



FACULTÉ DE GÉNIE
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

COMPORTEMENT EN EFFORT TRANCHANT DES POUTRES EN BÉTON
ARMÉ DE GRANDES DIMENSIONS RENFORCÉES DE FIBRES

Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées
Spécialité : génie civil

Martin LAVICTOIRE

Jury : Patrick Paultre (Directeur)
Jean Proulx (Rapporteur)
Denis Mitchell

Sherbrooke (Québec), Canada

Janvier 2011

IV-2114



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: 978-0-494-79746-4
Our file *Notre référence*
ISBN: 978-0-494-79746-4

NOTICE:

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

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

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.

AVIS:

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

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

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

Résumé

La rupture par cisaillement d'une poutre en béton est fragile et catastrophique. Pour y remédier, les méthodes de dimensionnement usuelles prévoient l'installation d'armatures transversales comme les étriers. Or, ce type de renforcement, en plus d'être problématique pour les dalles, nécessite une main d'oeuvre importante et augmente la densité d'acier, ce qui peut compromettre la mise en place du béton.

L'addition de fibres dans le béton est une pratique de plus en plus populaire. Ce projet s'inscrit à la suite des recherches de Nguyen [2006] et Tran [2009] qui ont étudié l'influence des fibres sur la capacité portante de poutres de 500 et 250 mm de hauteur soumises à l'effort tranchant. Cette étude s'intéresse plus particulièrement à la contribution des fibres sur la résistance au cisaillement de poutres de grandes dimensions en béton renforcé de fibres.

Cinq poutres de 300×800 mm de section ont été soumises à un essai de flexion en quatre points avec un rapport $a/d = 3.16$: une poutre ne possédait ni fibres, ni étriers, une poutre était pourvue de la quantité minimale d'étriers prescrite par la norme CSA A23.3-04 et trois poutres étaient renforcées de fibres. Les variables étudiées étaient le type et le pourcentage de fibres. Deux fibres ont été utilisées : une fibre synthétique (1 %) et une fibre d'acier crochetée (1 et 2 %).

Les résultats confirment le potentiel des fibres à augmenter la résistance au cisaillement des poutres en béton. À ce chapitre, les fibres métalliques s'avèrent plus efficaces que les fibres synthétiques. Les poutres avec 1 et 2 % de fibres métalliques ont présenté des augmentations de la contrainte de cisaillement à la rupture de 107 et 119 % respectivement, soit des performances comparables à celles de la poutre avec étriers (126 %). Les essais ont aussi montré que les fibres offrent un meilleur contrôle de la fissuration que les étriers en réduisant le nombre de fissures et leur ouverture.

Remerciements

Cette recherche a été réalisée sous la direction de Monsieur Patrick Paultre, professeur titulaire au département de génie civil de l'Université de Sherbrooke. Je désire le remercier de m'avoir donné la chance de faire partie de son équipe. Je salue l'ingénieur pour son professionnalisme, le professeur pour sa culture et son savoir, le directeur pour ses conseils et sa bienveillance et, finalement, je lève mon chapeau à l'homme pour son courage et sa force de caractère dans les moments les plus durs.

Cette recherche n'aurait pas été possible sans le travail assidu et l'aide précieuse des techniciens, avec qui j'ai eu un plaisir à travailler. Claude Aubé, Jason Desmarais, Laurent Thibaudeau ; merci beaucoup.

Je tiens à remercier Nathalie Roy, pour sa générosité, ses conseils et son soutien.

J'aimerais souligner le travail de Benjamin Durand et Stéphane Gallorini qui ont soigneusement instrumenté mes barres d'armature et qui m'ont donné un précieux coup de main durant les coulées. Je tiens également à remercier Mathieu Boutin de m'avoir assisté durant les essais et de s'être impliqué dans mon projet.

Je dis un gros merci à Fodhil Kassimi, Denis Bolduc, Sylvain Roy, Rajko Vojnovic et Ghislaine Luc pour leur collaboration à l'optimisation des mélanges de béton. J'adresse aussi mes remerciements à Monsieur Kamal H. Khayat pour ses conseils et son expertise.

Merci à tous les membres du CRGP. Je suis fier et honoré d'avoir fait partie de votre équipe. Je salue particulièrement Olivier Girard et Éric Lapointe, deux bons amis avec qui j'ai développé une belle complicité.

Finalement, je remercie ma copine, mes parents et mon frère pour leur support et leur encouragement depuis le début de cette aventure.

Table des matières

1	Introduction	1
1.1	Généralité	1
1.2	Problématique	1
1.3	Contexte, objectifs et méthodologie	2
2	Rappel théorique	3
2.1	Effort tranchant : principes généraux	3
2.2	La théorie du champ de compression modifié	10
2.3	Résistance au cisaillement selon la norme CSA A23.3-04	14
2.4	L'effet d'échelle	18
3	Revue de littérature	21
3.1	Le béton renforcé de fibres	21
3.2	Études antérieures	25
3.3	Projets de Nga Hoa Nguyen et Quoc Cuong Tran	36
4	Programme expérimental	41
4.1	Description des spécimens	41
4.2	Propriétés des matériaux	47
4.3	Instrumentation	54
4.4	Montage	55
4.5	Procédure	57
5	Résultats expérimentaux et observations	59
5.1	Comportement global des spécimens	59
5.2	Réponse charge-flèche	61
5.3	Réponse moment-courbure	61
5.4	Déformations des matériaux	63
5.5	Déformations en cisaillement	69

6 Analyse et discussion	73
6.1 Comportement au cisaillement	73
6.2 Réseaux de fissuration	75
6.3 Effets sur les barres d'armature	78
6.4 Effet d'échelle	80
6.5 Résistance au cisaillement	80
7 Conclusions et recommandations	85
Bibliographie	87

Table des figures

2.1	Contraintes de flexion et de cisaillement	4
2.2	Portée de cisaillement	5
2.3	Mécanismes internes de résistance à l'effort tranchant	7
2.4	Forces agissant sur un porte-à-faux entre deux fissures	7
2.5	Représentation de l'action de cintrage par bielles et tirants	8
2.6	Analogie du treillis	9
2.7	Équilibre en travée	9
2.8	Conditions d'équilibre pour une poutre rectangulaire soumise à un effort tranchant pur	11
2.9	Comparaison des contraintes au droit d'une fissure avec les contraintes moyennes entre deux fissures	13
2.10	Paramètres pour le calcul de la résistance à l'effort tranchant	16
3.1	Dimensionnement des poutres de Nga Hoa Nguyen et Quoc Cuong Tran	37
4.1	Schématisation du montage	42
4.2	Ferraillage des poutres	44
4.3	Comportement de la poutre témoin selon Response-2000 en fonction de l'espacement des étriers	45
4.4	Courbe enveloppe de la résistance à la traction de l'armature longitudinale	48
4.5	Relation contrainte-déformation des bétons à 28 jours	51
4.6	Relation contrainte-déformation des aciers	53
4.7	Emplacement des jauges de déplacement	56
4.8	Emplacement des potentiomètres et des LVDT	56
4.9	Montage expérimental :	57
5.1	Courbes charge-déplacement	62
5.2	Courbes moment-courbure	64
5.3	Courbes charge-déformation de l'acier longitudinal en tension du lit inférieur	66
5.4	Courbes charge-déformation de l'acier longitudinal en tension du lit supérieur	67
5.5	Courbes charge-déformation de l'acier longitudinal en compression	68

5.6	Courbes charge-déformation de l'acier transversal de la poutre LBOS400 . . .	69
5.7	Courbes charge-déformation du béton	70
5.8	Courbes charge-déformation en cisaillement	72
6.1	Contraintes normalisées de cisaillement en fonction de la flèche au centre pour chaque poutre testée	74
6.2	Courbes moment-courbure des poutres testées	74
6.3	Contraintes normalisées de cisaillement en fonction de la flèche au centre des poutres testées par Hoa	75
6.4	Ouverture maximale des fissures de cisaillement en fonction de la charge . . .	77
6.5	Traction dans les barres d'armature longitudinales de la zone tendue	79
6.6	Forces dans les barres d'armature longitudinales du côté comprimé	81
6.7	Contraintes normalisées de cisaillement à la rupture pour différentes poutres en fonction de leur hauteur	82

Liste des tableaux

2.1	Mode de rupture en fonction du rapport a/d	6
3.1	Propriétés de certains types de fibres	24
3.2	Résumé des tests antérieurs effectués sur des poutres en béton fibré de résistance normale sans armature transversale	26
3.3	Résumé des tests antérieurs effectués sur des poutres en béton fibré haute-performance sans armature transversale	27
3.4	Résumé des tests antérieurs effectués sur des poutres en béton fibré avec armature transversale	28
3.5	Résumé des équations proposées pour évaluer la résistance au cisaillement des poutres en béton fibré	33
3.6	Composition et propriétés des bétons de Nga Hoa Nguyen et Quoc Cuong Tran	38
3.7	Propriétés physiques et mécaniques de la fibre synthétique	39
3.8	Propriétés physiques et mécaniques de la fibre métallique	39
3.9	Résumé des programmes expérimentaux de Nga Hoa Nguyen et Quoc Cuong Tran	40
4.1	Résumé des paramètres de chaque poutre testée	42
4.2	Vérification de l'armature de flexion de la poutre LBOS400	46
4.3	Vérification de l'armature de flexion de la poutre LBOS0	46
4.4	Composition du béton ordinaire des poutres LBOS0 et LBOS400	49
4.5	Composition du béton renforcé par 1% en volume de fibres métalliques de la poutre LBS1.0S0	49
4.6	Composition du béton renforcé de fibres synthétiques	49
4.7	Composition initiale du béton renforcé par 2% en volume de fibres métalliques de la poutre LBS2.0S0	49
4.8	Propriétés des bétons à l'état frais	50
4.9	Propriétés mécaniques des bétons	51
4.10	Propriétés de la fibre métallique	54
4.11	Propriétés des fibres synthétiques	54

5.1	Charge et flèche à la rupture	61
6.1	Analyse des résultats expérimentaux et théoriques	83

Symboles

a	: portée de cisaillement d'une poutre
a_g	: diamètre maximal des granulats
A_c	: section de béton
A_s	: aire d'armature longitudinal du côté tendu
A'_s	: aire d'armature longitudinal du côté comprimé
A_v	: aire d'armature transversal
b_w	: largeur de la poutre
d	: hauteur effective d'une poutre
d_f	: facteur d'adhérence entre le béton et les fibres proposé par Narayanan et Darwish [1987]
d_v	: hauteur effective en cisaillement de la poutre
D	: diamètre ou diamètre équivalent des fibres
E_{ct}	: module tangent du béton
E_s	: module d'élasticité de l'acier
f_1	: contrainte moyenne de traction dans le béton
f_2	: contrainte moyenne de compression dans le béton
f'_c	: résistance à la compression du béton
f_{cr}	: contrainte de fissuration du béton
f_l	: contrainte moyenne dans les aciers longitudinaux
f_r	: module de rupture
f_{sp}	: résistance au fendage
f_t	: résistance à la tension du béton
f_v	: contrainte moyenne dans les aciers transversaux
f_{vcr}	: contrainte dans les aciers transversaux au droit d'une fissure
f_y	: limite élastique de l'acier
F	: facteur de fibre
h	: hauteur totale d'une poutre
L	: longueur des fibres
M_f	: moment fléchissant pondéré causé par les charges appliquées
N_f	: force normale pondérée
R	: rayon des fibres
s	: espacement longitudinal de l'acier transversal
s_v	: paramètre d'espacement des fissures dans la direction transversale
s_z	: paramètre d'espacement des fissures dans la direction longitudinale
s_{ze}	: paramètre d'espacement des fissures équivalent
s_θ	: distance longitudinale entre deux fissures successives

v_{ct}	: contrainte transmise par le béton à travers une fissure
v_{cr}	: contrainte de cisaillement à la fissuration
v_{frc}	: contrainte de cisaillement ultime du béton renforcé de fibres
v_r	: contrainte de cisaillement à la rupture
V_a	: force de cisaillement sur le plan incliné d'une fissure
V_c	: contribution du béton dans la résistance au cisaillement
V_{cr}	: résistance à la fissuration
V_{ct}	: force de cisaillement qui se produit dans la zone décompression non-fissurée du béton
V_d	: force due à l'effet de gougeon
V_f	: force de cisaillement pondérée causée par les charges appliquées
V_r	: résistance ultime au cisaillement
V_s	: contribution de l'acier transversale à la résistance au cisaillement
w	: largeur moyenne des fissures
β	: facteur qui dépend de la capacité du béton à transférer des efforts de traction
ε_1	: déformation principale en tension
ε_2	: déformation principale en compression
ε_{cr}	: déformation causant la fissuration
ε_x	: déformation longitudinale
λ	: paramètre qui tient compte du type de béton
λ_c	: masse volumique du béton
ϕ_c	: facteur de pondération du béton
ϕ_s	: facteur de pondération de l'acier d'armature
ρ	: pourcentage volumique d'armature longitudinale
ρ_f	: pourcentage volumique de fibres
σ	: contrainte normale
τ_f	: adhérence moyenne entre la matrice de béton et les fibres
θ	: angle d'inclinaison des fissures

Chapitre 1

Introduction

1.1 Généralité

Le béton armé est un matériau largement utilisé à travers le monde en raison de sa durabilité, de ses performances et de la liberté qu'ont les architectes et les ingénieurs à lui faire prendre la forme désirée. La rupture en flexion d'une poutre en béton armé est ductile. Par contre, la rupture en cisaillement d'une poutre en béton armé sans armature transversale ou faiblement armée est soudaine et catastrophique.

La procédure de dimensionnement conventionnelle recommandée par la norme CSA A23.3-04 est de prévoir des étriers verticaux ou inclinés, espacés dans l'âme de la poutre, pour augmenter sa résistance au cisaillement, de sorte qu'une surcharge accidentelle entraîne la plastification de l'armature longitudinale et d'importantes flèches qui annoncent une rupture imminente. L'addition de la quantité minimale d'armatures transversales aide aussi à contrôler l'ouverture des fissures, ce qui procure un meilleur engrenage des granulats et du coup diminue l'effet d'échelle. Néanmoins, dans certaines situations comme les tremblements de terre, la direction de la sollicitation ne peut pas toujours être prédite et les conditions de chargement peuvent être bien différentes de celles pour lesquelles l'élément a été dimensionné. Ainsi, malgré tous les efforts, les ruptures par cisaillement demeurent une possibilité préoccupante et une des principales causes d'effondrement durant les séismes.

1.2 Problématique

Au cours des trente dernières années, plusieurs études ont démontré que les fibres introduites dans la matrice de béton jouent un rôle similaire aux étriers et procurent une résistance non négligeable contre les efforts de cisaillement. L'utilisation de fibres présente certains avantages par rapport aux étriers traditionnels :

la pose des étriers nécessite une main d'oeuvre importante qui peut ralentir la progression des travaux et qui constitue une part non négligeable d'un budget ;
les fibres sont uniformément distribuées dans la matrice de béton et fournissent une résistance équivalente dans toutes les directions ;
le béton renforcé de fibres peut être une solution profitable pour la construction de sections irrégulières ou pour réduire la congestion d'armature de certains éléments.

Deux problématiques ressortent. Premièrement, peu de tests ont été effectués sur des poutres de grandes dimensions. Deuxièmement, la norme CSA A23.3 ne considère pas la contribution des fibres dans le calcul de la résistance à l'effort tranchant des poutres en béton renforcé de fibres.

1.3 Contexte, objectifs et méthodologie

La recherche suivante s'inscrit à la suite des projets de Nguyen [2006] et Tran [2009] dans le but de caractériser le rôle des fibres dans la résistance à l'effort tranchant des poutres en béton renforcé de fibres. L'objectif principal est d'étudier le comportement des poutres en béton fibré de grandes dimensions soumises à des efforts de cisaillement. Voici les objectifs spécifiques qui permettront d'y parvenir :

1. Vérifier l'influence du pourcentage et du type de fibres sur le comportement des poutres face au cisaillement ;
2. Comparer le comportement des poutres en béton fibré avec celui d'une poutre armée transversalement de la quantité minimale d'acier prescrite par la norme CSA A23.3-04 ;
3. Comparer l'efficacité des fibres métalliques et des fibres synthétiques ;
4. Étudier l'impact des fibres sur l'effet d'échelle ;
5. Dégager une méthode permettant de prédire la résistance d'une poutre renforcée de fibres.

Pour accomplir ces objectifs, les étapes suivantes ont été mises de l'avant :

1. Élaborer un programme expérimental précis et optimal ;
2. Dimensionner les poutres pour assurer une rupture en cisaillement des spécimens ;
3. Construire et instrumenter les spécimens ;
4. Amener les poutres à la rupture par essais de flexion en quatre points et recueillir les mesures des différents instruments ;
5. Examiner et faire un suivi exhaustif de la fissuration durant les essais ;
6. Analyser les résultats recueillis et dégager des tendances.

Chapitre 2

Rappel théorique

Dans ce chapitre, on présente les principes de base permettant de comprendre le comportement d'une poutre en béton armé soumise à des forces de cisaillement, principalement une poutre sans armature transversale. On traite de la méthode du champ de compression modifié, méthode qui permet de prédire le comportement et la résistance au cisaillement d'une poutre en béton armé. On voit les équations suggérées par la norme CSA A23.3-04 pour dimensionner une poutre en béton contre l'effort tranchant. Pour terminer, on explique le concept d'effet d'échelle et les précautions à prendre pour le dimensionnement des poutres de grandes dimensions contre le cisaillement.

2.1 Effort tranchant : principes généraux

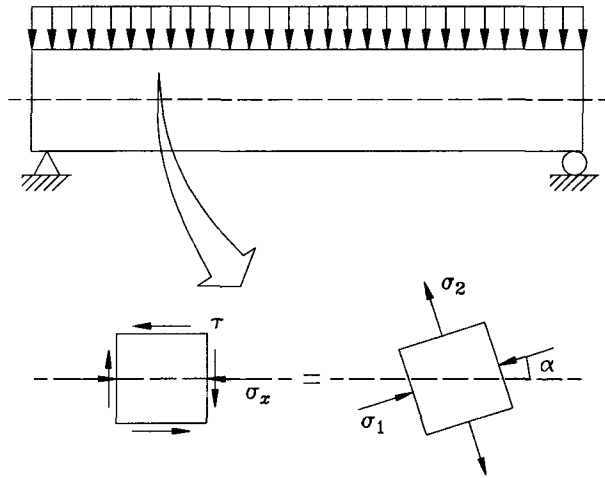
La majorité des éléments structuraux sont soumis, de façon permanente ou momentanée, à des efforts de cisaillement. Or, le comportement en effort tranchant des éléments en béton armé est relativement complexe en raison, notamment, des facteurs suivants :

- le béton est un matériau non homogène et possède une résistance en traction nettement plus faible que sa résistance en compression ;
- les efforts de cisaillement s'accompagnent normalement d'efforts de flexion, axiaux, de torsion ou d'une combinaison de ces efforts qui interagissent ensemble ;
- la présence d'armature transversale augmente non seulement la résistance au cisaillement, mais fait intervenir d'autres mécanismes de résistance ;
- la fissuration est un phénomène non négligeable et le cheminement des efforts à travers ces mêmes fissures est difficilement quantifiable.

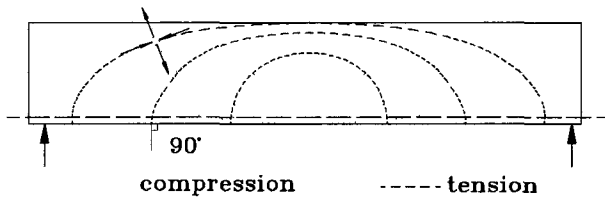
2.1.1 Contraintes et fissuration

En général, une poutre est soumise à des contraintes de flexion et d'effort tranchant, soient respectivement des forces normales et tangentielles. Cette combinaison d'efforts crée un état de contraintes biaxiales qui varie sur la section et la longueur de la poutre. La

figure 2.1 montre le schéma de contraintes d'une poutre isotrope et homogène soumise à une charge uniforme.



(a) Contraintes principales en fonction du chargement



(b) Orientation des contraintes principales de traction et de compression

FIGURE 2.1: Contraintes de flexion et de cisaillement
(adapté de Paultre [2001])

Dans le cas d'une poutre en béton armé avec ou sans armature transversale, des fissures apparaissent si les contraintes principales de traction engendrées excèdent la résistance à la traction du béton. Initialement, ces fissures se forment perpendiculairement à l'orientation des contraintes principales de traction. Au fur et à mesure que les charges augmentent, que la flèche s'accroît en raison du fluage ou tout simplement à cause de la présence de fissures, il y a une redistribution des efforts qui se traduit par un changement d'orientation des contraintes principales et, conséquemment, par une progression des fissures.

Les contraintes principales de compression évoluent parallèlement aux contraintes de traction. La rupture est atteinte si la traction au droit des fissures ne peut être reprise ou si les contraintes principales de compression excèdent la résistance à la compression du béton.

2.1.2 Comportement d'une poutre sans armature transversale

2.1.2.1 Mécanismes de rupture

La rupture par cisaillement d'une poutre sans armature transversale est fragile, c'est-à-dire qu'elle se produit subitement, sans signe précurseur. Globalement, les ruptures par cisaillement peuvent être divisées en deux groupes, les ruptures par écrasement du béton et les ruptures par progression des fissures. Le type de rupture est dicté par la portée de cisaillement a et la hauteur effective d , ou plus spécifiquement par le rapport a/d .

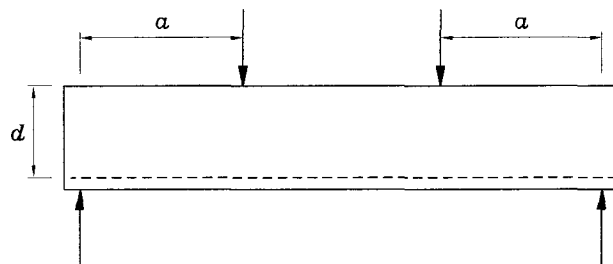


FIGURE 2.2: Portée de cisaillement

La portée en cisaillement a est clairement définie pour un essai de flexion en trois ou quatre points, comme l'illustre la figure 2.2, mais elle n'a aucun sens physique pour les autres cas de chargements. On peut tout de même exprimer le rapport a/d en fonction du moment de flexion et de l'effort tranchant de la façon suivante :

$$\frac{a}{d} = \frac{Va}{Vd} = \frac{M}{Vd} \quad (2.1)$$

On qualifie de poutre profonde une poutre présentant un rapport $a/d < 2$ et une poutre ayant un rapport a/d plus élevé est considérée élancée. Suivant la valeur de a/d , il existe quatre types de rupture pour une poutre sans armature transversale, lesquels sont présentés au tableau 2.1. On voit que la rupture d'une poutre sans armature transversale est associée au cisaillement pour des rapports $a/d < 6$, au-delà la rupture est essentiellement due au moment de flexion. Les modes de rupture des poutres profondes sont généralement de deux types : l'écrasement de la bielle de compression ou l'éclatement du béton au droit des points d'application du chargement. Les ruptures de poutres élancées sont de nature encore plus violente et sont causées par la progression d'une fissure dominante qui vient perturber l'équilibre des forces internes. Puisqu'une rupture en cisaillement se produit soudainement et sans avertissement, il est préférable qu'une poutre se rompe en flexion puisque ce mode de rupture est beaucoup plus ductile.

