pp. 262-278.

RILEM TC 162-TDF. (2003). *Test and design methods: σ–ε design method – Final recommandation.* Materials and Structures, Vol. 36, October 2003, pp. 560-567.

ROSSI, P. (1998). *Les bétons de fibres métalliques*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 309p.

ROSSI, P. et HARROUCHE, N. (1990). *Mix design and mechanical behavior of some steel-fibre-reinforced concretes used in reinforced concrete structures*. Matériaux et Constructions, 1990, Vol. 23, pp. 256-266.

STANG, H . & OLESEN, J. F. (2000). A fracture mechanics based design approach to frc, *in* P. Rossi & G. Chanvillard (eds), Fibre-*Reinforced Concrete (FRC), BEFIB' 2000*, RILEM Publications S.A.R.L., ENS-61 Av. Pdt. Wilson, F-94235 Cachan Cedex, France, pp. 315-324. Proceedings of the Fifth International RILEM Symposium.