TABLE 2.1: Mode de rupture en fonction du rapport a/d

Type de poutre	Caractéristique	Type de rupture
Poutre très profonde	$a/d < 1$	Rupture de l'ancrage des armatures à l'appui ou écrasement du béton
Poutre profonde	$1 < a/d < 2.5$	Écrasement ou éclatement du béton dans la zone comprimée
Poutre élancée	$2.5 < a/d < 6$	Rupture en cisaillement-flexion par progression des fissures inclinées
Poutre très élancée	$a/d > 6$	Rupture en flexion

adapté des notes de cours de Bruno Massicotte, École Polytechnique de Montréal, 2006

2.1.2.2 Mécanismes de résistance

Les forces internes qui assurent l'équilibre d'une poutre simplement appuyée sans armature transversale et soumise à un effort tranchant constant sont illustrées à la figure 2.3 et peuvent être résumées ainsi :

1. une force de compression C fournie par le bloc de béton en compression et une force de tension T fournie par l'armature longitudinale ;
2. une force de frottement sur le plan incliné des fissures, V_a , qui est principalement fonction de la largeur de la fissure et de la grosseur des granulats ;
3. une force due à l'effet de goujon au droit de l'armature longitudinale V_d ; et,
4. une force de cisaillement, V_{ct} , qui se produit dans la zone de compression du béton non fissuré.

En négligeant l'effet de goujon, le moment au point O s'écrit $M = Td_v$, avec d_v qui représente la hauteur effective en cisaillement. En utilisant cette expression du moment, on peut exprimer le cisaillement par la somme de deux termes :

$$V = \frac{dM}{dx} = \frac{dT(d_v)}{dx} = d_v \frac{dT}{dx} + T \frac{d(d_v)}{dx} \quad (2.2)$$

L'équation (2.2) indique que deux mécanismes internes contribuent au cheminement des efforts, le premier terme représente l'action de poutre et le second terme représente l'action de cintrage.

L'action de poutre est causée par un gradient de tension dans les barres d'armature longitudinales dT/dx agissant sur un bras de levier constant d_v . Ce mécanisme est le principal mécanisme de transfert des efforts des poutres élancées et repose sur l'acheminement

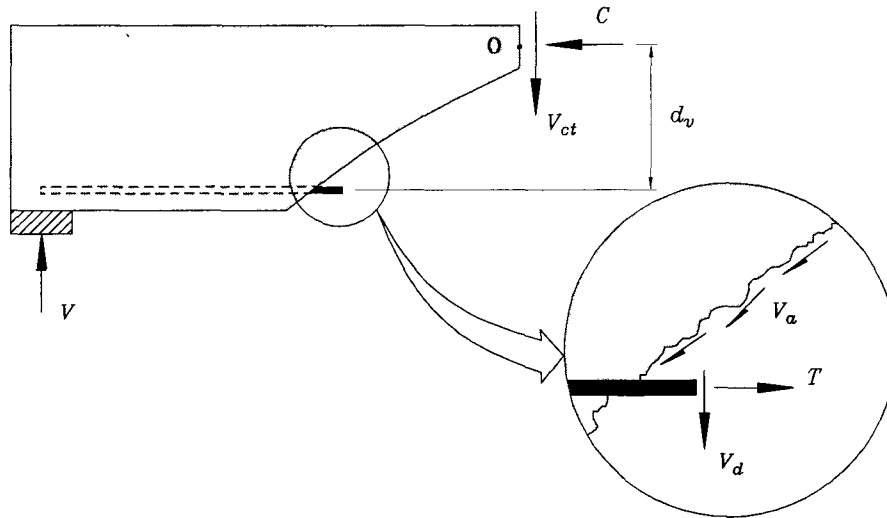


FIGURE 2.3: Mécanismes internes de résistance à l'effort tranchant

des efforts à travers une série de *dents*. Chaque dent est comprise entre deux fissures successives et peut se comparer à un porte à faux dont la partie encastrée est située dans la zone comprimée de la poutre. La figure 2.4 montre une de ces dents ainsi que les forces qui régissent le mécanisme. L'action de poutre nécessite une bonne adhérence entre les barres d'armature longitudinales et le béton qui les entoure pour assurer un transfert des efforts entre les deux matériaux et pour permettre le développement d'un gradient de tension dans les barres d'acier. Ce mécanisme de transfert est limité par la plastification des aciers ou par la perte d'adhérence entre l'armature et le béton.

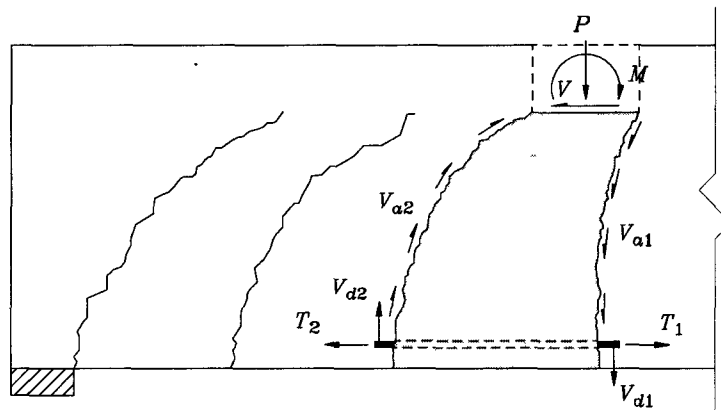


FIGURE 2.4: Forces agissant sur un porte-à-faux entre deux fissures (adapté de Park et Paulay [1975])

Le moment produit par une tension constante T dans les barres d'armature combinée à un bras de levier variable $d(d_v)/dx$ constitue l'action de cintrage. Les transferts de cisaillement par action de cintrage prédominent dans les régions au voisinage des points d'application des forces et des discontinuités ainsi que pour les poutres profondes. Le cheminement des efforts est assuré par un mécanisme de bielles et tirants, comme on peut le voir à la figure 2.5. Pour une poutre, ce mécanisme se traduit par des champs de compression qui relient les points d'application de la force aux appuis et un champ de traction joignant les appuis entre eux. Ainsi, les forces appliquées sont directement acheminées aux appuis par des bielles de compression inclinées en béton et l'équilibre aux appuis est assuré par des forces horizontales de traction qui sont reprises par les barres longitudinales. Ce mécanisme permet de reprendre des efforts plus importants que l'action de poutre. La résistance au cisaillement d'une poutre est donc d'autant plus importante que le rapport a/d est faible. Pour que le transfert par action de cintrage se développe, les barres d'armature doivent être suffisamment ancrées et les forces doivent être appliquées sur la zone comprimée de la poutre.

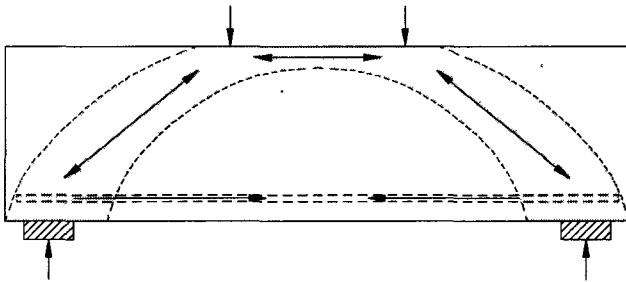


FIGURE 2.5: Représentation de l'action de cintrage par bielles et tirants

2.1.3 Comportement d'une poutre avec armature transversale

Les étriers droits (verticaux) sont le type d'armature transversale le plus couramment utilisé. Leur rôle principal est d'augmenter la résistance au cisaillement :

- en ajoutant une contribution V_s ;
- en réduisant la fissuration qui, par le fait même, améliore la contribution du béton en offrant un meilleur engrenage des granulats ;
- en soutenant les barres d'armature longitudinales ce qui procure un meilleur effet de goujon ;

L'armature transversale améliore également la ductilité. Le cheminement des efforts en présence d'étriers peut s'apparenter à celui d'un treillis, tel qu'illustré à la figure 2.6.

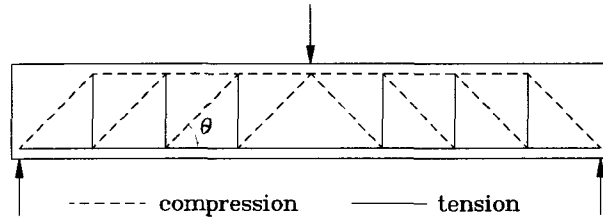


FIGURE 2.6: Analogie du treillis

2.1.4 Effet du cisaillement sur l'armature longitudinale

La figure 2.7 montre un diagramme de corps libre dans lequel l'effet de goujon a été négligé. En supposant que la résultante des forces de frottement passe par le point O, la somme des moments par rapport à ce même point donne :

$$V_f(x + d_v \cot \theta) - T d_v - 0.5 V_s d_v \cot \theta = 0 \quad (2.3)$$

avec V_s , qui représente la résultante des forces dans les étriers qui interceptent la fissure. En sachant que $V_f x = M_{f1}$, la force dans les armatures de flexion peut s'écrire :

$$T = \frac{M_{f1}}{d_v} + (V_f - 0.5 V_s) \cot \theta \quad (2.4)$$

L'équation (2.4) indique que la force dans les armatures tendues est induite à la fois par le moment de flexion et l'effort tranchant. En absence d'étriers, le terme V_s disparaît et la force induite dans l'armature longitudinale augmente.

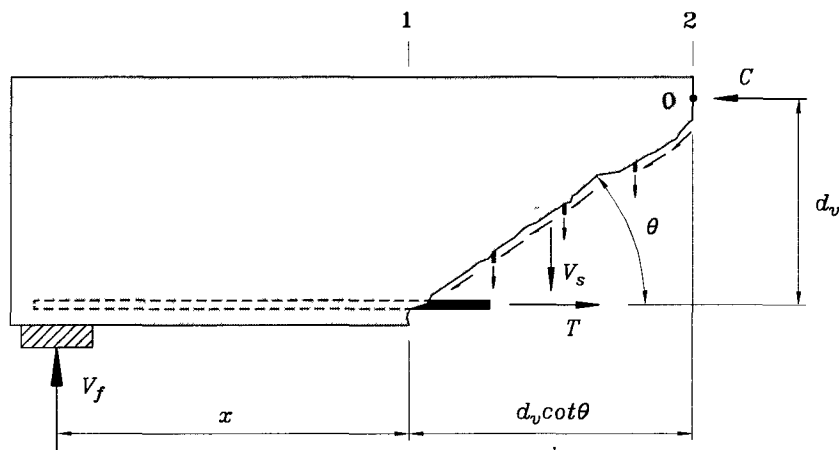


FIGURE 2.7: Équilibre en travée

2.1.5 Évolution des méthodes de calcul de la résistance au cisaillement

La première méthode concrète de calcul de la résistance à l'effort tranchant des poutres en béton armé a été présentée à l'aube du XX^e par l'ingénieur suisse Ritter. Son modèle de treillis à 45° stipulait qu'après fissuration, une poutre en béton armé avec étriers se comporte essentiellement comme un treillis : la tranche supérieure de la poutre et les barres d'armature longitudinales inférieures agissent respectivement comme une membrure en compression et une membrure en tension, les étriers font offices de tirants verticaux et des bielles de compression en béton inclinées à 45° acheminent les forces de compression dans l'âme. Ce modèle donnait des résultats très satisfaisants pour des poutres avec une quantité appréciable d'étriers, mais il reposait sur le principe que le béton ne possède aucune capacité en traction au droit des fissures, si bien qu'il sous-estimait la résistance des poutres avec peu ou pas d'étriers.

Entre les années 1950 et 1960, une succession d'effondrements dramatiques a créé un besoin de rédiger des règles de calcul sécuritaires et plus rigoureuses. Plusieurs équations empiriques ont été proposées pour évaluer la contribution du béton, V_c , indépendamment de la contribution des étriers, V_s , mais elles étaient fastidieuses à utiliser et bien souvent dépourvues de sens physique.

En 1978, Collins et Mitchell [1978] ont développé la méthode du *champ de compression*, fondée sur le modèle du treillis, qui calculait la résistance en compression des bielles ainsi que leur angle d'inclinaison θ de façon rationnelle. En admettant des angles inférieurs à 45°, cette méthode permettait de déterminer la quantité d'étriers nécessaires. En contrepartie, elle était trop conservatrice parce qu'elle ne considérait pas la contribution du béton V_c . En 1986, Vecchio et Collins [1986] ont ajusté le tir en proposant la théorie du *champ de compression modifié* qui tient compte de l'effet bénéfique de la résistance en traction du béton et qui s'avère, encore aujourd'hui, un modèle extrêmement fiable pour prédire la courbe effort-déformation d'une poutre.

2.2 La théorie du champ de compression modifié

La théorie du champ de compression modifié, développée à l'Université de Toronto, est un outil puissant qui permet de prédire le comportement du béton armé au cisaillement. Elle utilise le concept de contraintes et de déformations moyennes pour palier les irrégularités engendrées par la présence de fissures et se base essentiellement sur la relation entre l'état plan de contrainte, f_x , f_y , v_{xy} , et l'état plan de déformation, ε_x , ε_y , ε_{xy} .

2.2.1 Équations d'équilibre

En sachant que f_1 et f_2 sont respectivement les contraintes moyennes de traction et de compression, l'équilibre vertical de la section de poutre présentée à la figure 2.8(c) s'écrit :

$$A_v f_v + f_1 s \cos^2 \theta = f_2 s \sin^2 \theta \quad (2.5)$$

avec A_v représentant l'aire d'armature de cisaillement sur une distance s , s représentant l'espacement longitudinal des étriers, et f_v représentant la contrainte dans les acier transversaux. Parallèlement, on peut, à partir du cercle de Mohr de la figure 2.8(b), déduire l'expression suivante pour f_2 :

$$f_2 = v(\tan \theta + \cot \theta) - f_1 \quad (2.6)$$

où θ est l'angle d'inclinaison des contraintes et des déformations principales de traction et v est la contrainte de cisaillement qui vaut $V/(b_w d_v)$.

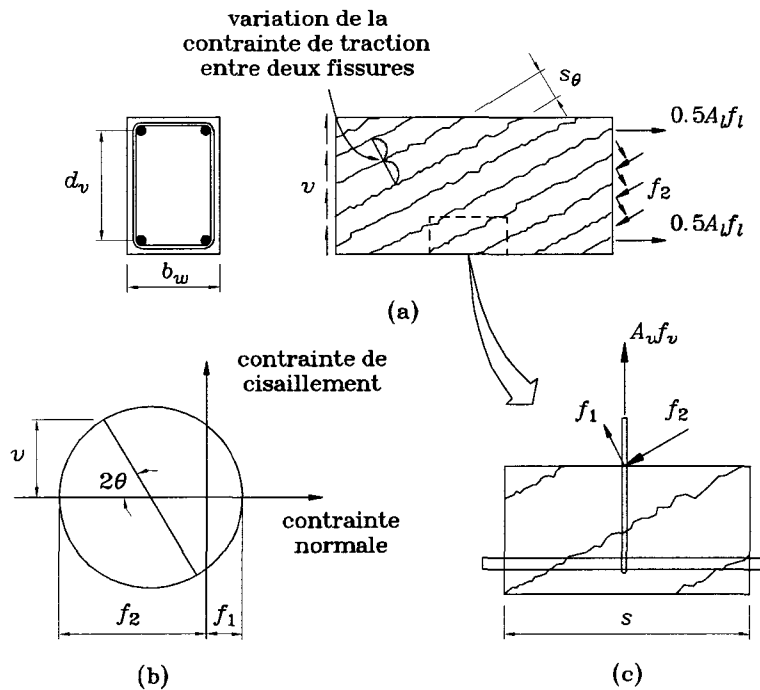


FIGURE 2.8: Conditions d'équilibre pour une poutre rectangulaire soumise à un effort tranchant pur (adapté de Vecchio et Collins [1986])

En remplaçant la valeur de f_2 déduite du cercle de Mohr dans l'équation (2.5) et en multipliant les termes par $b_w d_v$, la résistance au cisaillement devient :

$$V_r = vb_w d_v = f_1 \cot \theta b_w d_v + \frac{A_v f_v}{s} d_v \cot \theta \quad (2.7)$$

On constate que la résistance au cisaillement se résume en deux termes, le premier représente la contribution du béton et le second représente la contribution des aciers transversaux.

2.2.2 Relations contrainte - déformation

La contribution du béton est donc fonction des deux inconnus θ et f_1 . Avant la fissuration, la relation entre la contrainte moyenne de traction et la déformation moyenne est fonction du module tangent du béton E_{ct} et de la déformation principale moyenne positive ε_1 et s'écrit :

$$f_1 = E_{ct} \varepsilon_1 \quad (2.8)$$

dans lequel le module élastique se calcule :

$$E_{ct} = 1.1(3300\sqrt{f'_c} + 6900) \left(\frac{\lambda_c}{2300} \right)^{1.5} \quad (2.9)$$

où λ_c représente la masse volumique du béton. Lorsque la contrainte de fissuration f_{cr} est atteinte et que les premières fissures apparaissent, la contrainte moyenne de traction diminue avec l'augmentation de la déformation selon l'expression :

$$f_1 = \frac{\alpha_1 \alpha_2 f_{cr}}{1 + \sqrt{500\varepsilon_1}} \quad (2.10)$$

où α_1 et α_2 sont des facteurs qui tiennent compte respectivement des caractéristiques d'adhérence de l'armature et du type et de la durée du chargement et $f_{cr} = 0.33\sqrt{f'_c}$. La reprise de traction par le béton après la fissuration est appelée *raidissement en traction*. La contrainte de traction au droit d'une fissure est nulle et augmente lorsqu'on s'en éloigne, d'où l'importance de la notion de déformations et de contraintes moyennes.

La figure 2.9 illustre les contraintes agissant sur deux plans parallèles d'une poutre. Le premier plan présente les contraintes moyennes entre deux fissures et le second présente les contraintes au droit d'une fissure. Or, ces deux groupes de contraintes se doivent d'être équivalents pour que l'équilibre soit respecté, ce qui, pour la direction verticale, se traduit par l'équation suivante :

$$f_1 \frac{b_w d_v}{\sin \theta} \cos \theta + A_v f_v \frac{d_v}{s \tan \theta} = v_{ci} b_w d_v + A_v f_{vcr} \frac{d_v}{s \tan \theta} \quad (2.11)$$

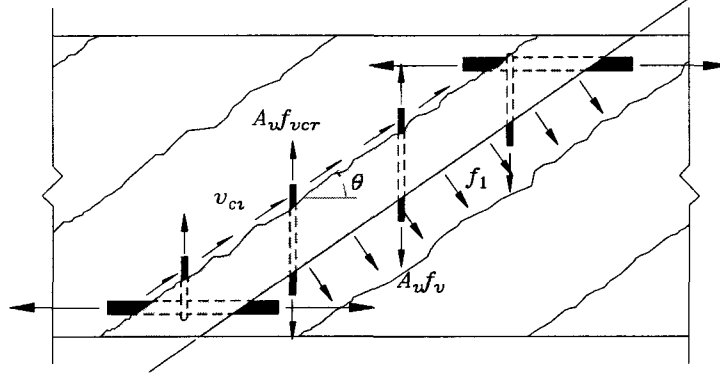


FIGURE 2.9: Comparaison des contraintes au droit d'une fissure avec les contraintes moyennes entre deux fissures (adapté de Vecchio et Collins [1986])

où v_{ci} est la capacité du béton à transmettre les efforts à travers une fissure et f_v et f_{vcr} sont respectivement la contrainte moyenne et la contrainte au droit des fissures des barres transversales. En réarrangeant l'équation (2.13), f_1 devient :

$$f_1 = v_{ci} \tan \theta + \frac{A_v}{b_w s} (f_{vcr} - f_v) \quad (2.12)$$

ce qui signifie qu'en présence de fissures, la contrainte de traction est limitée par la capacité du béton à transmettre les efforts à travers ces mêmes fissures et par la contrainte locale dans les étriers. En sachant que la contrainte locale dans les étriers ne peut excéder la limite élastique f_{yv} , on peut écrire :

$$f_1 = \frac{\alpha_1 \alpha_2 f_{cr}}{1 + \sqrt{500 \varepsilon_1}} \leq v_{ci} \tan \theta + \frac{A_v}{b_w s} (f_{yv} - f_v) \quad (2.13)$$

Les travaux de Walraven [1981] ont permis de constater que v_{ci} augmente avec le diamètre maximal des granulats a_g en raison de l'engrenage des granulats et diminue avec la largeur moyenne des fissures w . L'équation proposée par Vecchio et Collins [1986] pour calculer cette contrainte est :

$$v_{ci} = \frac{0.18 \sqrt{f'_c}}{0.3 + [24w / (a_g + 16)]} \quad (2.14)$$

où $w = \varepsilon_1 s_\theta$ et s_θ est la distance longitudinale entre deux fissures successives qui se calcule :

$$s_\theta = \frac{1}{(\sin \theta / s_z) + (\cos \theta / s_v)} \quad (2.15)$$

avec s_z qui est l'espacement des fissures qui seraient obtenues en appliquant une force de traction à la section dans la direction horizontale et s_v qui représente la même mesure, mais dans la direction verticale.

En résumé, on peut exprimer la résistance à l'effort tranchant par la somme des contributions du béton et des aciers transversaux :

$$V_r = f_1 \cot \theta b_w d_v + \frac{A_v f_v}{s} d_v \cot \theta \quad (2.16)$$

où la contribution du béton est fonction de la contrainte de traction maximale dans le béton f_1 qui se calcule à partir des deux expressions suivantes :

$$f_1 = 1.1(3300\sqrt{f'_c} + 6900) \left(\frac{\lambda_c}{2300} \right)^{1.5} \varepsilon_1 \quad (2.17a)$$

$$f_1 = \frac{\alpha_1 \alpha_2 f_{cr}}{1 + \sqrt{500\varepsilon_1}} \leq \frac{0.18\sqrt{f'_c}}{0.3 + [24w/(a_g + 16)]} \tan \theta + \frac{A_v}{b_w s} (f_{yv} - f_v) \quad (2.17b)$$

où la première équation se rapporte à une poutre non fissurée tandis qu'on utilise la deuxième expression après fissuration.

Parallèlement, Vecchio et Collins [1986] ont constaté que lorsque le béton est soumis à une déformation positive perpendiculaire à l'application de la force, la résistance à la compression du béton devient :

$$f_{2max} = \frac{f'_c}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq f'_c \quad (2.18)$$

En intégrant cette valeur à la contrainte moyenne de compression f_2 , la relation contrainte-déformation devient :

$$f_2 = \left[2 \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_2} - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_2} \right)^2 \right] f_{2max} \quad (2.19)$$

où ε_2 est la déformation principale en compression.

2.3 Résistance au cisaillement selon la norme CSA A23.3-04

La résistance à l'effort tranchant des poutres se résume par la somme des contributions : (i) du béton V_c , (ii) des aciers transversaux V_s , et (iii) des forces verticales de précontraintes V_p .

2.3.1 Contribution du béton

L'expression adoptée par la norme A23.3-04 pour évaluer la résistance au cisaillement du béton est donnée par :

$$V_c = \lambda \phi_c \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v \quad (2.20)$$

dans laquelle $\phi_c = 0.65$
 λ est un paramètre qui tient compte du type de béton
 $= 1.0$ béton normal
 $= 0.85$ béton semi-léger
 $= 0.75$ béton léger
 β est un coefficient qui dépend de la capacité du béton à transférer des efforts de traction

et où le terme $\sqrt{f'_c}$ est limité à 8,0 MPa. La valeur de β peut être déterminée de différentes façons dépendamment du type de sollicitations et des caractéristiques de l'élément.

2.3.2 Contribution des aciers transversaux

La contribution des aciers transversaux proposée dans la norme A23.3-04 s'énonce :

$$V_s = \frac{\phi_s A_v f_y d_v}{s \tan \theta} \quad (2.21)$$

où $\phi_s = 0.85$
 A_v est la somme de l'aire des branches des étriers dans le même plan
 f_y est la limite élastique des aciers transversaux
 s est l'espacement horizontale des étriers
 θ est l'angle d'inclinaison des contraintes de compression

La présence d'étriers est nécessaire si $V_f \geq V_s$ ou si la hauteur totale de la poutre est supérieure à 750 mm.

2.3.3 Détermination de β et θ

2.3.3.1 Méthode générale

La méthode générale évalue β en fonction de la déformation longitudinale en faisant appel à des relations dérivées de la théorie du *champ de compression modifiée*. La norme A23.3-04 suggère d'utiliser cette approche dans la détermination de β pour des poutres soumises à des efforts axiaux notables et pour toutes les poutres ne satisfaisant pas les conditions de la méthode simplifiée. La valeur de β est donnée par l'expression suivante :

$$\beta = \frac{0.40}{(1 + 1500\varepsilon_x)} \times \frac{1300}{(1000 + s_{ze})} \quad (2.22)$$

où le paramètre d'espacement de fissure équivalent s_{ze} est donné par :

$$s_{ze} = \frac{35s_z}{15 + a_g} \not\leq 0.85s_z \quad (2.23)$$

Comme on peut le voir sur la figure 2.10, s_z doit être pris égal à d_v , ou, pour les éléments comportant des lits d'armatures longitudinales intermédiaires, à l'espacement vertical maximal entre ces lits en autant que l'aire d'acier de chaque lit soit d'au moins $0.003b_w s_z$. La valeur de a_g doit être linéairement réduite à zéro pour $60 \text{ MPa} \leq f'_c \leq 70 \text{ MPa}$ tandis qu'elle est fixée à zéro si $f'_c > 70 \text{ MPa}$.

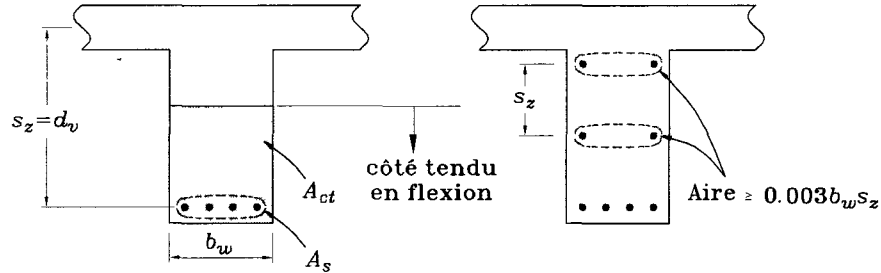


FIGURE 2.10: Paramètres pour le calcul de la résistance à l'effort tranchant (*adapté de CSA A23.3 [2004]*)

Pour calculer l'angle d'inclinaison θ , on utilise la formule suivante :

$$\theta = 29 + 7000\varepsilon_x \quad (2.24)$$

La déformation longitudinale ε_x se calcule à mi-hauteur de l'âme en fonction des efforts appliqués à l'aide de l'équation suivante :

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f + 0.5N_f}{2(E_s A_s)} \quad (2.25)$$

dans laquelle les termes relatifs à la prétension ont été négligés. En utilisant l'équation (2.25), on doit observer les conditions suivantes :

- M_f et V_f sont pris positifs et $M_f \not\leq V_f d_v$;
- A_s doit être réduit proportionnellement à la longueur de développement disponible en fonction de la pleine longueur de développement ;
- si la valeur de ε_x est négative, on doit la recalculer en tenant compte de la section de béton tendue de la façon suivante :

$$\varepsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f + 0.5N_f}{2(E_s A_s + E_c A_{ct})} \not\leq -0.20 \times 10^{-3} \quad (2.26)$$

- pour les sections situées à moins de d_v du nu de l'appui, on peut calculer β avec la valeur de ε_x déterminée à d_v du nu de l'appui ;

si la force axiale de traction est assez élevée pour engendrer la fissuration de la fibre comprimée de la section, on doit multiplier la déformation obtenue de l'équation (2.25) par un facteur 2 ;

- on peut utiliser une valeur de ε_x plus élevée que celle calculée avec l'équation (2.25) pour évaluer β , mais ε_x ne peut en aucun cas être pris supérieur à 3.0×10^{-3} .

2.3.3.2 Méthode simplifiée

Pour les poutres dont la limite élastique des aciers longitudinaux n'excède pas 400 MPa et dont la résistance à la compression du béton est inférieure à 60 MPa, θ et β peuvent être déterminés sans avoir à calculer préalablement la déformation longitudinale. Ainsi, $\theta = 35^\circ$ tandis que'on peut déterminer β à partir des deux expressions suivantes :

$$\beta = \frac{230}{1000 + d_v}; \quad \text{si la grosseur maximale des gros granulats est d'au moins 20 mm} \quad (2.27)$$

$$\beta = \frac{230}{1000 + s_{ze}}; \quad \text{pour toutes les grosseurs de granulats} \quad (2.28)$$

2.3.3.3 Éléments particuliers

La norme recommande d'utiliser $\beta = 0.21$ et $\theta = 42^\circ$ pour :

- les poutres dont la profondeur totale est de 250 mm et moins ;
- les poutres coulées de façon monolithique avec les dalles et dont la dimension sous les dalles n'excède pas la moitié de la largeur de l'âme ou 350 mm.

2.3.4 Vérification de l'armature longitudinale

Comme on l'a vu à la section 2.1.4, le cisaillement induit des efforts dans les barres longitudinales. Le code fournit les deux équations suivantes, dans lesquelles on a négligé le terme de précontrainte V_p , pour s'assurer que l'acier dans la région tendue peut résister à la force de traction engendrée F_{lt} et que les barres dans la zone comprimée résisteront à la force de traction F_{lc} :

$$F_{lt} = \frac{M_f}{d_v} + 0.5N_f + (V_f - 0.5V_s - V_p)\cot\theta \quad (2.29)$$

$$F_{lc} = 0.5N_f + (V_f - 0.5V_s - V_p)\cot\theta - \frac{M_f}{d_v} \quad (2.30)$$

où M_f et V_f sont positifs et la force axiale N_f est positive en tension. Les valeurs de F_{lt} et F_{lc} sont ensuite comparées à la force disponible dans les barres en fonction de la longueur de développement ℓ_d .

2.4 L'effet d'échelle

L'effet d'échelle est le phénomène selon lequel, pour un ratio d'armature longitudinal et un rapport a/d donnés, la résistance au cisaillement nominale du béton $V_c/(b_w d_v)$ diminue avec l'augmentation de la hauteur de la section. Au milieu des années 60, Kani [1967] a découvert que la contrainte de cisaillement ultime était réduite de près de 50 % lorsque la hauteur effective des poutres passait de 200 à 800 mm. Plus tard, Shioya [1989] a élargi l'étendue des recherches en testant des poutres de 3000 mm de hauteur. L'auteur a alors enregistré une réduction supplémentaire de l'ordre de 25 % en passant de $d = 800$ mm à $d = 3000$ mm.

De nombreux chercheurs se sont penchés sur le phénomène ce qui fait que l'on comprend mieux maintenant ce qui cause une diminution de la contrainte ultime à l'effort tranchant. En effet, l'engrenage des granulats est responsable de l'acheminement de près de 70 % du cisaillement vertical total [Fenwick et Paulay, 1964]. Ce mécanisme de transfert dépend à la fois de la taille des granulats et de l'ouverture des fissures. Or, Shioya [1989] a découvert que l'espacement des fissures à mi-hauteur de l'âme d'une poutre en béton armé sans étrier augmente avec la profondeur de la poutre et Sherwood et al. [2007] ont démontré que l'ouverture des fissures augmente de façon quasiment linéaire avec leur espacement. C'est donc dire que plus les éléments sont de grande taille, plus les fissures à mi-hauteur de la poutre sont larges, ce qui diminue l'efficacité des granulats à transmettre les contraintes de cisaillement au droit des fissures, réduisant du même coup la résistance du béton à l'effort tranchant.

Les poutres élancées et les poutres profondes sont touchées par le phénomène [Walraven et Lehwalter, 1994], mais Tan et al. [2005] ont trouvé que les poutres profondes en étaient plus affectées. Tan et al. [2005] ont aussi conclu que la contrainte à la fissuration n'était pas influencée par la taille des spécimens. Puisque la largeur des poutres de même que la présence d'armature de température ou de retrait n'ont pas d'influence significative sur la contrainte de cisaillement maximale [Sherwood et al., 2006], on peut conclure que les dalles subissent également un effet d'échelle.

2.4.1 Conséquences sur le dimensionnement

Le coefficient β introduit dans l'équation (2.20) est un des moyens utilisés pour tenir compte de la diminution de la contrainte nominale de cisaillement du béton avec la hauteur des poutres. La norme conseille, pour les poutres de plus de 750 mm de hauteur, de prévoir la quantité minimale d'armatures transversales suivante :

$$A_{v,min} = 0.06 \sqrt{f'_c} \frac{b_w s}{f_y} \quad (2.31)$$

Dans l'éventualité où des étriers sont requis, soit si $V_c < V_f$, le code propose, en plus de l'équation (2.21), l'espacement maximum suivant :

$$s \leq \begin{cases} \min(600, 0.7d_v) & \text{pour } V \leq 0.125\lambda\phi_c f'_c b_w d_v \\ \min(300, 0.35d_v) & \text{pour } V > 0.125\lambda\phi_c f'_c b_w d_v \end{cases} \quad (2.32)$$

où V est le cisaillement appliqué. Ces spécifications portées sur l'armature transversale ont pour but de restreindre la fissuration.

Outre les méthodes sectionnelles présentées précédemment, la norme CSA A23.3-04 permet de calculer la résistance au cisaillement des poutres profondes par la méthode de bielles et tirants. Bien que la complexité de cette approche ne justifie pas son utilisation pour le dimensionnement de poutres simples, elle convient aux poutres profondes, aux éléments où l'hypothèse de Navier-Bernoulli sur les sections planes ne s'applique plus et aux voisinages de discontinuité.

Chapitre 3

Revue de littérature

Ce chapitre peut se diviser en deux parties. Dans la première partie, on se concentre sur les caractéristiques des bétons renforcés de fibres. On y voit leurs applications et leurs propriétés mécaniques. On explique le rôle des fibres dans le béton et on énumère les paramètres qui influencent leur efficacité. La deuxième partie porte sur les essais réalisés en laboratoire sur des poutres en béton renforcées de fibres soumises à des efforts de cisaillement. On recense les essais réalisés au cours des 30 dernières années, on résume les conclusions pouvant en être tirées, on voit plus en détail les programmes expérimentaux portant sur les poutres de grandes dimensions et on fait un survol des équations et des méthodes de calcul qui ont été proposées pour calculer la résistance au cisaillement des poutres.

3.1 Le béton renforcé de fibres

L'addition de fibres dans le béton est une pratique déjà répandue dans l'industrie. Les nombreuses innovations dans le domaine des bétons fibreux ont permis d'étendre considérablement les domaines d'application. Parmi les applications les plus courantes, on peut parler des dalles industrielles, des tabliers de pont, des trottoirs, des pistes d'aéroport, des conduites d'aqueduc, des égouts ou tous autres types de canalisation ainsi que des parois intérieures des tunnels. Les bétons avec fibres sont également très utilisés pour les structures soumises à des impacts importants, les éléments préfabriqués, les travaux de réfection et les ouvrages sous-marins ou réfractaires.

Les fibres peuvent être ajoutées durant le malaxage ou être préalablement combinées au ciment sec. Au final, il est important d'obtenir une dispersion uniforme et d'éviter la ségrégation des fibres ou la formation de boules. Généralement, l'addition de fibres entraîne de l'air dans le mélange et diminue l'ouvrabilité des bétons. Pour contrer ce phénomène, des adjuvants chimiques, tel un superplastifiant, doivent compléter le mélange pour faciliter la mise en place sans nuire aux propriétés mécaniques.

3.1.1 Propriétés mécaniques

L'amélioration des performances en traction justifie à elle seule l'ajout de fibres dans la matrice de béton. Cependant, les bétons renforcés de fibres affichent également une résistance aux impacts et une ductilité nettement supérieures, une plus grande ténacité ainsi qu'une rigidité légèrement plus élevée que les bétons traditionnels.

Les fibres diminuent le risque d'éclatement et la fissuration causée par le retrait. Elles permettent aussi de ralentir ou même de freiner la progression des fissures. Lorsqu'il est soumis à des charges importantes, le béton fissure et les fibres noyées dans le béton font office de couture en résistant à des efforts de traction significatifs. Ceci diminue les risques d'infiltration ce qui se traduit par une plus grande résistance aux cycles de gel-dégel et aux sels de déglacage, donc une plus grande durabilité.

3.1.2 Rôle des fibres dans le béton

La capacité des fibres à améliorer les propriétés mécaniques du béton est principalement contrôlée par :

1. le processus par lequel les forces sont transmises de la matrice de béton aux fibres ;
2. l'effet de couture des fibres au droit des fissures.

On se doit de distinguer le transfert des contraintes avant et après fissuration puisque le processus peut être bien différent pour chaque cas. Le comportement avant fissuration est caractérisé par un transfert élastique des contraintes dans lequel les déformations longitudinales de la fibre et de la matrice de béton sont géométriquement compatibles. Pour des cas de chargement plus avancés, l'adhérence à l'interface n'est plus parfaite et la friction devient le mécanisme principal de transfert des efforts [Bentur et Mindess, 2001]. Dans cette situation, un déplacement relatif est observé entre la fibre et la matrice. La transition entre les deux mécanismes est graduelle. La perte d'adhérence peut aussi bien survenir avant ou après la fissuration dépendamment de la résistance au cisaillement de l'interface béton/fibre et de la résistance à la traction du béton. Plus cette dernière est importante, plus les chances d'observer une perte d'adhérence avant la fissuration sont élevées.

Dès l'apparition d'une fissure, les fibres qui l'interceptent transmettent les efforts en jouant un rôle similaire à celui d'un pont, d'où l'expression *bridging effect*. L'ouverture de la fissure devient alors fonction du nombre de fibres qui l'interceptent et de leur module d'élasticité. Tant que la résistance des fibres n'est pas atteinte et qu'une adhérence suffisante subsiste entre elles et la matrice de béton, les fibres permettent d'augmenter

les résistances du béton. Généralement, les ruptures sont causées par une perte totale d'adhérence à l'interface béton/fibres si bien que le mécanisme de friction régit en grande partie le comportement postfissuration et dicte les résistances ultimes des bétons fibreux.

L'adhérence fibres/béton dépend du type de béton, mais aussi de la forme et de la surface de contact des fibres. L'interaction qui existe entre une fibre et la matrice se produit dans un volume relativement restreint de béton entourant la fibre. La microstructure du béton dans cette zone, appelée zone de transition, est considérablement différente de celle de la pâte brute. La nature et l'étendue de la zone de transition dépendent du type et de la densité de fibres ainsi que de la technique de production du mélange.

3.1.3 Propriétés des fibres

Pour offrir un bon rendement, les fibres doivent :

- se disperser uniformément dans la matrice de béton ;
avoir une adhérence suffisante avec le béton pour permettre le transfert des forces de traction ;
être assez résistantes et posséder un module d'élasticité adéquat pour limiter la fissuration ;
- être suffisamment durables pour accomplir leurs rôles tout au long de la vie du béton.

On dénombre principalement quatre paramètres qui influencent leur efficacité : (i) le type de fibres, (ii) la densité de fibres, (iii) le rapport L/D et (iv) l'orientation des fibres.

3.1.3.1 Type de fibres

Le type de fibres réfère principalement à leur composition et à leur forme. Il en existe plusieurs et chacune présente des propriétés et des utilités spécifiques (voir tableau 3.1). Parmi les plus connues, on compte les fibres de verre, les fibres d'acier et les fibres synthétiques. Les fibres d'acier sont probablement les fibres les plus utilisées en raison de leur module d'élasticité élevé. On les trouve sous différentes formes, généralement dans le but d'obtenir une meilleure adhérence entre les fibres et le béton qui les entoure. Les plus fréquentes sont les fibres droites de sections ronde ou plate, les fibres crochetées aux extrémités et les fibres ondulées.

Les fibres synthétiques se distinguent par leur faible masse volumique. Le terme «fibres synthétiques» désigne une variété impressionnante de fibres, mais les plus utilisées sont les fibres de polypropylène. Elles se déclinent principalement en deux formes : droites et consistantes ou «multifilaments», c'est-à-dire que leurs extrémités s'effilochent durant le

malaxage. Cette caractéristique offre une plus grande surface de contact entre la fibre et le béton, donc ultimement une plus grande résistance à l'arrachement.

TABLE 3.1: Propriétés de certains types de fibres

Type de fibres	Diamètre, mm	Résistance en tension, MPa	Module d'élasticité, GPa	Densité relative	Élongation ultime, %
Acier	5→500	500→2000	200	7.84	0.5→3.5
Acrylique	18	400→1000	14→19.5	1.18	3
Aramide (Kevlar)	10	3600	65→133	1.45	2.5→3.6
Bois	-	900	71	1.5	-
Carbone	9	2600	230	1.9	1.0
Cellulose	-	300 → 500	10	1.2	-
Nylon	20→40	900	4.0	1.1	13→15
Polyéthylène	30→500	200→3000	0.3→172	0.95	3→80
Polypropylène	20→500	400→800	5→77	0.9	8→25
Verre	9→15	2000→4000	70→80	2.6	1.5→3.5

adapté de Bentur et Mindess [2001]

3.1.3.2 Taux volumique de fibres

La quantité de fibres ajoutée au béton est calculée en fonction du volume total de mélange. Les pourcentages normalement employés varient de 0.25 à 2.00 % du volume. Théoriquement, le volume de fibres pouvant être incorporé à la matrice de béton n'a pas vraiment de limite. Dans les faits, une proportion trop importante de fibres diminue l'ouvrabilité du béton. La quantité de fibres pouvant être utilisées sans causer une perte innacceptable de manoeuvrabilité dépend des conditions de mise en place, du degré de congestion d'armature, du type de béton, du rapport L/D des fibres ainsi que du type et de la quantité d'adjuvant ajouté au mélange.

3.1.3.3 Rapport L/D

Le rapport L/D , ou «aspect ratio» en anglais, est, comme son nom l'indique, le rapport de la longueur de la fibre sur son diamètre (ou diamètre équivalent pour les fibres rectangulaires). Cette propriété est un indicateur représentant la surface de contact totale entre les fibres et le béton. En d'autres mots, plus le rapport L/D est élevé, plus la surface de contact entre les fibres et le béton est importante pour un volume de fibres donné. Habituellement, ce rapport se situe entre 50 et 150 en ce qui concerne les fibres en acier, mais peut être considérablement plus élevé dans le cas de certaines fibres synthétiques. Les fibres possédant un important rapport L/D affichent généralement une plus grande

résistance à l'arrachement, mais sont plus enclines à compromettre la mise en place du béton.

3.1.3.4 Orientation des fibres

Généralement, les fibres sont ajoutées au béton durant le malaxage. En conséquence, l'orientation des fibres est généralement aléatoire.

3.2 Études antérieures

3.2.1 Essais en laboratoire

On a résumé aux tableaux 3.2, 3.3 et 3.4 les programmes expérimentaux ayant étudié la résistance au cisaillement de poutres en béton armé renforcées de fibres. Les deux premiers tableaux présentent les tests effectués sur des poutres sans étrier en béton de résistance normale et haute performance tandis que le dernier tableau énumère les essais pour lesquels une combinaison de fibres et d'armature transversale a été étudiée.

3.2.1.1 Résumé des résultats

Les chercheurs s'entendent pour dire que l'addition de fibres dans la matrice de béton permet d'améliorer la résistance au cisaillement, à la fissuration et à l'ultime. En général, les poutres en béton fibré possèdent des résistances de 50 à 150 % plus élevées que leurs homologues sans fibre et certaines poutres ont même enregistré des gains de résistance de plus de 200 %. Selon Narayanan et Darwish [1987], en plus de fournir des résistances ultimes du même ordre que les poutres contenant des étriers, les fibres procurent des résistances à la fissuration supérieures. L'utilisation simultanée de fibres et d'étriers semble néanmoins donner les meilleurs résultats [Cucchiara et al., 2004; Sarhat et Abdul-Ahad, 2006].

Selon plusieurs, les fibres augmentent aussi la ductilité du mode de rupture, la ténacité et la rigidité, tout en restreignant la fissuration. Les poutres renforcées de fibres produisent une densité de fissures semblable aux poutres avec étriers, mais les fissures sont beaucoup moins larges [Narayanan et Darwish, 1987]. De l'avis des auteurs, ceci démontre que les fibres permettent une meilleure redistribution des contraintes. Li et al. [1992] et Calixto et al. [2002] ont constaté que les fibres augmentent l'efficacité de l'effet de goujon tandis que Calixto et al. [2002] ont trouvé qu'elles améliorent l'engrenage des granulats. Si on regarde les résultats de Li et al. [1992], on constate que les contraintes de cisaillement à l'ultime des poutres de 127×228 mm étaient plus faibles que celles des poutres correspondantes de plus petites dimensions, ce qui indique la présence d'un phénomène d'effet d'échelle.

TABLE 3.2: Résumé des tests antérieurs effectués sur des poutres en béton fibré de résistance normale sans armature transversale

Auteurs	Nombre de poutres	Type de poutres ¹	$b_u \times d$, mm	Fibres				
				Type ²	Longueur, mm	L/D	ρ_f , mm	a/d^3
Batson et al. [1972]	21	R	102 × 126	AD/AO	19.1 / 25.4	*	0 → 2.66	4.8
	72				25.4	100 / *	0.22 → 1.76	1.2 → 5.0
Williamson et Knab [1975]	3	R	305 × 457	A*	*	*	0 / 1.5	5.0
LaFraugh et Moustafa [1975]	8	R	102 × 175	AD	25 → 64	*	1.0 / 1.5	3.8
	3	T	125 × 600			*	1.0	4.0
Roberts et Ho [1982]	9	R	50 × 170	AD	38	*	0 → 1.3	0.8 / 1.6 / 2.4
Jindal [1984]	44	R	102 × 127	AD/BC	3 → 28	10 → 100	0 / 1.0	2.0 → 4.8
Sharma [1986]	7	R	150 × 276	AC	50	83	0 / 1.0	1.8
Mansur et al. [1986]	24	R	150 × 200	AC	30	*	0 → 1.0	2.0 → 4.4
Narayanan et Darwish [1987]	49	R	85 × 130	AO	30 / 40	100 / 133	0 → 3.0	2.0 → 3.5
Murtu et Venkatacharyulu [1987]	9	R	100 × 180	BC	27 → 54	*	0 → 1.5	2 / 3
Kaushik et al. [1987]	20	R	102 × 135	BC	28 → 46	*	0 → 1.5	2.5
Lim et al. [1987]	16	R	152 × 221	AC	30	*	0 → 1.0	1.5 → 3.5
Narayanan et Darwish [1988]	12	R	100 × 345	AO	30	100	0 → 1.25	0.46 → 0.93
	51	R	63.5 × 102	PE/AC	12.7 / 30 / 50	334 / 60 / 100	0 / 1.0	1 → 3
	9		127 × 204	AC	30 / 50	60 / 100		3
Tan et al. [1992]	6	I	60 × 350	AC	30	60	0 → 1.0	1.5 / 2.0 / 2.5
Swamy et al. [1993]	18	I	55 × 265	AO	50	100	0 / 1.0	2.0 / 3.4 / 4.9
Adebar et al. [1997]	11	R	150 × 558	AC	30 / 50	60 / 100	0 → 1.5	2.7
Casanova et al. [1997]	5	I / T	150 × 800 ⁴	AC	30 / 60	60 / 75	0 / 1.25	*
Mirsayah et Banthia [2002]	11	R	150 × 150 ⁴	AD/AO	50	50	0 → 2.0	ECD
Altoubat et al. [2007]	6	R	280 × 393	SD	40	90	0.5 / 0.75	3.5
Greenough et Nehdi [2008]	13	R	200 × 265	PPD/AD/AC	30 / 50	50 → 63	0 → 1.0	3.0

¹ R = rectangulaire, T = poutre en té, I = poutre en I² AO = ondulée en acier, AC = crochétée en acier, AD = droite en acier, BC = broche coupée, C = carbone, PPD = droite en polypropylène, PE = polyéthylène, SM = synthétique multifilaments, SD = synthétique droite³ ECD = essai de cisaillement direct⁴ $b_u \times h$

* Informations non fournies par les auteurs

TABLE 3.3: Résumé des tests antérieurs effectués sur des poutres en béton fibré haute-performance sans armature transversale

Auteurs	Nombre de poutres	Type de poutres ¹	$b_w \times d$, mm	Fibres				
				Type ²	Longueur, mm	L/D	ρ_f , mm	u/d^3
Swamy et Bahia [1985]	2 9	R T	175 × 310	AO	50	100	0 → 1.2	4.5
El-Nicma [1991]	10	R	100 × 175	AO	*	63.8 → 127.7	0 → 1.0	3.86
Mansur et Ong [1991]	10	R	90 × 458	AD	30	60	0 → 1.5	0.32 → 1.87
Furlan Jr et de Hanai [1997]	14	C	100 × 85	PPM/AO	25.4 → 42.0	*	0 → 2.0	3.5
Oh et al. [1999]	9	R	100 × 180	AD	42	60	0 → 2.0	2.67
Calixto et al. [2002]	12	I	80 × 320	AC/AD	30/25	60/ *	0 0.8	3.75
Dupont et Vandewalle [2003]	34	R	200 × 260	AC	35/50/60	45/65/80	0 → 0.89	1.5 → 4.0
Cucchiara et al. [2004]	9	R	200 × 305	AC	30	60	0 1 2	2.5
Majdzadeh et al. [2006]	14 40	R C	150 × 219 150 × 120 100 × 100	AC	30	60	0 1 2	2.0/2.8
Majdzadeh et al. [2006]	14 40	C	150 × 120 100 × 100	SD/SM/AC	60/54/50	80 360/85	0 → 1.5	3.0 ECD
Sarhat et Abdul-Ahad [2006]	12	T	160 × 254	AC	60	75	0.5 1.0 1.5	3.54

¹ R = rectangulaire, T = poutre en té, I = poutre en I, C = carrée² AO = ondulée en acier, AC = crochétée en acier, AD = droite en acier, C = carbone, PPM = multifilament en polypropylène, PPD = droite en polypropylène, SM = synthétique multifilaments, SD = synthétique droite³ ECD = essai de cisaillement direct

* Informations non fournies par les auteurs

TABLE 3.4: Résumé des tests antérieurs effectués sur des poutres en béton fibré avec armature transversale

	Auteurs	Nombre de poutres	Type de poutres ¹	$b_w \times d$, mm	Fibres				
					Type ²	Longueur, mm	L/D	ρ_f , mm	a/d^3
Béton de résistance normale	Muhidin et Regan [1977]	21	I	50 × 325	AO	25/40/60	63/80/94	0 → 3	3.2/4.7
	Ashour et al. [1992]	18	R	125 × 215	AC	60	75	0.5/1.0/1.5	1 → 6
	Imam et al. [1994]	16	R	200 × 300	AC	60	75	0/0.75	1.75 → 4.5
	Casanova et Rossi [1999]	5	R	125 × 250	AC	30	60	0/1.25	2.9
	Imam et Vandewalle [2000]	16	R	200 × 300	AC	60	75	0/0.75	1.75 → 4.5
		9		200 × 180					3.3
	Noghabai [2000]	9	R	200 × 235	AC/AD	6 → 60	40 → ~ 100	0 → 1.0	2.8
		10		200 × 410	SD/C				2.9
		4		200 × 570					3.0
		Kwak et al. [2002]	12	R	125 × 212	AC	50	62.5	0/0.5/0.75
BHP	Fang et Wu [1994]	26	R	140 × 600	AC	*	60	0 → 1.5	0.5/1.0/1.5
	Shin et al. [1994]	22	R	100 × 175	AD	40	100	0/0.5/1.0	2.0 → 6.0
	Cho et Kim [2003]	30	R	120 × 167.5	AC	36	60	0 → 2.0	1.4
	Huang et al. [2005]	22	R	150 × 255	AD/AC	30.0 → 32.0	34.1 → 55.0	0 → 1.5	1/2/3
		22		150 × 310					
	Walraven et al. [2008]	6	I	50 × 350	AD	13	81	0/0.8/1.6	2.86

¹ R = rectangulaire, I = poutre en I

² AC = crochétée en acier, AD = droite en acier, C = carbone, SD = synthétique droite

³ CUR = chargement uniformément distribué

* Informations non fournies par les auteurs

En omettant les complications de mise en place, l'augmentation de la quantité de fibres dans la matrice de béton se traduit par une résistance plus élevée des poutres [Cho et Kim, 2003; Sarhat et Abdul-Ahad, 2006; Walraven et al., 2008]. Les résultats de Ashour et al. [1992] abondent aussi dans le même sens, sauf lorsque le rapport de la portée en cisaillement sur la hauteur effective, a/d , est égale à 6, le pourcentage volumique de fibres a semblé n'avoir aucun effet. Seuls Narayanan et Darwish [1987] et Majdzadeh et al. [2006] ont noté qu'un pourcentage volumique de fibres de 1 % était optimal.

Les fibres métalliques semblent toutefois plus efficaces que les fibres synthétiques. Greenough et Nehdi [2008] ont testé trois fibres métalliques de différentes longueurs et formes, et une fibre de polypropylène. Les poutres renforcées par chacune des fibres métalliques ont résisté à des charges 20 à 76 % plus élevées que les poutres avec fibres synthétiques, et ce, pour des proportions de 0.5, 1.0 et 1.5 % de fibres. Li et al. [1992] et Majdzadeh et al. [2006] ont enregistré des résistances 15 et 17 % plus élevées avec les fibres d'acier comparativement aux fibres synthétiques. En ce qui concerne la forme, on constate que les fibres en acier crochetées sont plus performantes. Les résultats de Greenough et Nehdi [2008] démontrent la supériorité des fibres crochetées sur les fibres droites de même dimension et les résultats de Lingemann et Zilch [2008] donnent l'avantage aux fibres crochetées sur les fibres ondulées.

Lingemann et Zilch [2008] ont répertorié plus de 150 résultats de tests portant sur des poutres en cisaillement contenant des fibres et environ 600 sur des poutres en béton normal. En comparant les résultats entre eux selon certains paramètres, ils ont décelé certaines tendances intéressantes. D'abord, l'augmentation de la résistance à la compression du béton et du taux d'armature longitudinale a un effet plus significatif sur la résistance au cisaillement des poutres en béton fibreux comparativement aux poutres en béton conventionnel. De plus, la largeur des poutres avec fibres semble avoir un impact sur la résistance à l'effort tranchant qui, selon les auteurs, serait dû à l'orientation des fibres.

3.2.1.2 Poutres de grandes dimensions

Malgré la multitude d'essais réalisés, moins de 20 % des essais répertoriés ont été réalisés sur des poutres possédant des hauteurs effectives supérieures à 450 mm. Voici un résumé de ces essais.

► Mansur et Ong [1991]

Fibres testées : métalliques droites ($L/D = 60$)
 ρ_f : 0.00, 0.50, 1.00 et 1.50 %

Mansur et Ong [1991] ont soumis dix poutres en béton renforcé de fibres d'acier de 500 mm de hauteur et de portées variables à un essai de flexion en quatre points dans le but d'étudier leur réponse contraintes-déformations. Les principales variables étaient le pourcentage de fibres, la portée de cisaillement, ainsi que l'espacement des étriers et des lits d'armature longitudinale. Les auteurs ont tiré trois conclusions : (i) l'augmentation du rapport a/d diminue à la fois la résistance au cisaillement ultime et à la fissuration de même que la rigidité des poutres, (ii) la présence de fibres tend à réduire l'ouverture des fissures et (iii) l'espacement des lits d'armature longitudinale n'influence pas de façon significative la résistance au cisaillement.

► Fang et Wu [1994]

Fibres testées : métalliques crochetées ($L/D = 60$)
 ρ_f : 0.00, 0.50, 1.00 et 1.50 %

L'objectif principal de ce programme de recherche était d'étudier le comportement en cisaillement des poutres profondes en béton haute-performance renforcé de fibres d'acier. Vingt-six poutres de 140×600 mm ont été testées en faisant varier le rapport a/d , le pourcentage de fibres ainsi que les taux d'armature longitudinale et transversale. Les résultats indiquent que les fibres d'acier améliorent la résistance à la fissuration, la résistance ultime ainsi que la ductilité des poutres en béton haute-performance. Une augmentation d'environ 25 % de la résistance au cisaillement ultime a été observée pour la poutre contenant 1 % de fibres avec un rapport $a/d = 1.5$.

► Casanova et al. [1997]

Fibres testées : métalliques crochetées ($L/D = 60$ et 75)
 ρ_f : 0.00, 1.25 %

Casanova et al. [1997] ont testé cinq poutres en té de 800 mm de hauteur dans le but de comparer l'efficacité des fibres à celle des étriers. Le programme se composait d'une poutre sans étriers ni fibres, deux poutres avec étriers ($s=130$ mm et $s=500$ mm) et deux poutres renforcées par 1.25 % de fibres d'acier de 30 et 60 mm de long respectivement. La portée de cisaillement préconisée était supérieure à trois fois la hauteur de la poutre pour minimiser l'action de cintrage et pour développer un mécanisme de treillis. À la lumière des résultats obtenus, les auteurs ont confirmé que les fibres peuvent remplacer les étriers. De plus, ils ont soulevé l'importance de l'ouverture des fissures dans la perte de résistance des poutres en béton armé.

► Adebar et al. [1997]

Fibres testées : métalliques crochetées de 30 et 50 mm ($L/D = 60$ et 100)
 ρ_f : 0.40, 0.60, 0.75 et 1.50 %

Le dispositif utilisé par Adebar et al. [1997] pour tester les poutres se composait de trois vérins hydrauliques situés à chaque extrémité de la poutre pour appliquer le moment, la charge axiale et l'effort tranchant désirés. Ce dispositif a permis d'appliquer le cisaillement plus uniformément sur la hauteur des poutres pour diminuer ou tout simplement annuler le transfert des efforts par action de cintrage. Les spécimens, construits avec un béton d'environ 60 MPa, avaient tous une section de 150×610 mm, une longueur de 1500 mm et la même quantité d'armatures longitudinales.

Des onze poutres testées, dix se sont rompues en cisaillement. À volume égal, les fibres de 50 mm procurent des gains en résistance équivalents, mais une ductilité substantiellement plus élevée que les fibres plus courtes. Le spécimen renforcé par 0.75 % de fibres a résisté à une charge 85 % plus élevée que la poutre sans fibres tandis que le spécimen avec 1.5 % de fibres a atteint la rupture avec une charge supplémentaire de 32 %. Trois des 11 poutres ont été soumises à une combinaison d'effort tranchant et de traction pour augmenter l'ouverture des fissures. Cette traction supplémentaire a engendré une réduction de la résistance au cisaillement des poutres.

► Noghabai [2000]

Fibres testées : métalliques droite, métalliques crochetées, synthétiques et carbone
 ρ_f : 0.50, 0.75 et 1.00 %

Le programme expérimental mené par Noghabai [2000] comptait 32 poutres en béton de résistance normale et haute performance renforcées de différents types de fibres. Les 14 poutres de 500 et 700 mm de hauteur étaient soumises à des essais de flexion en quatre points tandis que pour les autres poutres, qui faisaient 250 ou 300 mm de haut, une seule charge était appliquée au centre de la portée. Les poutres sans fibres étaient munies de la quantité minimale d'étriers recommandée par le code suisse et la quantité d'armatures longitudinales était déterminée de telle sorte que les barres ne plastifient pas.

Les charges atteintes par les poutres en béton fibreux s'apparentent à celles des poutres avec étriers. Après avoir vu toutes les plus grosses poutres se rompre brutalement, Noghabai [2000] a conclu que 1 % de fibres d'acier n'était pas suffisant pour empêcher une rupture catastrophique des poutres de 700 mm. En examinant les résultats de plus près,

on peut observer un effet d'échelle malgré la présence de fibres. Alors que les contraintes à la rupture des poutres de 250 et 300 mm de hauteur sont comparables, les poutres de 500 mm présentent des contraintes à la rupture environ 50 % plus faibles et cette diminution avoisine les 60 % pour les plus grandes poutres.

3.2.2 Estimation de la résistance au cisaillement

Parallèlement aux essais en laboratoire, deux approches ont été adoptées pour tenter de prédire la résistance à l'effort tranchant des poutres en béton fibreux. Dans la première approche, on utilise une équation empirique pour calculer la contribution du béton et des fibres, alors que la contribution des étriers est calculée à partir des codes de dimensionnement en vigueur. Dans la seconde approche, on préconise une méthodologie développée à partir de concepts théoriques.

3.2.2.1 Équations empiriques

Les équations empiriques proposées au cours des dernières années sont présentées au tableau 3.5. Les équations évaluent la contrainte de cisaillement maximale. On remarque que plusieurs formules dépendent de deux nouveaux paramètres : F et τ_f .

Le paramètre F est un indicateur sur l'efficacité des fibres proposé par [Narayanan et Darwish, 1987] qui dépend du rapport L/D , du taux volumique de fibres ρ_f et d'un facteur d'adhérence d_f . On le calcule à l'aide de l'équation suivante :

$$F = (L/D) \times \rho_f \times d_f \quad (3.1)$$

Après de nombreux essais d'arrachement, des valeurs relatives de 0.5, 0.75 et 1.0 ont été attribuées à d_f pour des fibres métalliques droites de sections rondes, ondulées et crochetées respectivement.

Le facteur τ_f représente l'adhérence moyenne à l'interface béton/fibres. Les résultats expérimentaux diffèrent grandement d'un chercheur à l'autre, mais la valeur généralement utilisée pour les fibres d'acier, sur la base des recherches de Swamy et al. [1974], est 4.15 MPa.

3.2.2.2 Méthodes analytiques

► Cho et Kim [2003]

Cho et Kim [2003] ont suggéré des équations basées sur les concepts de plasticité du béton et d'analyse limite. Sans entrer dans les détails, trois équations sont applicables

TABLE 3.5: Résumé des équations proposées pour évaluer la résistance au cisaillement des poutres en béton fibré

Auteurs	Équations proposées, MPa	Application
Shama [1986]	$v_{frc} = k f_t \left(\frac{d}{a}\right)^{0.25}$ $k = 1 \text{ si } f_t \text{ est obtenu par un essai de traction direct}$ $k = 2/3 \text{ si } f_t \text{ est obtenu par un essai de fendage}$ $k = 4/9 \text{ si } f_t \text{ est obtenu par un essai du mode de rupture}$	béton renforcé de fibres d'acier
Narayanan et Darwish [1987]	$v_{frc} = \epsilon \left(0.24 f_{sp} + 80 \rho \frac{d}{a} \right) + 0.41 \tau_f F$ $e = 1 \text{ pour } a/d > 2.8$ $\epsilon = 2.8d/a \text{ pour les autres cas}$	béton renforcé de fibres d'acier
Li et al. [1992]	$v_{frc} = 1.25 + 1.68 \left[(f_t f_{sp})^{2/3} (\rho \frac{d}{a})^{1/3} d^{-1/3} \right], \text{ pour } a/d \geq 2.5$ $v_{frc} = 9.16 \left[(f_t)^{2/3} (\rho)^{1/3} \left(\frac{d}{a}\right) \right]; \text{ pour } a/d < 2.5$	
Ashour et al. [1992]	$v_{frc} = \left(0.7 \sqrt{f'_c} + 7F \right) \frac{d}{a} + 17.2 \rho \frac{d}{a}$ $v_{frc} = \left(2.1 \sqrt[3]{f'_c} + 7F \right) \left(\rho \frac{d}{a} \right)^{0.333}; \text{ pour } a/d > 2.5$ $v_{frc} = \left[\left(2.1 \sqrt[3]{f'_c} + 7F \right) \left(\rho \frac{d}{a} \right)^{0.333} \right] \frac{2.5}{a/d} + 0.41 \tau_f F \left(2.5 - \frac{a}{d} \right); \text{ pour } a/d < 2.5$	BHP renforcé de fibres
Swamy et al. [1993]	$v_{frc} = 0.37 \tau_f \rho_f \frac{L}{D} + 3.75 \tau_R b_w d; \text{ pour } a/d \geq 2$ $v_{frc} = 0.37 \tau_f \rho_f \frac{L}{D} + 2 \left(\frac{d}{a} \right) \times 3.75 \tau_R b_w d; \text{ pour } a/d < 2$	béton renforcé de fibres d'acier
Imam et al. [1994]	$v_{frc} = 0.7 \xi \sqrt{\rho} \left[f'_c^{0.11} (1 + F^{0.33}) + 870 \sqrt{\frac{\rho}{(a/d)^5}} \right]; \text{ pour } a/d > 1$ $\xi = \frac{1}{\sqrt{1 + d/(25a_g)}}$	BHP renforcé de fibres d'acier
Shin et al. [1994]	$v_{frc} = 0.22 f_{sp} + 217 \rho \frac{d}{a} + 0.834 \tau_f F; \text{ pour } a/d < 3$ $v_{frc} = 0.19 f_{sp} + 93 \rho \frac{d}{a} + 0.834 \tau_f F; \text{ pour } a/d > 3$	BHP renforcé de fibres d'acier
Khuntia et al. [1999]	$v_{frc} = (0.167 \alpha + 0.25 F) \sqrt{f'_c}$ $\alpha = 1 \text{ pour } a/d \geq 2.5$ $\alpha = 2.5d/a \text{ pour } a/d < 2.5$	
Kwak et al. [2002]	$v_{frc} = 2.1 e (f_{sp})^{0.7} \left(\rho \frac{d}{a} \right)^{0.22} + 0.8 (0.41 \tau_f F)^{0.97}$ $e = 1.0 \text{ pour } a/d > 3.5$ $e = 3.5d/a \text{ pour } a/d \leq 3.5$	béton renforcé de fibres d'acier
Huang et al. [2005]	$v_{frc} = \left(\frac{0.32}{a/d - 0.3} \sqrt{f'_c} + \frac{80 \rho}{a/d} \right) \left(1 + 0.97 \rho_f \frac{L}{D} \right); \text{ avec des charges concentrées}$ $v_{frc} = \left(\frac{5.5}{2(a/d)3} \sqrt{f'_c} + \frac{400 \rho}{a/d + 3} \right) \left(1 + 0.70 \rho_f \frac{L}{D} \right); \text{ avec un chargement uniforme}$	BHP renforcé de fibres d'acier
Greenough et Nehdi [2008]	$v_{frc} = 0.35 \left(\sqrt{\frac{400}{d}} \right) (f'_c)^{0.18} \left((1 + F) \rho \frac{d}{a} \right)^{0.1} + 0.37 \tau_f F, \text{ pour } f'_c < 70 \text{ MPa et } a/d > 2.5$	

en fonction du mode de rupture de la poutre. Ainsi, la résistance au cisaillement V_r des poutres en béton fibré peut s'écrire :

$$V_r = \frac{1}{2} b_w f'_c \left[\sqrt{a^2 + 4h^2 \omega_1 (1 - \omega_1)} - a \right]; \quad \text{pour } \omega_t + \omega_b > \omega_1$$

$$V_r = \frac{1}{2} f'_c \left[\sqrt{a^2 + h^2} - a \right]; \quad \text{pour } \omega_1 \text{ et } \omega_2 \geq \frac{1}{2}$$

$$V_r = \frac{1}{2} f'_c \left[\sqrt{a^2 + 4h^2 \omega_2 (1 - \omega_2)} - a \right]; \quad \text{pour } \omega_t + \omega_b > \omega_2$$

où b et h sont la largeur et la hauteur de la section, a est la portée en cisaillement, $\omega_1 = 1 - \sqrt{1 - 2\omega_b}$ et $\omega_2 = \sqrt{2\omega_t}$. Les paramètres ω_t et ω_b représentent respectivement les degrés mécaniques de l'armature supérieur et inférieur incluant la contribution des fibres et se calculent :

$$\omega_t = \frac{A'_{st} f_y + 0.5 F_t}{b_w h f'_c}$$

$$\omega_b = \frac{A_{st} f_y + 0.5 F_t}{b_w h f'_c}$$

Dans ces équations, F_t représente la force de traction pouvant être reprise par la section de béton fibré. Cette force est fonction des paramètres usuels relatifs aux fibres, soit L/D et V_f , et s'énonce :

$$F_t = 0.772 L/D \rho_f \eta_f 0.26 (f'_c)^{2/3} A_c$$

où A_c est la section de béton et η_f est un facteur d'adhérence qui tient compte de la forme des fibres et du type de béton. Ce dernier prend la valeur de 1.0 pour des fibres crochétées.

► Choi et al. [2007]

Choi et al. [2007] ont défini la résistance au cisaillement comme la somme des contributions des zones de traction et de compression. La contribution de la zone tendue est évaluée en tenant compte de la résistance en traction du béton après la fissuration tandis que la contribution de la zone comprimée est évaluée en fonction des contraintes de compression développées par les moments de flexion. Puisque l'intensité et la distribution des contraintes de compression dépendent du moment de flexion appliqué et que ce dernier influence la résistance au cisaillement, les auteurs ont défini une courbe de capacité au cisaillement en fonction des déformations en flexion de laquelle ils ont également dérivé une méthode simplifiée destinée au dimensionnement.

► Mansur et Ong [1991]

Mansur et Ong [1991] ont élaboré un modèle de treillis basé sur les équations d'équilibre et de compatibilité ainsi que les courbes contraintes-déformations de l'acier et du béton fibreux. Ces trois ensembles de conditions fournissent un total de 11 équations comprenant 14 inconnus. Si on connaît trois variables, on peut résoudre aisément le problème à partir des équations. Ce modèle permet non seulement de prédire efficacement la résistance ultime au cisaillement, mais aussi de tracer la réponse charges-déformations durant toute la durée du chargement.

► Tan et al. [1992]

Tan et al. [1992] ont remarqué que les fibres fournissaient un gain de résistance en compression négligeable, mais que la déformation maximum était considérablement plus élevée dû au confinement fourni par les fibres d'acier. Pour rendre compte de ce phénomène, ils ont modifié les relations de contraintes-déformations de la théorie du champ de compression modifié. Ils ont scindé la courbe de compression en deux portions distinctes. La portion ascendante de la courbe est donnée par :

$$\sigma_2 = f'_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right) - \lambda_T \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} \right)^2 \right]; \quad \text{pour } |\varepsilon_2| \leq |\varepsilon_p|$$

alors que la partie descendante est donnée par :

$$\sigma_2 = \frac{f'_c}{\lambda_T} \left[1 - \left(\frac{\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon'_c} - \frac{1}{\lambda_T}}{2 - \lambda_T} \right)^2 \right]; \quad \text{pour } |\varepsilon_2| > |\varepsilon_p|$$

dans laquelle σ_2 et ε_2 représentent respectivement la contrainte principale de compression et la déformation correspondante et où $\varepsilon_p = \varepsilon'_c / \lambda_T$. λ_T est un coefficient qui tient compte de l'augmentation de la déformation à la charge ultime et se calcule :

$$\lambda = \sqrt{0.7 - \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2}}$$

où ε_1 est la déformation correspondante à la contrainte principale de tension σ_1 .

L'essentiel des modifications en ce qui a trait au calcul de la contrainte principale de traction concerne la tension postfissuration, c'est-à-dire pour $\varepsilon_1 > \varepsilon_{cr}$. Ainsi, celle-ci devient :

$$\sigma_1 = \frac{f_{cr} + \sigma_{ft} \sqrt{200(\varepsilon_1 - \varepsilon_{cr})}}{1 + \sqrt{200(\varepsilon_1 - \varepsilon_{cr})}}$$

qui, avec la contrainte de traction du béton fibré après fissuration $\sigma_{ft} = 0$, est essentiellement l'équation proposée par Vecchio et Collins [1986] pour un béton traditionnel sans fibres. Pour calculer σ_{ft} , Tan et al. [1992] ont proposé l'expression suivante :

$$\sigma_{ft} = \frac{\eta'_0 \eta_l V_f L \tau_r}{2r'}$$

où η'_0 est le facteur d'orientation, η_l est le facteur d'efficacité de longueur de la fibre, τ_r est la résistance à l'arrachement des fibres et r' est le rapport de l'aire de la section sur le périmètre des fibres.

► Oh et al. [1999]

Oh et al. [1999] ont préféré traiter l'apport des fibres séparément en calculant la résistance au cisaillement d'une poutre en béton fibreux comme la somme de la contribution du béton V_c , des aciers transversaux V_s et de la composante verticale de la résistance à l'arrachement des fibres. Cette dernière est définie par :

$$\rho_{ry} = F_1 b_w (h - c)$$

où c est la profondeur de l'axe neutre et $F_1 = nF_0$. Les paramètres n et F_0 représentent respectivement le nombre de fibres traversant une unité d'aire d'une fissure et la force moyenne nécessaire pour arracher une fibre. Ces derniers se calculent :

$$n = 0.5 \frac{\rho_f}{\pi R^2}$$

$$F_0 = \tau_r \pi D \frac{L}{4}$$

avec R qui représente le rayon, D le diamètre et L la longueur des fibres. Dans la dernière équation, τ_r vaut 2.075 MPa.

3.3 Projets de Nga Hoa Nguyen et Quoc Cuong Tran

Hoa et Cuong sont deux étudiants qui, dans le cadre de leur maîtrise sous la direction du professeur Patrick Paultre, ont étudié le comportement à l'effort tranchant des poutres renforcées de fibres. Pour de plus amples informations sur leur recherche respective, se référer à [Nguyen, 2006] et [Tran, 2009].

3.3.1 Programmes expérimentaux

Les poutres de Nga Hoa Nguyen avaient une section de 500×300 mm et une longueur totale de 4400 mm pour une portée nette de 3700 mm. Le rapport a/d était fixé à 3.02. Sept

poutres ont été testées et les paramètres étudiés étaient la teneur en fibres synthétiques ainsi que l'espacement des étriers. Quoc Cuong Tran a testé six poutres en s'intéressant principalement aux pourcentages volumiques et aux types de fibres. Les poutres faisaient 2200 mm de long avec une portée de cisaillement de 600 mm et une profondeur totale de 250 mm. La hauteur effective était de 202 mm pour un rapport $a/d = 2.97$. Deux fibres ont été testées : la fibre synthétique utilisée par Nga Hoa Nguyen et une fibre métallique. Les dimensions et le ferrailage des poutres sont montrés à la figure 3.1 et les caractéristiques des poutres de Nga Hoa Nguyen et de Quoc Cuong Tran se retrouvent dans le tableau 3.9.

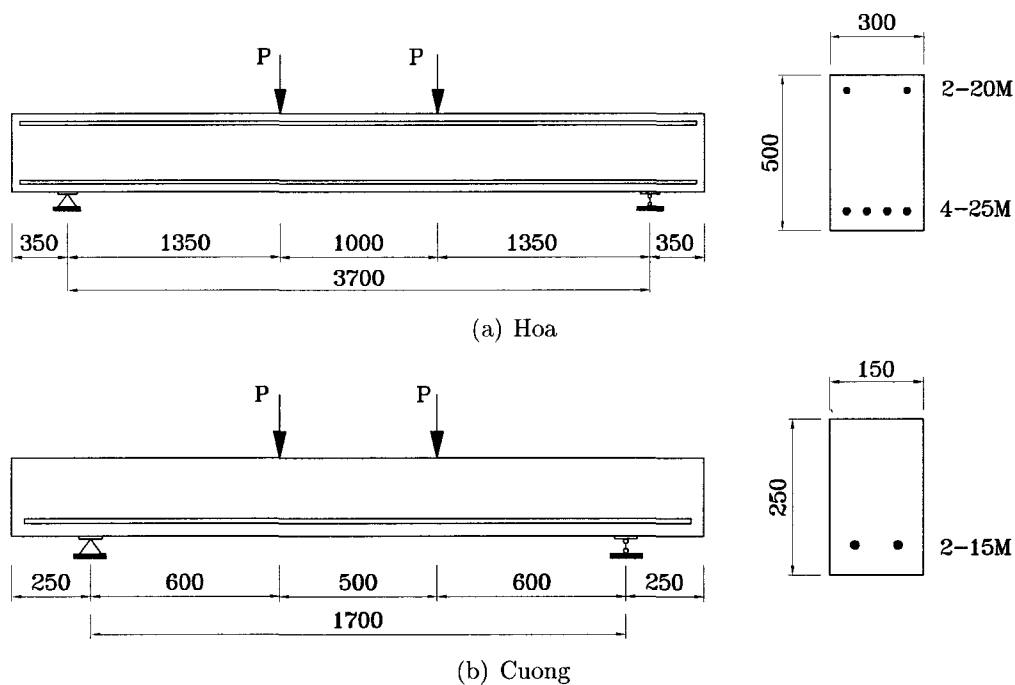


FIGURE 3.1: Dimensionnement des poutres de Nga Hoa Nguyen et Quoc Cuong Tran

La résistance en compression désirée du béton était de 30 MPa. Les compositions des différents mélanges apparaissent au tableau 3.6. La fibre synthétique est un mélange de polypropylène et de polyéthylène qui s'effiloche durant le malaxage. La fibre métallique est produite par la compagnie Fiber-mesh et est de forme plate et ondulée. Les caractéristiques des deux fibres sont présentées aux tableaux 4.11 et 4.10 respectivement.

TABLE 3.6: Composition et propriétés des bétons (kg/m³)

<i>Pourcentage de fibres, %</i>	HOA			CUONG				
	<i>0.0</i>	<i>0.5</i>	<i>1.0</i>	<i>0.0</i>	<i>0.5</i>	<i>1.0</i>	<i>0.5</i>	<i>1.0</i>
<i>Ciment type 10 (Compagnie St Laurent Joliette)</i>	335	370	400	335	390	400	340	370
<i>Granulat 5-10 mm</i>	285		450	285	450	450	450	450
<i>Granulat 5-14 mm</i>		262	262		262	262	262	262
<i>Granulat 5-20 mm</i>	66			666				
<i>Sable</i>	870	870	870	870	870	870	870	870
<i>Eau de gâchage</i>	169	185	180	169	200	200	170	185
<i>Réducteur d'eau, ml</i>	350			350				
<i>Agent entraîneur d'air Air Extra, ml/m³</i>	50	524	339	50	524	339	524	339
<i>Agent coloïdal Euconivo-L, ml/m³</i>		350	423		350	423	350	423
<i>Superplastifiant Plastol5000SCC, ml/m³</i>			1470			1470		1470
<i>Fibres synthétiques Tuf Strand</i>		4.5	9.2		4.5	9.2		
<i>Fibres d'acier Fiber-Mesh</i>							40.6	78
<i>Rapport eau-ciment</i>	0.504	0.5	0.45	0.504	0.51	0.5	0.5	0.5
<i>Teneur en air, %</i>	5.6	6.2	7.4	5.6	7.4	8.7	7.7	8.7
<i>Affaissement, mm</i>	130	110	95	130	80	160	110	160
<i>Masse volumique, kg/m³</i>	2275	2232	2210	2275	2186	2141	2186	2141
<i>Résistance en compression à 28 jours, MPa</i>	31.7	31.7	33.2	29.4	34.7	27	34.3	30.4

TABLE 3.7: Propriétés physiques et mécaniques de la fibre synthétique

<i>Appellation</i>	TUFF STRAND SF
<i>Longueur</i>	50 mm
<i>Aspect ratio, L/D</i>	74
<i>Densité</i>	0.92
<i>Résistance en traction</i>	600-650 MPa
<i>Module d'élasticité</i>	5.0 GPa

TABLE 3.8: Propriétés physiques et mécaniques de la fibre métallique

<i>Appellation</i>	Fiber-mesh
<i>Longueur</i>	38 mm
<i>Diamètre</i>	1.14 mm
<i>Aspect ration, L/D</i>	34
<i>Résistance en traction</i>	966-1242 MPa

3.3.2 Résultats

Les poutres étaient soumises à un essai de flexion en quatre points jusqu'à la rupture. Le tableau 3.9 présente les résultats des deux séries de tests. Voici les conclusions tirées par les auteurs :

- la présence de fibres retarde l'apparition des fissures et diminue leur ouverture ;
- les fibres améliorent la ductilité et la capacité portante des poutres ;
- un volume de 1.0 % de fibres synthétiques peut remplacer 46 % des étriers ;
- la fibre de polypropylène développe une meilleure adhérence avec le béton et permet une meilleure ouvrabilité du béton que la fibre métallique ;
- la légèreté de la fibre synthétique assure une dispersion plus uniforme des fibres et diminue les risques de ségrégation.

TABLE 3.9: Résumé des programmes expérimentaux de Nga Hoa Nguyen et Quoc Cuong Tran

	<i>Spécimens</i>	ρ_f , %	Type de fibres	Espacement des étriers, mm	f'_c , MPa	Charge ultime kN	Flèche max., mm	Mode de rupture
HOA	BP0S0	0.0	-	-	31.77	261.7	9.1	cisaillement-flexion
	BP0.5S0	0.5	synth	-	38.25	287.7	10.1	cisaillement-flexion
	BP1.0S0	1.0	synth	-	38.15	437.6	14.6	cisaillement-flexion
	BP0S275	0.0	-	275	36.34	520.3	46.6	écrasement béton
	BP0S140	0.0	-	140	30.10	524.1	48.1	écrasement béton
	BP1.0S275	1.0	synth	275	37.85	588.2	67.9	écrasement béton
CUONG	SB0	0.0	-	-	30.3	74.1	5.5	cisaillement-flexion
	SBS05	0.5	acier	-	36.5	121.8	26.9	écrasement béton
	SBP05(1)	0.5	synth	-	34.7	121.2	28.0	écrasement béton
	SBP05(2)	0.5	synth	-	28.0	111.5	21.2	cisaillement-flexion
	SBS1	1.0	acier	-	31.0	117.6	21.0	écrasement béton
	SBP1	1.0	synth	-	32.4	119.1	23.9	flexion

Chapitre 4

Programme expérimental

Ce chapitre présente les détails entourant le programme de recherche. On décrit les spécimens en élaborant sur leur dimensionnement et leurs caractéristiques et on vérifie le dimensionnement à l'aide des logiciels *Response-2000* et *Vector2*. On voit les propriétés des bétons, des aciers et des fibres utilisés et on termine en parlant de l'instrumentation, du montage et de la procédure des essais.

4.1 Description des spécimens

4.1.1 Spécimens

Cinq poutres de sections rectangulaires ont été construites : une poutre témoin armée exclusivement d'armature longitudinale, une poutre conventionnelle armée longitudinalement et transversalement ainsi que trois poutres renforcées de fibres et armées longitudinalement. Chaque spécimen faisait 300 mm de largeur par 800 mm de hauteur avec une longueur totale de 7100 mm tel qu'illustré à la figure 4.1. La configuration de l'armature longitudinale était la même pour chaque poutre.

Les deux paramètres évalués étaient le type et le pourcentage volumique de fibres. Deux fibres ont été utilisées : une fibre crochétée en acier (1 et 2 %) et une fibre synthétique (1 %). Le tableau 4.1 présente les caractéristiques de chaque spécimen. La poutre LBOS400 était dotée de la quantité minimale d'armatures transversales prescrite par la norme CSA A23.3-04, ce qui correspond à des étriers 10M disposés aux 400 mm.

4.1.2 Ferrailage

Les poutres ont été dimensionnées de façon à éviter une rupture en flexion de la poutre LBOS400, c'est-à-dire en s'assurant que $M_n \geq V_p a$, où M_n et V_p sont respectivement le moment nominal et le cisaillement probable. Pour ce faire, on a établi la quantité minimum d'armatures transversales prescrite par la norme et on a calculé la résistance au cisaillement probable d'une poutre avec cette disposition d'étriers. Ensuite, on a calculé le moment

TABLE 4.1: Résumé des paramètres de chaque poutre testée

Spécimens	ρ_f , %	Fibres	Espacement des étriers, mm
LBOS0	0.0	-	-
LBOS400	0.0	-	400
LBS1.0S0	1.0	ZP305	-
LBP1.0S0	1.0	TUF STRAND-SF	-
LBS2.0S0	2.0	ZP305	-

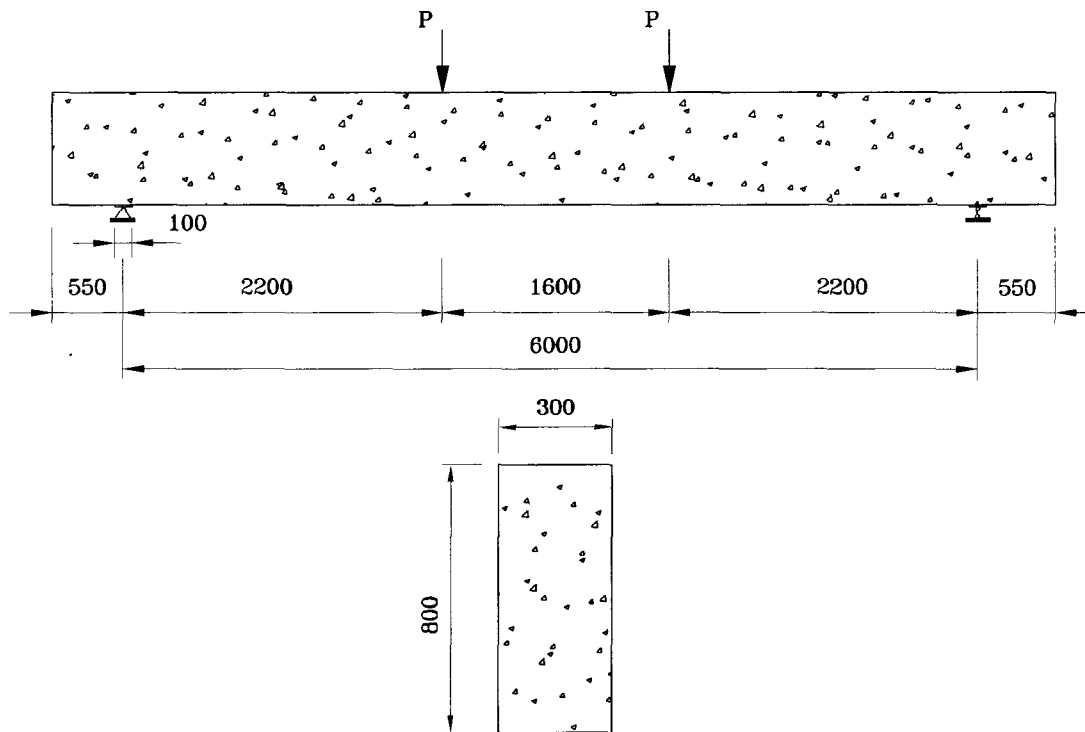


FIGURE 4.1: Schématisation du montage (dimensions en mm)

de flexion causé par la résistance probable et on a déterminé la quantité d'armatures longitudinales à prévoir pour obtenir une résistance nominale plus élevée.

4.1.2.1 Armature transversale selon la norme CSA A23.3-04

Comme on l'a vu à la section 2.4.1, la quantité minimum d'armature transversale à prévoir pour une poutre de plus de 750 mm de hauteur est dictée par l'équation (2.31) qui, avec un béton de 30 MPa et des étriers 10M, se traduit par un espacement $s = (200 \times 400) / (0.06 \times 300\sqrt{30}) = 811$ mm. En supposant que $d_v = 0.72 \times 800 = 576$ mm,

l'équation (2.32) veut que l'espacement maximal soit de 403 mm pourvu que le cisaillement appliqué soit inférieur à $0.125\lambda\phi_c f'_c b_w d_v = 421$ kN.

D'après l'équation (2.20), avec l'armature transversale minimum, la contribution du béton s'estime à $V_c = 0.18 \times 0.65 \times \sqrt{30} \times 300 \times 576 = 111$ kN. Pour que $V_t = V_{f,max} < 421$ kN, le cisaillement repris par l'acier, en négligeant le poids propre de la poutre, doit être inférieur à $V_s = 421 - 111 = 310$ kN. D'après l'équation 2.21, l'espacement requis pour que les étriers procurent une telle résistance est $s = (0.85 \times 400 \times 200 \times 576 \cot 35) / 310000 = 180$ mm. Ainsi, avec des étriers 10M et un espacement de 400 mm, on respecte la norme.

4.1.2.2 Choix de l'armature longitudinale

La résistance au cisaillement probable de la poutre LBOS400, fournie par la méthode simplifiée, est :

$$V_p = 0.18 \times \sqrt{30} \times 300 \times 576 + \frac{1.25 \times 400 \times 200 \times 576 \cot 35}{400} = 170 + 206 = 376 \text{ kN}$$

Le moment de flexion engendré par cette charge et le poids propre de la poutre est :

$$M_f = 376 \times 2.2 + (23.5 \times 0.3 \times 0.8) \times (3.55 \times 3 - \frac{3.55^2}{2}) = 776.5 \text{ kNm}$$

Pour assurer une rupture en cisaillement, on a prévu deux rangs de trois barres 30M. Cette disposition fournit, selon la norme CSA A23.3-04, une résistance nominale de :

$$a = \frac{400 \times 4200}{0.805 \times 30 \times 300} = 231.9 \text{ mm}$$

$$M_n = 400 \times 4200 \times (697.5 - 231.9) = 782.2 \text{ kN} > 776.5 \text{ kN}$$

où 697.5 est la hauteur effective, d , en mm. Le moment nominal calculé est supérieur au moment de flexion causé par le cisaillement probable à l'ultime de la poutre. On est donc en droit de s'attendre à une rupture par cisaillement.

Les figures 4.2(a) et 4.2(b) illustrent les détails de ferrailage pour les poutres sans et avec étriers respectivement. Deux barres 20M ont été prévues dans la partie supérieure des poutres pour soutenir les étriers. On remarque sur la figure 4.2(a) que quatre étriers ont été disposés au niveau des appuis et de la charge, soit à l'extérieur de la zone de cisaillement constant. Ces étriers ont été installés pour soutenir les barres 20M et ne contribuent pas à augmenter la résistance au cisaillement des poutres. Contrairement aux recommandations du code, aucune armature de peau n'a été prévue pour permettre une ouverture sur le comportement des dalles.

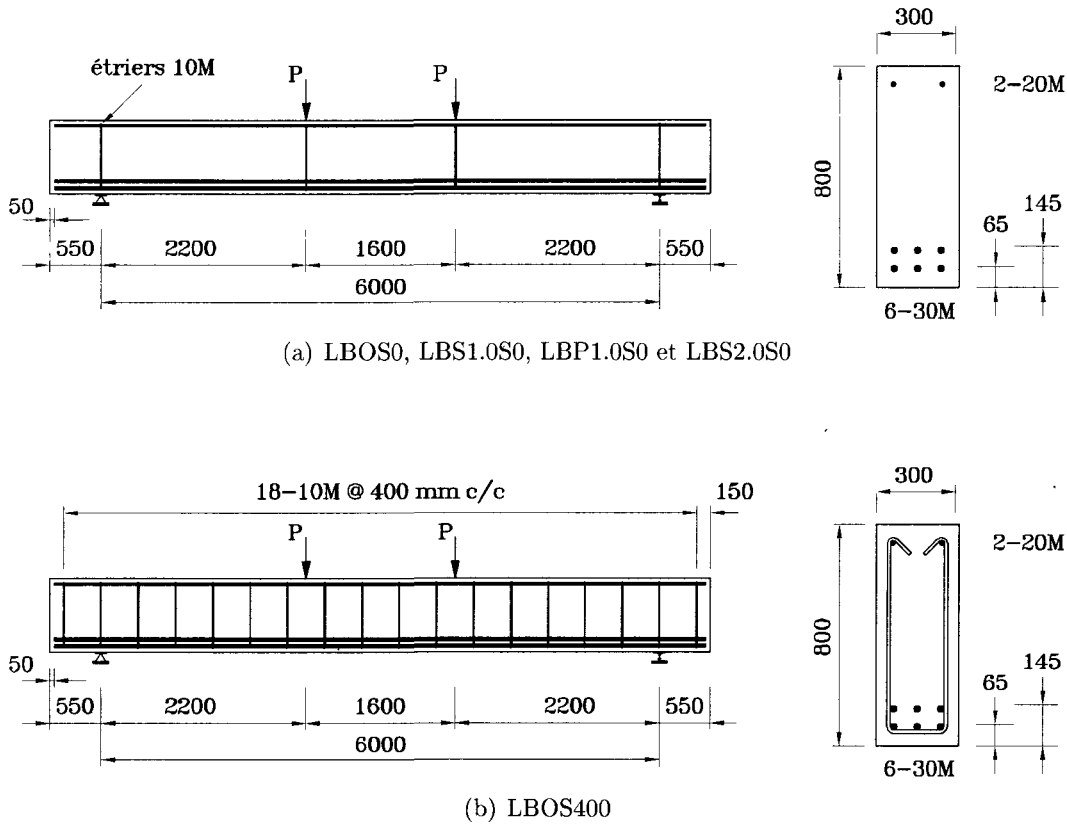


FIGURE 4.2: Ferrailage des poutres

4.1.3 Modélisation avec *Response-2000*

Le logiciel *Response-2000* a été développé à l'Université de Toronto sous la supervision de Michael P. Collins. Il utilise la méthode du champ de compression modifié et « permet l'analyse de poutres et de colonnes soumises simultanément à des forces axiales, des moments de flexion et de l'effort tranchant. Il inclut également une méthode permettant d'intégrer le comportement sectionnel pour des segments de poutres prismatiques. Les suppositions implicites au programme sont que les sections planes restent planes après déformation ... ».

Response-2000 a été utilisé pour s'assurer que la rupture de la poutre LBOS400 survienne en cisaillement. On a tracé, à l'aide du module *Member Response* qui tient compte du cas de chargement de l'élément, la courbe de la figure 4.3 qui affiche la charge de rupture en fonction de l'espacement des étriers. Le plateau horizontal indique que la charge est indépendante de l'espacement des étriers. En d'autres mots, un espacement de 300 mm et moins engendre une rupture en flexion. D'après ce diagramme, avec l'espacement de 400 mm choisi, le cisaillement contrôle le comportement de la poutre et la rupture est

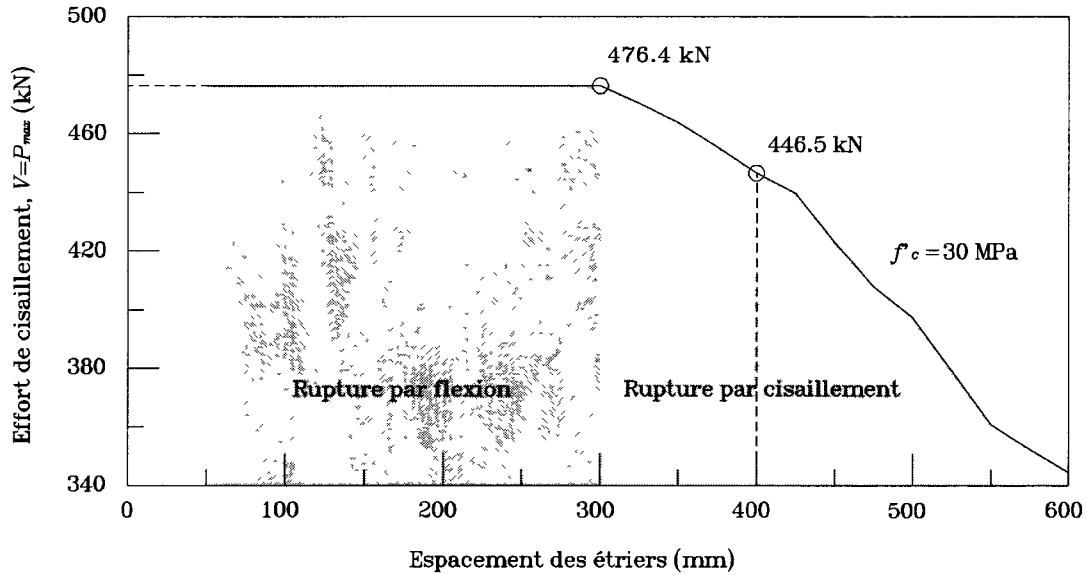


FIGURE 4.3: Comportement de la poutre témoin selon Response-2000 en fonction de l'espacement des étriers

atteinte pour une charge avoisinant 446 kN.

La poutre LBOS0 a également été modélisée pour estimer sa charge de rupture. Le logiciel prédit une rupture par cisaillement pour une charge ultime de 182.4 kN, soit une diminution de 245 % par rapport à la poutre LBOS400.

4.1.4 Vérification de l'armature de flexion avec la méthode générale

Compte tenu de la traction additionnelle induite par le cisaillement sur l'armature de flexion, on a vérifié la capacité des barres sur la pleine longueur de la poutre. Pour ce faire, on a calculé la force F_{lt} dans les barres longitudinales avec l'équation (2.29) en utilisant les charges de rupture estimées par Response2000. Ensuite, on a comparé les forces obtenues avec la force pouvant être développée dans les barres.

Les tableaux 4.2 et 4.3 présentent la vérification des barres longitudinales des poutres LBOS400 et LBOS0. Pour la poutre LBOS400, la valeur de f_{lt} près du point d'application de la charge dépasse la force pouvant être développée par l'armature. Cependant, le code permet d'utiliser une valeur de ε_x supérieure à celle calculée par l'équation (2.25) pourvu que cette valeur ne soit pas plus grande que 3.0×10^{-3} . Or, avec $\varepsilon_x = 2.8 \times 10^{-3}$, la traction dans les barres passe de 1805.2 à 1665.4 kN. On a jugé que ce résultat était acceptable.

TABLE 4.2: Vérification de l'armature de flexion de la poutre LBOS400 (considérant une charge $P = 445$ kN)

x_t , mm	M_f , kNm	V_f , kN	ε_x , $\times 10^{-4}$	θ	V_s , kN	F_{lt} (requis), kN	F_{lt} (dispo.), kN
550	-0.9	461.9	8.27	34.8	179	534.5	1117.4
1050	229.4	459.1	5.47	32.8	193	893.2	1680.0
1550	458.2	456.3	7.09	34.0	185	1201.7	1680.0
2050	685.7	453.5	9.25	35.5	175	1503.8	1680.0
2550	911.7	450.6	11.40	37.0	166	1805.2	1680.0
3050	1002.8	2.8	9.59	35.7	173	1331.5	1680.0
3550	1003.5	0.0	9.58	35.7	173	1328.5	1680.0

TABLE 4.3: Vérification de l'armature de flexion de la poutre LBOS0 (considérant une charge $P = 180$ kN)

x_t , mm	M_f , kNm	V_f , kN	ε_x , $\times 10^{-4}$	θ	F_{lt} (requis), kN	F_{lt} (dispo.), kN
550	-0.9	196.9	6.04	33.2	299.4	651.8
1050	96.9	194.1	3.01	31.1	461.6	1290.8
1550	193.3	191.3	2.98	31.1	596.3	1680.0
2050	288.2	188.5	3.87	31.7	721.1	1680.0
2550	381.7	185.6	4.75	32.3	844.6	1680.0
3050	419.8	2.8	4.03	31.8	610.8	1680.0
3550	420.5	0.0	4.02	31.8	607.3	1680.0

4.1.5 Modélisation avec *Vector2*

Les poutres LBOS400 et LBOS0 ont également été modélisées avec *Vector2* pour valider les forces dans les barres obtenues de la méthode générale. *Vector2* « est un programme d'éléments finis basé sur la théorie du champ de compression modifié pour l'analyse non linéaire d'éléments bidimensionnels en béton armé soumis à des charges quasi statiques. La modélisation sur *Vector2* avait pour but d'étudier les forces et les contraintes dans les barres d'armature longitudinales et transversales à chaque point et à tout moment durant le chargement ».

Pour alléger le modèle, on a modélisé la moitié de la poutre en appliquant des rouleaux verticaux aux noeuds à mi-portée pour simuler une poutre simplement appuyée. On a utilisé des éléments *truss* pour les barres longitudinales et transversales. On a estimé la masse volumique à 2400 kg/m^3 et on a fixé l'incrément de chargement à 2.5 kN . La figure 4.4 résume graphiquement les efforts de traction F_{lt} (i) disponibles en fonction de la longueur de développement, (ii) requis par la norme CSA A23.3-04 et (iii) calculés par

Vector2, et ce pour chaque poutre juste avant la rupture. On a tracé la traction sur les lits inférieur et supérieur séparément.

Vector2 prédit la rupture des poutres LBOS400 et LBOS0 pour des charges respectives de 410 et 295 kN contrairement aux 446 et 182 kN calculées par *Response-2000*. Les forces de traction dans les barres calculées selon la norme ont été obtenues à partir des charges ultimes estimées par *Response-2000*. C'est pourquoi les forces requises par la norme divergent autant des valeurs de *Vector2* pour la poutre LBOS400 que pour la poutre LBOS0. Le logiciel prédit un ancrage insuffisant de l'armature du lit supérieur de la poutre LBOS0, mais on a jugé que ce n'était pas significatif.

4.2 Propriétés des matériaux

4.2.1 Béton

La résistance à la compression désirée à 28 jours des bétons avec et sans fibres était de 30 MPa. Compte tenu de la taille importante des poutres, le béton a été fourni par la compagnie DEMIX. Chaque commande consistait en 2 m³ de béton, ce qui nous permettait de couler une poutre et les échantillons nécessaires.

4.2.1.1 Composition des mélanges

Le béton utilisé pour construire les poutres LBOS0 et LBOS400 était un béton conventionnel avec granulats de 20 mm dont la recette (S3021710) a été proposée par DEMIX. Pour le béton renforcé de fibres synthétiques, les travaux d'optimisation de Nguyen [2006] et l'utilisation ultérieure du mélange auprès de DEMIX par Osorio G. [2008] ont permis d'établir le mélange utilisé dans ce projet. Des essais en laboratoire ont toutefois été nécessaires pour obtenir un béton renforcé de fibres métalliques présentant les caractéristiques désirées autant à l'état frais qu'à l'état durci. Les tableaux 4.4, 4.5 et 4.6 énumèrent les composantes de chacun des mélanges de béton qui ont servi à la construction des poutres.

L'addition des fibres ne s'est pas déroulée de la même façon pour les deux types de fibres. On a introduit les fibres métalliques manuellement dans la benne du camion à la toute fin. La benne est demeurée en marche durant la procédure de remplissage et le trajet d'une dizaine de minutes pour assurer une meilleure dispersion des fibres. Pour les fibres synthétiques, DEMIX nous a permis de les ajouter avec les granulats, ce qui assure une meilleure homogénéité du mélange et réduit la formation d'amas. L'opération consistait à s'installer près du convoyeur et à ouvrir tous les sacs. Une fois la confirmation donnée à l'opérateur, la séquence du mélange était mise en marche et les granulats commençaient à défilier sur le convoyeur. Du coup, on incorporait les fibres le plus rapidement possible en

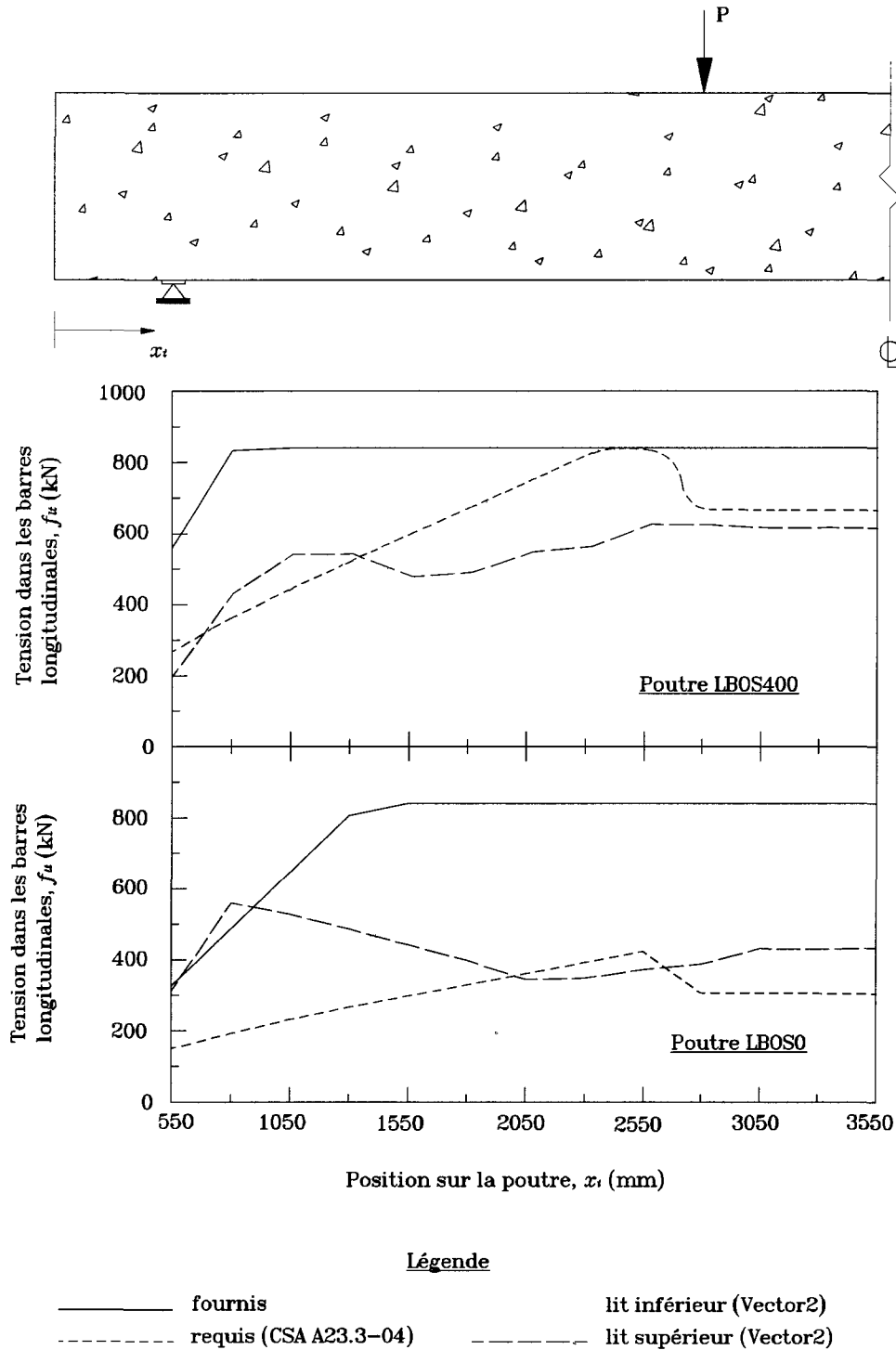


FIGURE 4.4: Courbe enveloppe de la résistance à la traction de l'armature longitudinale

TABLE 4.4: Composition du béton ordinaire des poutres LBOS0 et LBOS400 (kg/m³)

<i>Eau</i>	165		
<i>Ciment (type GU)</i>	380		
<i>Sable DJL</i>	815		
<i>Granulats 10 mm</i>	335	<i>AIREXTRA*</i>	445 ml
<i>Granulats 20 mm</i>	634	<i>EUCON MRC**</i>	1345 ml

TABLE 4.5: Composition du béton renforcé par 1% en volume de fibres métalliques de la poutre LBS1.0S0 (kg/m³)

<i>Eau</i>	165	<i>Dramix ZP 305</i>	78
<i>Ciment (type GU)</i>	380		
<i>Sable DJL</i>	815	<i>AIREXTRA*</i>	420 ml
<i>Granulats 10 mm</i>	335	<i>EUCON MRC**</i>	1323 ml
<i>Granulats 20 mm</i>	634	<i>PLASTOL 5000 SCC***</i>	1500 ml

TABLE 4.6: Composition du béton renforcé de fibres synthétiques (kg/m³)

<i>Eau</i>	197	<i>TUF-STRAND SF</i>	9.2
<i>Ciment (type GU)</i>	436		
<i>Sable DJL</i>	1005		
<i>Granulats 10 mm</i>	649		
<i>Granulats 20 mm</i>	135	<i>AIREXTRA*</i>	430 ml

TABLE 4.7: Composition initiale du béton renforcé par 2% en volume de fibres métalliques de la poutre LBS2.0S0 (kg/m³)

<i>Eau</i>	165	<i>Dramix ZP 305</i>	78
<i>Ciment (type GU)</i>	380		
<i>Sable DJL</i>	815	<i>Pluronic L61</i>	300 ml
<i>Granulats 10 mm</i>	335	<i>EUCON MRC**</i>	1323 ml
<i>Granulats 20 mm</i>	634	<i>PLASTOL 5000 SCC***</i>	3000 ml

*Agent entraîneur d'air distribué par Euclid (dosage : 86 ml/100 kg de ciment)

**Agent réducteur d'eau distribué par Euclid (dosage : 350 ml/100 kg de ciment)

***Superplastifiant distribué par Euclid

prenant soin de les disperser sur le convoyeur. Pour 2 m^3 de béton, on disposait d'environ 30 secondes pour effectuer cette tâche.

4.2.1.2 Propriétés à l'état frais

Avant de couler, à l'arrivée du camion, l'affaissement, la masse volumique et la teneur en air étaient mesurées. Les tests d'affaissement ont été effectués comme le stipule la norme CSA A23.2-5C. Compte tenu de la faible densité d'armature des spécimens, on visait des valeurs comprises entre 90 et 140 mm. Pour le mélange de béton renforcé par 1 % de fibres métalliques, on a dû ajouter 3000 ml de superplastifiant, ce qui a fait passer l'affaissement de 70 à 120 mm.

Les tests de densité et de teneur en air ont été faits selon les normes CSA A23.2-6C et CSA A23.2-4C respectivement. Des teneurs en air de 4 à 8 % étaient acceptées. Le test du béton renforcé de fibres métalliques a indiqué une teneur de 10 %, mais on a tout de même décidé de procéder à la coulée parce que la teneur en air est un facteur difficile à ajuster après coup. Les propriétés à l'état frais sont présentées au tableau 4.8. Des problèmes survenus lors de la coulée ne nous ont pas permis de recueillir les propriétés réelles du mélange avec 2 % de fibres d'acier.

TABLE 4.8: Propriétés des bétons à l'état frais

<i>Poutre</i>	<i>Date de coulée</i>	<i>Affaissement, mm</i>	<i>Masse volumique, kg/m³</i>	<i>Teneur en air, %</i>
LBOS0	08-07-2009	90	2370	3.8
LBOS400	15-07-2009	90	2275	7.0
LBS1.0S0	15-09-2009	120	2224	10.0
LBP1.0S0	28-10-2009	95	2254	4.7
LBS2.0S0	07-10-2009	-	-	-

4.2.1.3 Mise en place et cure de mûrissement

Les poutres ont été coulées une à la fois dans un coffrage individuel en contre-plaqué. Une aiguille vibrante a été utilisée pour éviter la formation de nids d'abeille. Une fois décoffrés, les spécimens ont été soumis à une cure humide de sept jours. Pour se faire, on a recouvert les poutres d'une jute sur laquelle on a installé un boyau d'arrosage perforé pour l'humecter en permanence. Finalement, on a installé un polythène sur le tout pour conserver une humidité relative élevée et diminuer l'exposition directe au soleil. Cette procédure a été répétée pour les cinq spécimens pour réduire la manutention et simuler les conditions de chantier.

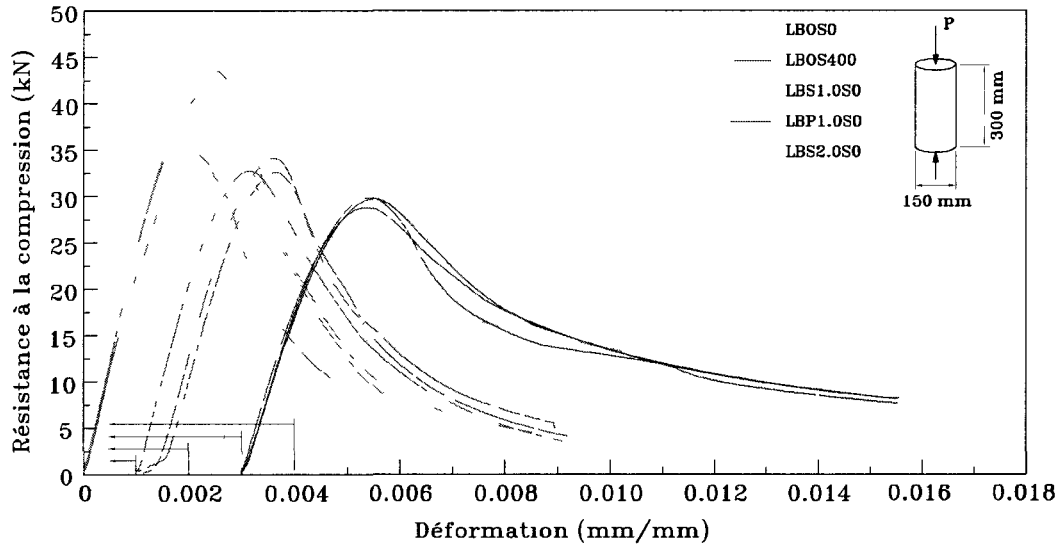


FIGURE 4.5: Relation contrainte-déformation des bétons à 28 jours

4.2.1.4 Propriétés mécaniques

Parallèlement à chaque coulée, on a préparé neuf cylindres de 150 mm de diamètre par 300 mm de hauteur et six petites poutres de $100 \times 100 \times 400$ mm pour mesurer la résistance à la compression et le module de rupture des bétons en accord avec les normes CSA A23.2-9C et CSA A23.2-8C, respectivement.

Les propriétés mécaniques à 28 jours ainsi que le jour du test sont présentées au tableau 4.9. Les résultats représentent les moyennes de trois échantillons. On a aussi tracé, sur la figure 4.5, les courbes contrainte-déformation de chaque béton à 28 jours, à l'exception de la courbe de la poutre LBS2.0S0 qui a été obtenue à 64 jours. On a décalé les courbes sur l'abscisse par souci de lisibilité.

TABLE 4.9: Propriétés mécaniques des bétons

Poutre	28 JOURS			Âge, jours	JOUR DU TEST		
	f'_c , MPa	ϵ'_c , $\times 10^{-3}$	f_r , MPa		f'_c , MPa	ϵ'_c , $\times 10^{-3}$	f_r , MPa
LBOS0	42.3	2.34	4.97	120	45.3	2.57	5.69
LBOS400	33.3	2.46	3.56	120	37.0	2.42	4.95
LBS1.0S0	25.8	2.59	4.10	65	26.8	2.28	4.86
LBP1.0S0	29.5	2.42	3.57	29	29.5	2.42	3.57
LBS2.0S0	-	-	-	64	32.1	4.55	-

4.2.1.5 Difficultés rencontrées pour la poutre LBS2.0S0

Pour le spécimen LBS2.0S0, les choses se sont compliquées lorsque l'on a mesuré une teneur en air de 18%. Pour pallier à la situation, on a ajouté 300 ml de Pluronic L61 dans le camion près de deux heures après le contact eau-ciment. Se faisant, la teneur en air a chuté à 1.5% et on a rapidement procédé à la coulée pour ne pas compromettre la mise en place. Peu après le début de l'opération, on a remarqué une perte significative d'ouvrabilité. L'opérateur du camion a alors été obligé d'ajouter de l'eau au mélange par peur que le béton ne fige dans la benne. Au final, près de deux litres ont été rajoutés au mélange si bien que le rapport eau-ciment du béton varie tout le long de la poutre.

On a produit six cylindres et six poutres avec le mélange initial tandis que l'on a coulé les trois poutres restantes après l'ajout de l'eau. Puisqu'un rapport eau-ciment plus élevé entraîne une diminution de la résistance à la compression du béton, on a préféré présenter les propriétés du béton après l'ajout de l'eau.

4.2.2 Acier

Trois grosseurs de barres ont été utilisées : 10M (100 mm²), 20M (300 mm²) et 30M (700 mm²). Les barres étaient toutes crénelées et de grade 400R. Les étriers ont été pliés à l'aide d'une plieuse mécanique et l'instrumentation de l'armature s'est faite au laboratoire après quoi les barres ont été acheminées à l'entrepôt pour procéder au ferrailage des poutres.

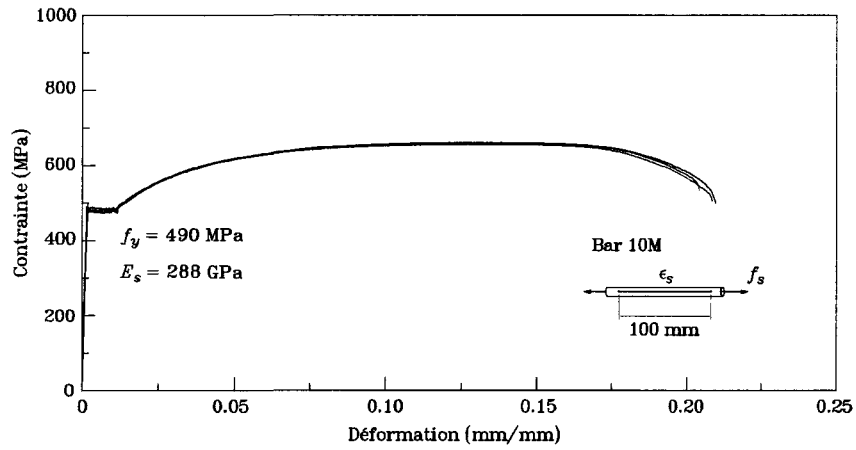
Les courbes contraintes-déformations de la figure 4.6 ont été obtenues par des essais mécaniques de traction. Les essais ont été faits sur des échantillons d'une longueur variant entre 200 et 350 mm munis d'un capteur de déplacement sur 100 mm.

4.2.3 Fibres

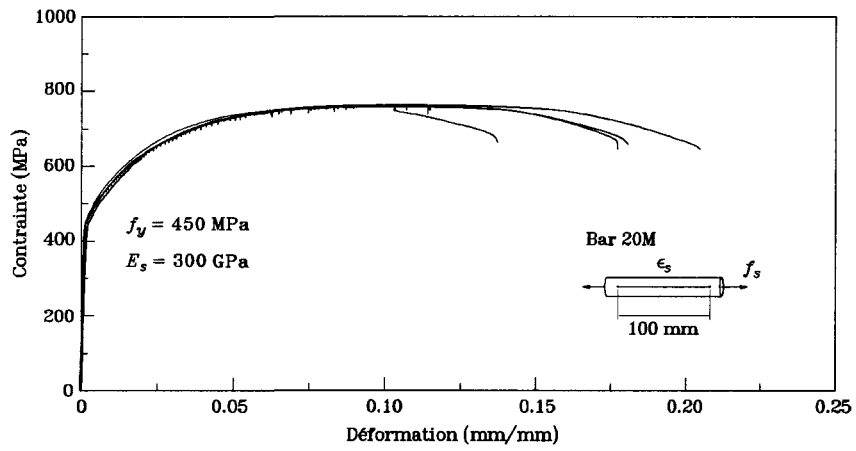
4.2.3.1 Fibres métalliques - Dramix ZP 305

Les fibres métalliques sont fabriquées à partir de fils d'acier tréfilés et présentent des crochets aux deux extrémités. Ces crochets procurent un ancrage mécanique et se déforment progressivement sous les efforts de traction. Les fibres sont encollées en plaquettes et se détachent sous l'action du malaxage et de l'humidité du béton pour permettre une distribution plus homogène.

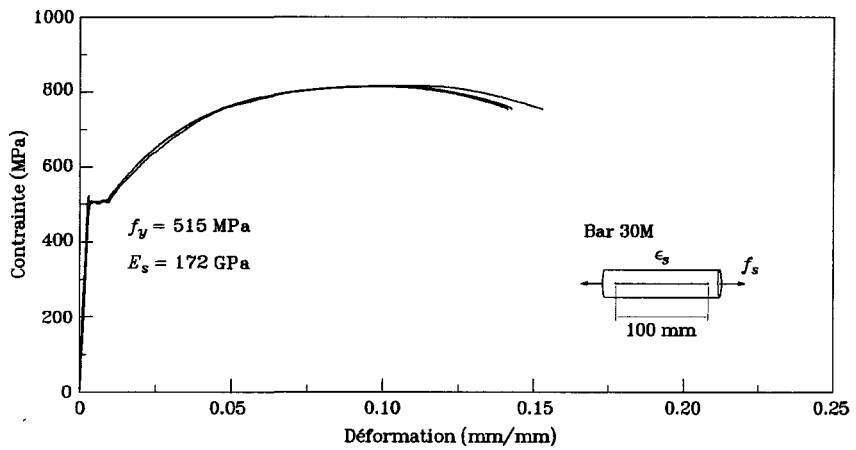
Le tableau 4.10 présente les propriétés physiques et mécaniques de ces fibres. De plus amples informations peuvent être obtenues auprès de la compagnie BEKAERT sous l'appellation Dramix ZP 305.



(a) Acier transversal (10M)



(b) Acier longitudinal en compression (20M)



(c) Acier longitudinal en tension (30M)

FIGURE 4.6: Relation contrainte-déformation des aciers

TABLE 4.10: Propriétés de la fibre métallique

<i>Appellation</i>	Dramix ZP 305
<i>Longueur</i>	30 mm
<i>Diamètre</i>	0.55 mm
<i>Aspect ratio, L/D</i>	55
<i>Résistance en traction</i>	1345 MPa
<i>Module d'élasticité</i>	210 GPa

4.2.3.2 Fibres synthétiques - TUF-STRAND SF

La fibre synthétique a été développée à l'Université de Dalhousie par le professeur Jean-François Trottier et Michael Mahoney. Son appellation commerciale est TUF-STRAND SF et elle est produite par la compagnie Euclid Chemical. Ses principales caractéristiques sont résumées au tableau 4.11.

Cette fibre est une combinaison de polypropylène et de polyéthylène qui s'effiloche partiellement durant le malaxage en raison de l'incompatibilité des deux matériaux. Ceci lui procure une plus grande surface de contact qui, par la même occasion, améliore l'adhérence avec le béton en augmentant la friction. Initialement, la fibre est un monofilament vrillé possédant une faible surface de contact. Du coup, la dispersion dans le mélange est facilitée et les risques de formation d'amas sont réduits.

TABLE 4.11: Propriétés des fibres synthétiques

<i>Appellation</i>	TUF-STRAND SF
<i>Longueur</i>	50 mm
<i>Aspect ratio, L/D</i>	74
<i>Densité</i>	0.92
<i>Résistance en traction</i>	600-650 MPa
<i>Module d'élasticité</i>	5.0 GPa

4.3 Instrumentation

Durant chaque essai, les déformations de l'acier et du béton ainsi que les déplacements verticaux à certains endroits le long de la poutre ont été mesurés par l'entremise de jauges, de potentiomètre et de LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*).

La mesure des déformations des armatures a été faite avec des jauges électriques de déformation de la compagnie Vishay Micro Measurements (modèle C2A-06-250LW-120). Les figures 4.7(a) et 4.7(b) montrent l'instrumentation des barres longitudinales de tension

et de compression respectivement. Deux jauges espacées de 175 mm ont été disposées sur les armatures de flexion tendues au nu de chaque appui afin d'obtenir des lectures de part et d'autre de la fissure de cisaillement principale. Les mêmes jauges ont été prévues pour les barres en compression pour étudier la distribution des forces près des appuis. Les autres jauges ont été placées uniformément sur le reste de la travée. En ce qui concerne l'armature transversale de la poutre LBOS400, tous les étriers situés à l'intérieur des deux zones de cisaillement constant ont été munis d'une jauge comme on peut le voir à la figure 4.7(d).

Des jauges électriques de déformation (modèle C2A-06-20CLW-120) ont également fourni les déformations du béton dans la zone comprimée. Elles ont été placées sur le dessus de chaque poutre aux positions indiquées à la figure 4.7(c).

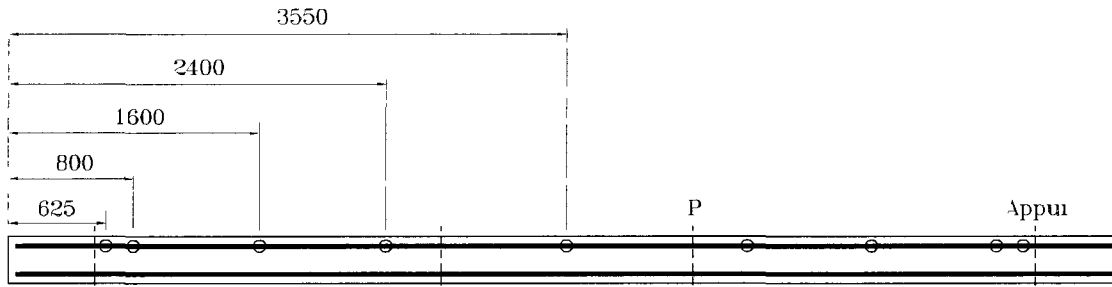
On a doté chaque spécimen de cinq potentiomètres : trois installés vis-à-vis des points d'application de la charge et à mi-portée pour calculer le déplacement vertical à ces endroits, et deux placés au droit des appuis. Le rôle de la deuxième paire de potentiomètres était de mesurer l'affaissement des appareils d'appuis pour tenir compte de leur rigidité et ajuster conséquemment le calcul des flèches. Six capteurs de déplacement, dit LVDT, ont été disposés en rosette sur la face avant de chaque poutre pour calculer les déformations en cisaillement au centre de la portée de cisaillement. La figure 4.8 présente en détail l'emplacement des potentiomètres et des LVDT.

La lecture des données a été rendue possible grâce au système d'acquisition de données System 5000 de marque Vishay.

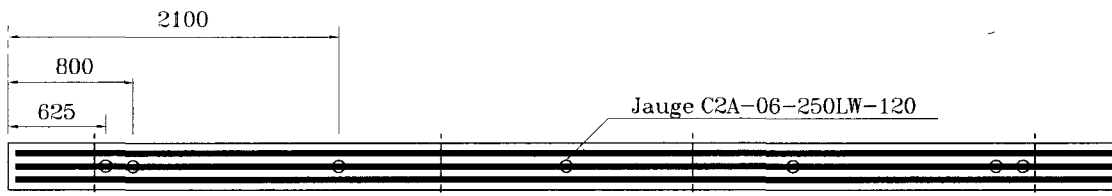
4.4 Montage

Pour tester les poutres, on a préconisé un essai de flexion en quatre points qui consiste à soumettre une poutre simplement appuyée à deux charges ponctuelles appliquées à égale distance du centre de la portée. Ce type d'essais permet d'avoir un contrôle plus direct sur le rapport a/d .

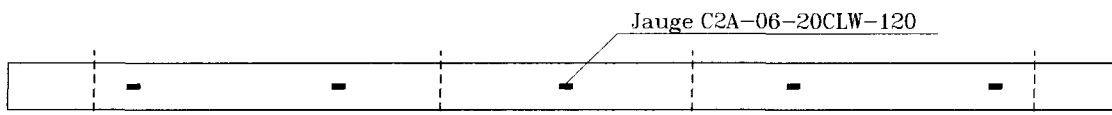
La portée en cisaillement a été fixée à 2200 mm et le rapport a/d correspondant à 3.12 pour tous les essais. Les appuis étaient d'une part un appui simple et de l'autre un rouleau. La charge était appliquée à l'aide d'une presse (modèle 209S de la compagnie MTS) possédant une capacité en compression de 11414 kN et transférée en deux points situés à 800 mm de part et d'autre du centre de la poutre par l'entremise d'une poutre en acier fixée au vérin de la presse. Un assemblage fixé à la dalle structurale a été installé à chaque extrémité de la poutre pour empêcher le déversement latéral. Le montage expérimental est illustré à la figure 4.9.



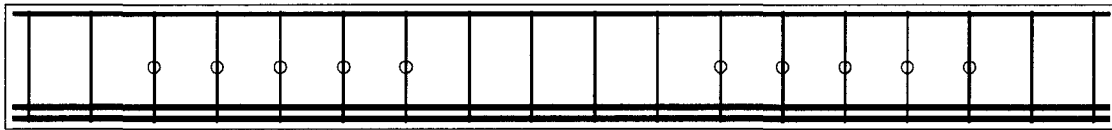
(a) Jauges sur les lits d'armature en compression (vue en plan)



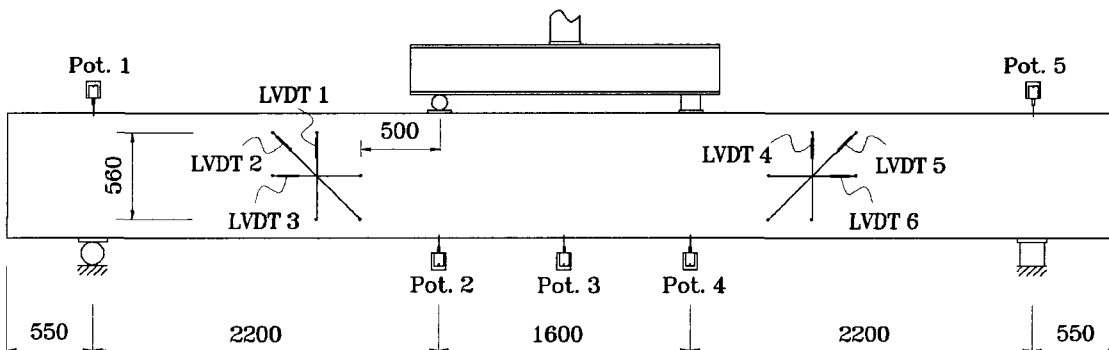
(b) Jauges sur les lits d'armature en tension (vue en plan)



(c) Jauges sur le béton (dessus de la poutre)



(d) Jauges sur les étriers de la poutre LBOS400 (vue en élévation)

FIGURE 4.7: Emplacement des jauges de déplacement (dimensions en mm)**FIGURE 4.8:** Emplacement des potentiomètres et des LVDT (dimensions en mm)

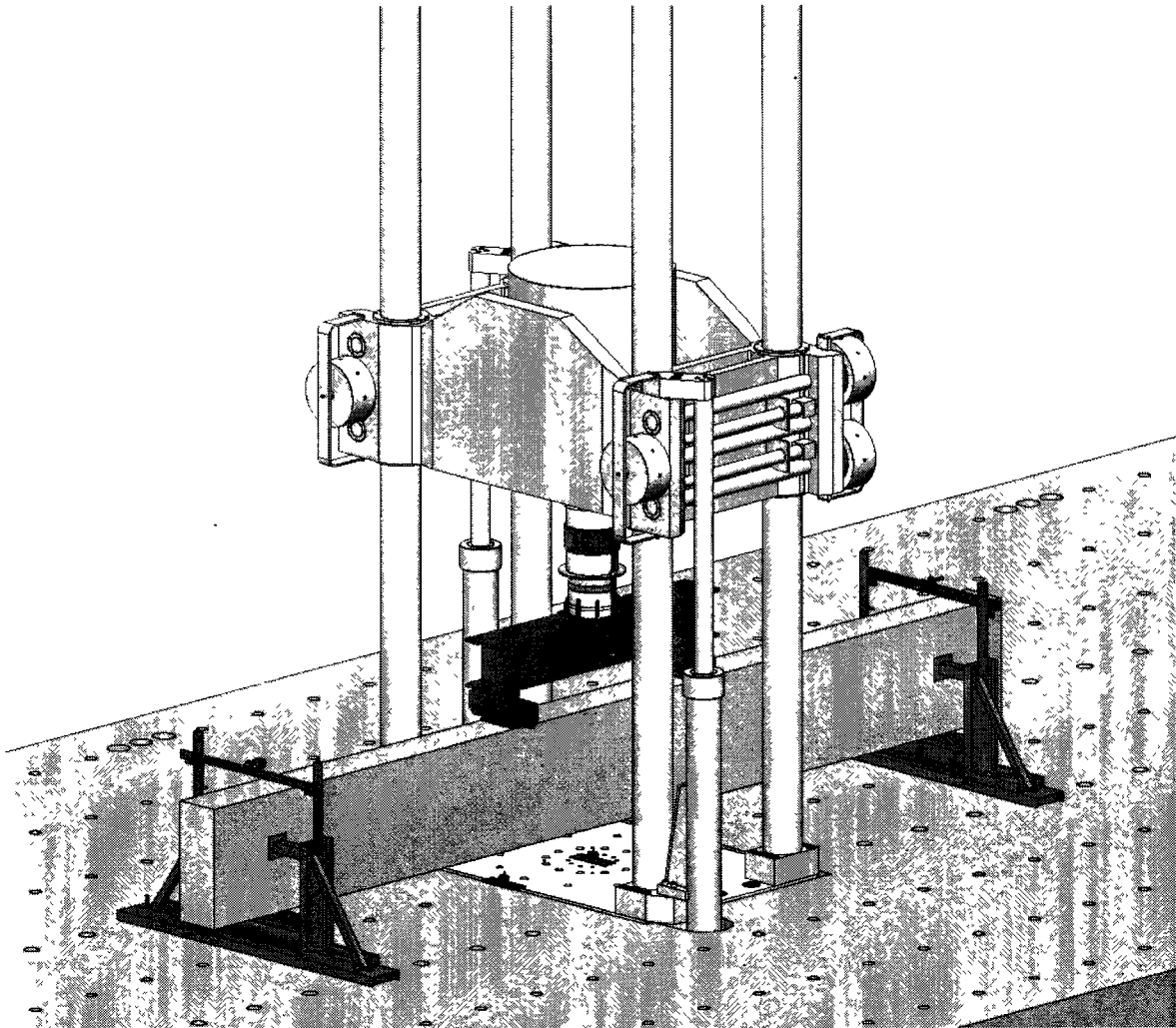


FIGURE 4.9: Montage expérimental

4.5 Procédure

Avant d'amorcer un test, la presse était appuyée manuellement sur la poutre, en imposant une limite de force de 1 kN au contrôleur. Par la suite, les poutres étaient amenées à la rupture selon une procédure de chargement semi-automatisée. Chaque essai était ponctué d'interruptions de la séquence de chargement pour nous permettre de relever les fissures. Les relevés consistaient à mesurer l'ouverture des fissures à l'aide d'une règle graduée à cet effet, à tracer des lignes parallèles à celles-ci pour améliorer leur visibilité et à prendre des photos.

Le premier essai, celui de la poutre LBOS0, s'est effectué en contrôle de force à un taux de 5 kN/min jusqu'à 300 kN, soit environ 75 % de la capacité estimée. Par la suite, on a fixé le taux d'application de la charge à $2\mu\text{m/s}$ et on a terminé l'essai en contrôle de déplacement par mesure de sécurité. La presse était immobilisée à tous les 15 kN pour relever la fissuration.

Pour les essais qui ont suivi, on a préconisé un contrôle en déplacement dès le départ pour diminuer les risques d'instabilité du contrôleur. On a utilisé un taux de $2\mu\text{m/s}$ et on a procédé au marquage des fissures à tous les 30 kN.

Chapitre 5

Résultats expérimentaux et observations

Ici, on résume le déroulement de chacun des essais et on présente les lectures des LVDT, des potentiomètres et des jauges de déformations séparément pour chaque poutre. On a tracé les courbes charge-déplacement et moment-courbure et on montre les déformations mesurées sur les armatures et le béton ainsi que les déformations en cisaillement obtenues à partir des rosettes.

5.1 Comportement global des spécimens

Le premier spécimen testé a été la poutre LBOS0. L'essai s'est fait en contrôle de force jusqu'à 300 kN et on a poursuivi en contrôle de déplacement pour atteindre la rupture. À 90 kN, un problème d'instabilité est survenu en raison du gain trop faible ; le gain étant le rapport de la force fournie par le contrôleur et celle lue par l'acquisiteur. Ceci a fait en sorte que la presse s'est mise à vibrer (chargement/déchargement très rapide) ce qui a causé l'endommagement prématuré de la poutre. Les premières fissures de flexion sont apparues à environ 75 kN. À 105 kN, ces mêmes fissures s'étendaient déjà jusqu'à mi-hauteur de la poutre. C'est à 240 kN que les fissures de flexion situées dans les zones de cisaillement constant ont commencé à prendre une tangente diagonale vers la poutre de transfert. Le dernier relevé a dénoté peu de fissures et des ouvertures maximums de 0.25 mm et 0.15 mm en flexion et en cisaillement respectivement. À ce moment, les fissures obliques étaient pour la plupart trop fines pour qu'on puisse en mesurer l'ouverture, 0.15 mm étant la plus petite précision de l'instrument de mesure. La rupture est survenue pour une charge de 414.3 kN. À ce moment, la flèche au centre était de 9.69 mm. La fissure fatale, qui ne paraissait pas encore quelques instants avant la rupture, est apparue soudainement en s'étendant de l'appui à la charge.

Comme on l'a été mentionné à la section 4.5 du chapitre précédent, les essais subséquents ont été effectués en contrôle de déplacement pour palier aux risques d'instabilité. À 750 kN, un dispositif de sécurité mal réglé a causé l'interruption et le déchargement hâtif de la poutre LBOS400. Suite à cet incident, la poutre a été rechargée avec un taux de déplacement 20 fois plus rapide jusqu'à ce que la presse indique 750 kN. Par la suite, l'essai a repris son cours normal et la poutre a atteint une charge maximale de 880.7 kN, pour une flèche de près de 27 mm. Les premières fissures relevées se trouvaient dans la zone de flexion maximum alors que la presse appliquait une force de 210 kN. Ces fissures de flexion ont cependant tôt fait d'arrêter de progresser pour faire place à un réseau dense de fissures inclinées. La première fissure de cisaillement est apparue à 390 kN et peu avant la rupture, certaines présentaient des ouvertures jusqu'à 3.0 mm.

Les premières fissures de flexion et de cisaillement de la poutre LBS1.0S0 ont été relevées respectivement à 240 kN et à 450 kN. La progression des fissures s'est faite très lentement jusqu'aux alentours de 540 kN. À ce moment, une fissure inclinée, présentant une ouverture maximum de 0.80 mm, est apparue soudainement. Dès cet instant, les autres fissures ont cessé d'évoluer. La nouvelle fissure a, dès lors, continué de progresser pour atteindre une ouverture de près de 5 mm avant que la poutre ne cède sous une charge de 678.0 kN et une flèche de 19.70 mm. Après rupture, on pouvait voir les fibres faisant office de couture au droit de la fissure. Ces dernières n'ont d'ailleurs pas été sectionnées, elles ont plutôt rompu par arrachement.

La poutre LBP1.0S0 a soutenu une charge maximale de 517.1 kN. La première fissure de flexion est apparue pour une charge d'un peu moins que 210 kN. À 360 kN, on comptait une fissure de flexion à tous les 200 mm et la plus grande d'entre elles s'étendait jusqu'à la mi-hauteur de la poutre avec une ouverture de 0.20 mm. À 420 kN, on a relevé une fissure de cisaillement du côté est qui s'étendait pratiquement de l'appui à la charge. En faisant augmenter la charge, la fissure s'est petit à petit agrandie et une fissure similaire s'est développée du côté ouest. Lorsque la presse a atteint 510 kN, la fissure la plus large présentait une ouverture de 5.0 mm, alors que de l'autre côté la fissure était 1.75 mm de large au point le plus critique. La flèche à la rupture était de 17.16 mm. Au final, on a constaté que la majorité des fibres étaient cassées, ce qui indique que la longueur des fibres est suffisante pour solliciter leur pleine capacité.

La première fissure de la poutre contenant 2% de fibres métalliques est apparue au centre de la portée alors que la presse appliquait 210 kN. C'est à 360 kN qu'on a aperçu la première fissure inclinée. À ce moment, on dénombrait à peine sept fissures visibles à l'œil nu et seule la fissure de cisaillement était assez large pour en mesurer l'ouverture.

Cette dernière était située à mi-hauteur de la poutre à environ un mètre et demi du nu de l'appui. Lors du dix-septième relevé (510 kN), une deuxième fissure inclinée, plus près de l'appui cette fois, a commencé à progresser alors que la première présentait une ouverture de 0.30 mm. Dès lors, la fissuration sur le reste de la poutre est demeurée pratiquement inchangée et la nouvelle fissure inclinée a peu à peu gagné en longueur et en largeur. Lors du dernier relevé, on a mesuré une ouverture maximale de 2.0 mm. La rupture s'est produite pour une charge de 798.7 kN et une flèche de 19.37 mm. On a constaté que plusieurs fibres étaient arrachées. C'est donc dire que l'adhérence entre le béton et les fibres est insuffisante pour que les fibres atteignent leur plein potentiel.

Somme toute, toutes les poutres ont présenté un mode de rupture en cisaillement-flexion qui se traduit par la progression des fissures inclinées. Le tableau 5.1 présente la charge maximale et la flèche correspondante pour chaque spécimen.

TABLE 5.1: Charge et flèche à la rupture

<i>Spécimens</i>	<i>Résistance à la compression, MPa</i>	<i>Charge, kN</i>	<i>Flèche au centre, mm</i>	<i>Mode de rupture</i>
LBOS0	45.3	414.3	9.69	cisaillement-flexion
LBOS400	37.0	880.7	26.77	cisaillement-flexion
LBS1.0S0	26.8	678.0	19.70	cisaillement-flexion
LBP1.0S0	29.5	517.1	17.16	cisaillement-flexion
LBS2.0S0	32.1	798.7	19.37	cisaillement-flexion

5.2 Réponse charge-flèche

La figure 5.1 montre les courbes charge-flèche de chaque spécimen. Les flèches ont été calculées en soustrayant la moyenne des lectures des deux potentiomètres situées au droit des appuis à la valeur donnée par le potentiomètre au centre de la portée afin de déduire l'écrasement des appuis. Les légères diminutions de charge qui apparaissent sur chaque courbe sont dues aux arrêts successifs nécessaires pour marquer et mesurer les fissures. Puisque les essais se déroulaient en contrôle de déplacement, la presse imposait une position alors que le fluage entraînait une perte de charge.

5.3 Réponse moment-courbure

Les courbes moment-courbure de la figure 5.2 ont été obtenues en calculant une courbure moyenne à partir des déformations à mi-portée des deux lits d'armature tendue et du

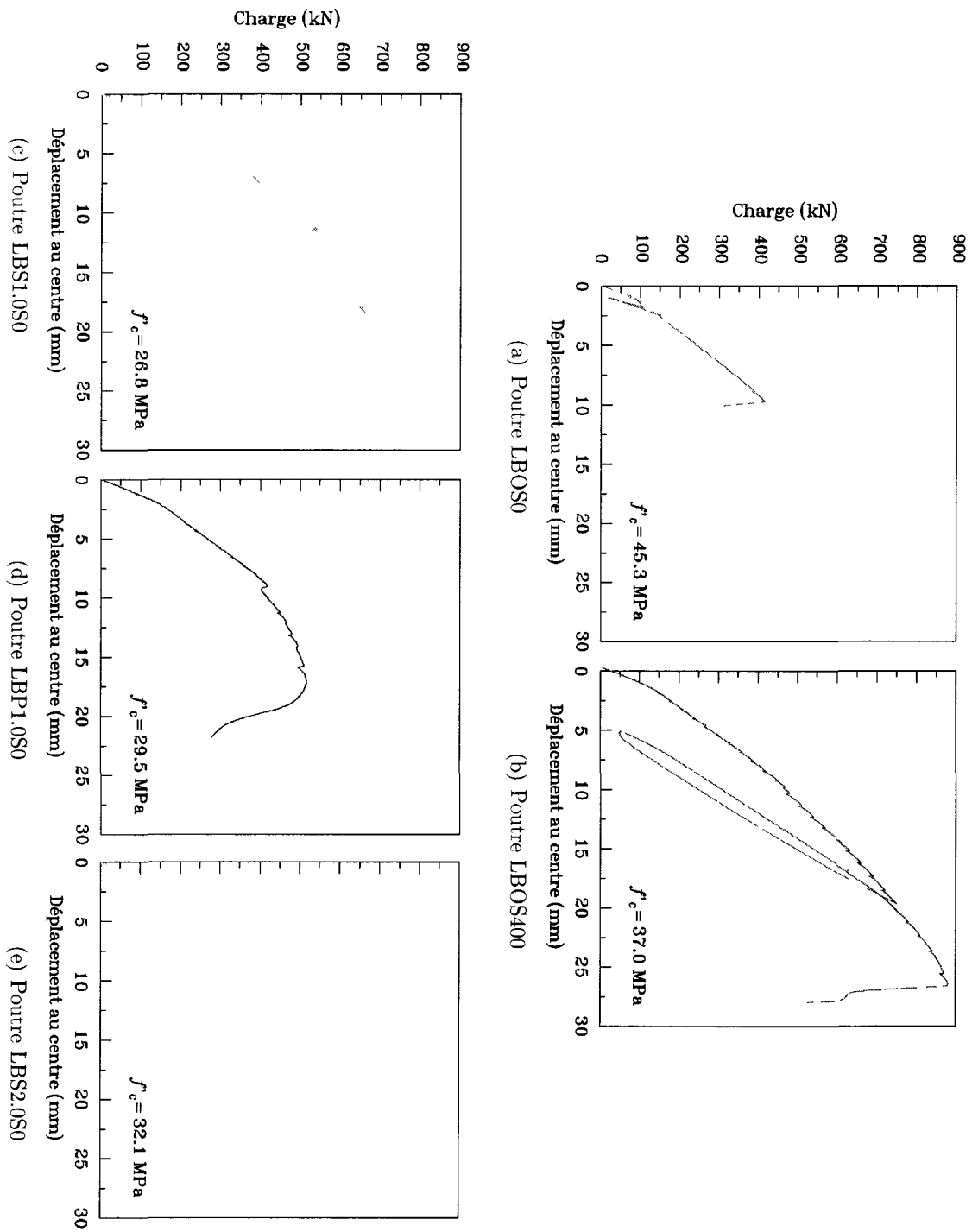


FIGURE 5.1: Courbes charge-déplacement

béton. Sachant que les distances entre les lits et le dessus de la poutre sont de 735 et 655 mm respectivement pour le lit inférieur et le lit supérieur, on a calculé la courbure ainsi :

$$\varphi = \frac{(\varepsilon_{s1} - \varepsilon_b)}{0.735} + \frac{(\varepsilon_{s2} - \varepsilon_b)}{0.655} \quad (\text{rad/m}) \quad (5.1)$$

où ε_{s1} , ε_{s2} et ε_b sont les déformations respectives des lits d'armature tendue inférieur et supérieur ainsi que celle du béton. Seule la courbure de la poutre LBOS0 a été calculée en utilisant les déformations de l'acier comprimé et du béton en raison d'une déféctuosité des jauges médianes des barres tendues.

5.4 Déformations des matériaux

Les figures 5.3, 5.4, 5.5, 5.6 et 5.7 illustrent les déformations des barres d'armature et du béton pour chaque spécimen en fonction de la charge. Chaque graphique contient les lectures de chacune des jauges qui se différencient par un code de couleur. Ce code de couleur se retrouve au centre de chaque figure sous forme de dessin et indique l'emplacement de chacune des jauges. On a indiqué le côté où s'est produite la rupture sur chaque courbe pour faciliter l'interprétation des résultats. On a également marqué d'un pointillé la déformation ε_y correspondante à la limite élastique de l'acier. Certaines courbes arrêtent prématurément en raison d'un mal-fonctionnement ou du décollement de la jauge.

5.4.1 Barres d'armature longitudinales en tension

Les courbes 5.3(a) à 5.3(e) et 5.4(a) à 5.4(e) montrent les réponses charge-déformation des barres d'armature en traction des lits inférieur et supérieur respectivement. Pour les barres 30M, $\varepsilon_y = 3.0 \times 10^{-3}$ alors que l'abscisse arrête à 2.5×10^{-3} . Toutefois, on constate qu'aucune barre n'a plastifié avant d'enregistrer une perte de charge. On remarque sur chaque graphique le changement de pente notable des trois jauges du milieu dès l'apparition de fissures de flexion. À ce moment, il y a un rééquilibrage des forces qui se traduit par la perte de capacité du béton en traction et un transfert des efforts vers les lits d'armature en traction. On note que ce rééquilibrage des forces se produit un peu plus rapidement à mi-portée, ce qui est normal en raison du moment de flexion plus élevé.

5.4.1.1 Lit inférieur

Pour les poutres LBOS0 et LBOS400, les déformations les plus importantes au moment de l'atteinte de la charge maximale se situent au centre de la travée. On observe un phénomène différent dans le cas des poutres renforcées de fibres alors que d'importantes déformations se sont développées au nu de l'appui du côté duquel est survenue la rupture.

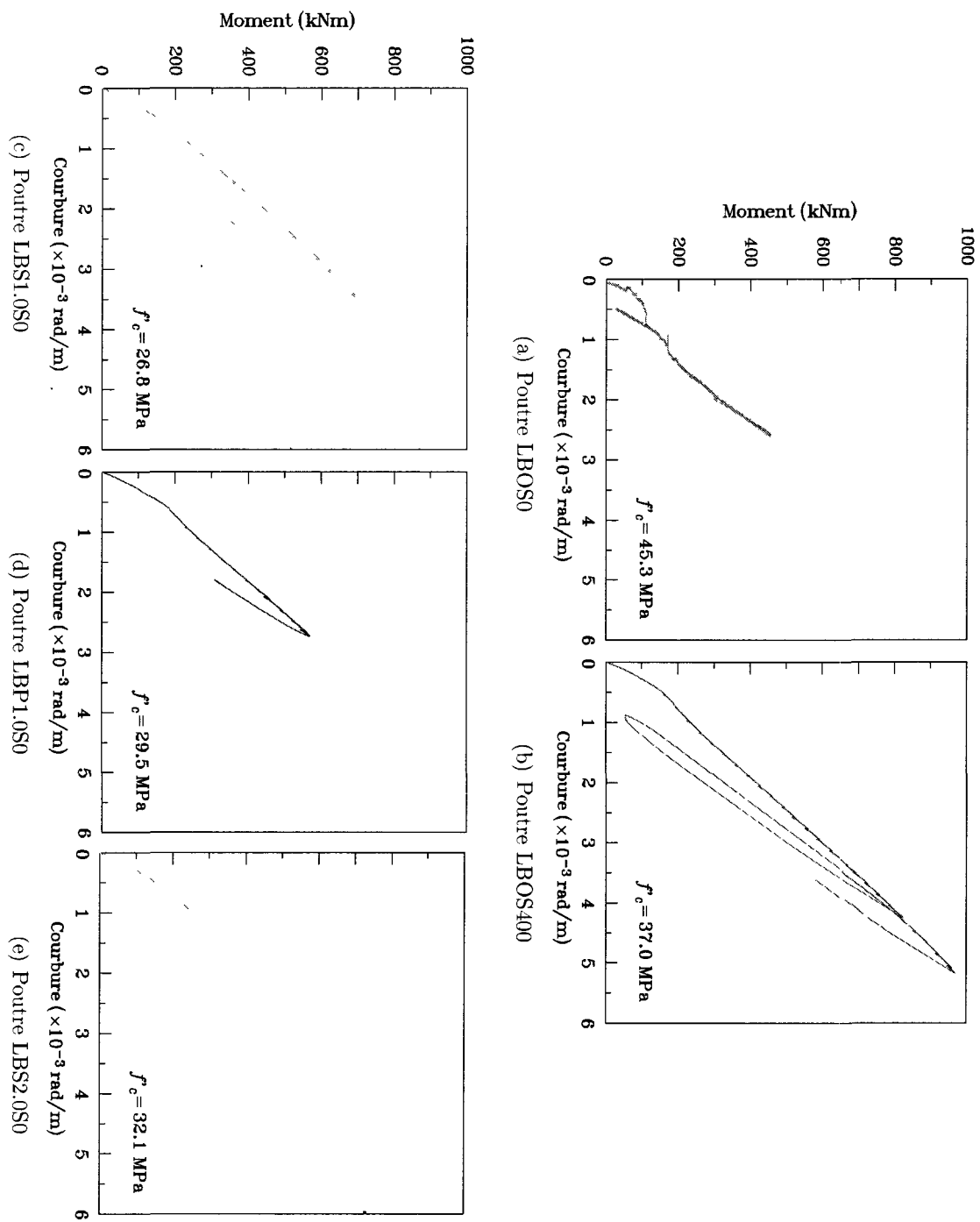


FIGURE 5.2: Courbes moment-courbure

Alors que la poutre LBOS400 compte sur un mécanisme de bielles et tirants amélioré par la présence d'étriers, les poutres avec fibres comptent principalement sur l'engrenage entre les granulats et l'effet de goujon pour transférer les efforts. Lorsque l'ouverture de la fissure de cisaillement principale est trop importante, l'engrenage des granulats disparaît et les efforts de traction se transmettent par les fibres qui interceptent la fissure et par un effet de goujon. Ce changement de mécanisme interne et la rigidité flexionnelle négligeable des fibres expliquent les grandes déformations subies par les barres d'armature près des appuis.

5.4.1.2 Lit supérieur

Les courbes se rapportant aux deuxièmes lits d'armature affichent les mêmes tendances que les premiers lits. On remarque que ce sont plutôt les jauges situées à 250 mm du centre de l'appui qui affichent les plus grandes déformations. Ceci s'explique par le fait que la traction engendrée par l'effet de goujon se déplace avec la fissure, c'est-à-dire diagonalement. En examinant la courbe bleu pâle du spécimen LBS1S0, on note que pour une déformation de 1.5×10^{-3} m/m, la traction dans la barre à cet endroit disparaît brusquement pour céder sa place à la compression. On croit qu'une disfonctionnalité de la jauge est en cause.

5.4.2 Barres d'armature longitudinales en compression

Les déformations des barres d'armature en compression sont présentées à la figure 5.5. Règle générale, plus les jauges sont situées près du centre, plus les déformations mesurées sont considérables. Mis à part la poutre témoin, on remarque une faible traction près des appuis lorsque la charge approche la limite de la poutre.

5.4.3 Barres d'armature transversales

La figure 5.6 illustre les déformations de l'armature de cisaillement de la poutre LBOS400. Trois étriers ont plastifié du côté où la rupture s'est produite tandis qu'on en relève deux ayant plastifié de l'autre côté. Aucune tendance ne semble régenter la traction dans les étriers. On remarque que les étriers près des appuis (courbe orange) montrent de faibles déformations contrairement aux étriers situés plus au centre de la portée. On attribue cette différence au fait que les jauges sont situées à mi-hauteur de la poutre. Conséquemment, les jauges aux extrémités de la poutre se retrouvent plus éloignées de la fissure qui a tendance à longer l'armature longitudinale au voisinage des appuis. Ceci indique que la traction sur un étrier est variable sur la hauteur et dépend de l'ouverture de la fissure qui l'intercepte.

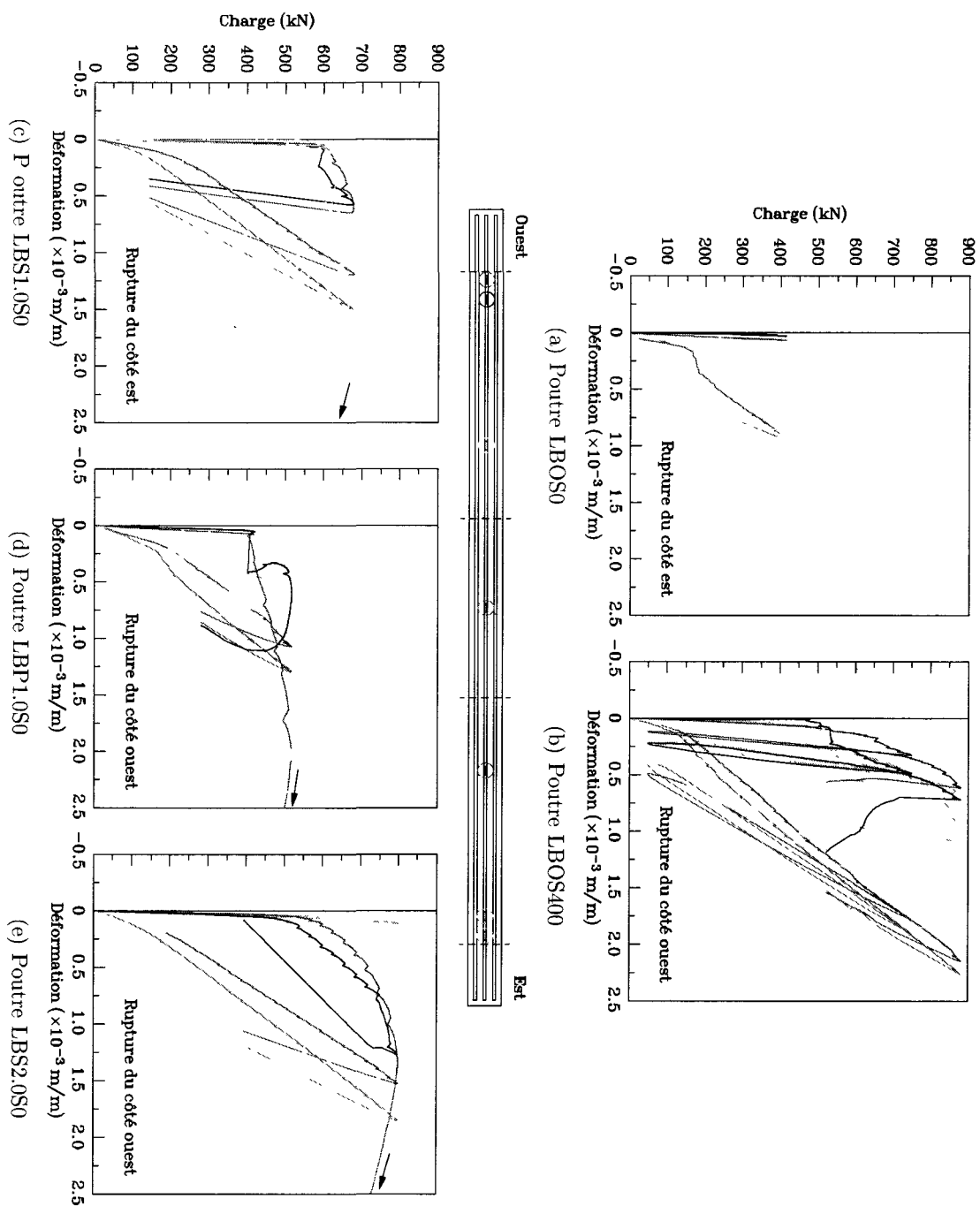


FIGURE 5.3: Courbes charge-déformation de l'acier longitudinal en tension du lit inférieur

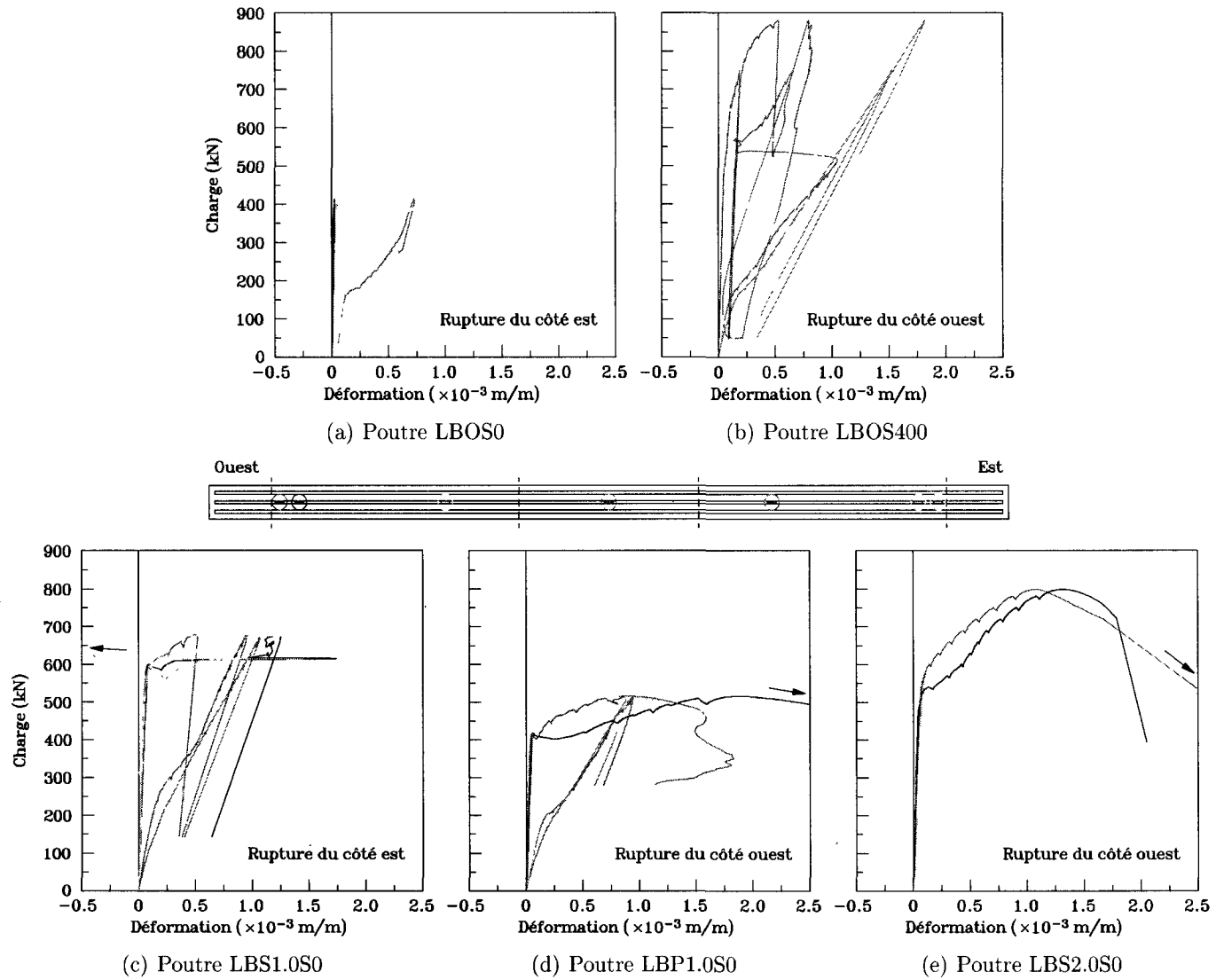


FIGURE 5.4: Courbes charge-déformation de l'acier longitudinal en tension du lit supérieur

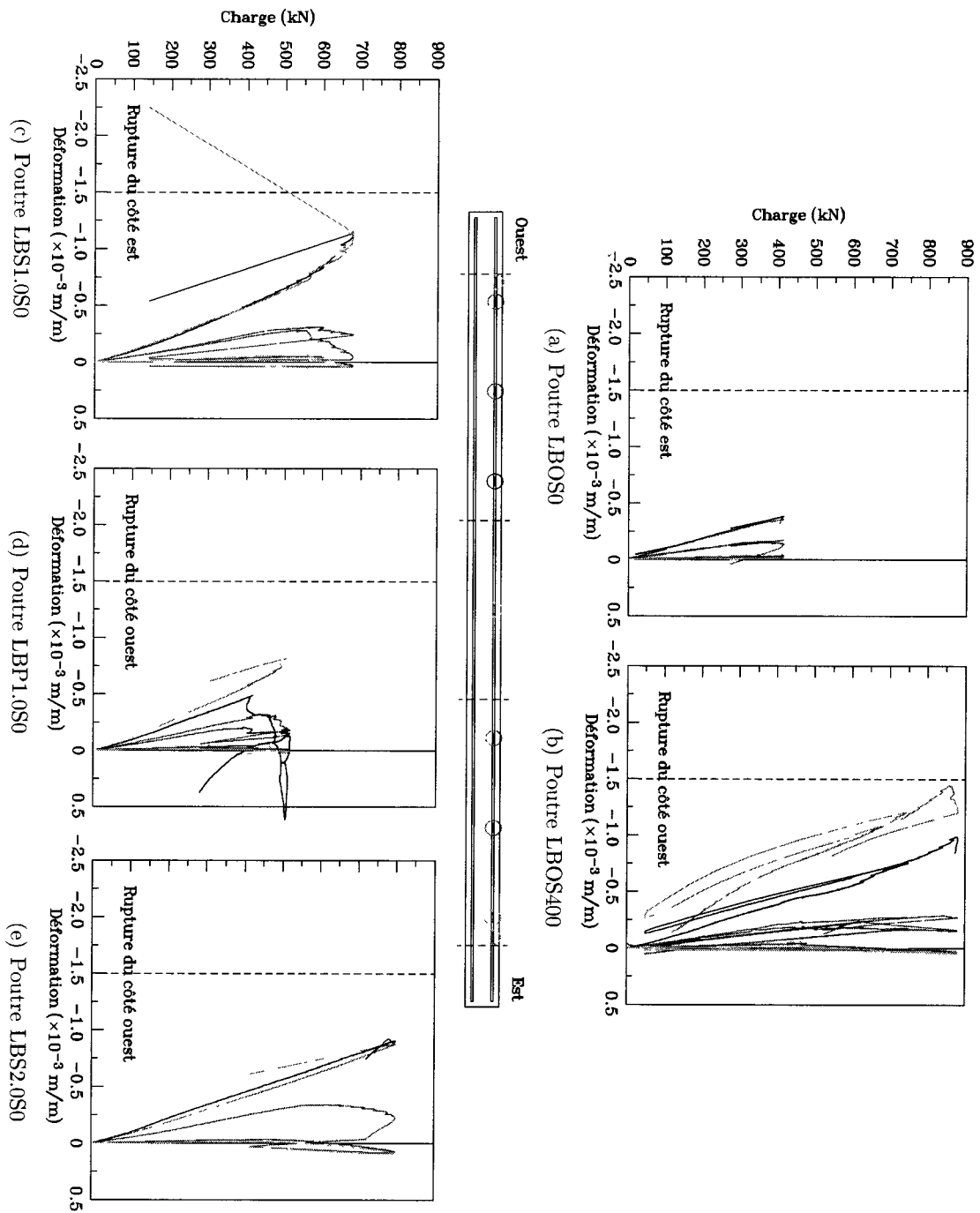


FIGURE 5.5: Courbes charge-déformation de l'acier longitudinal en compression

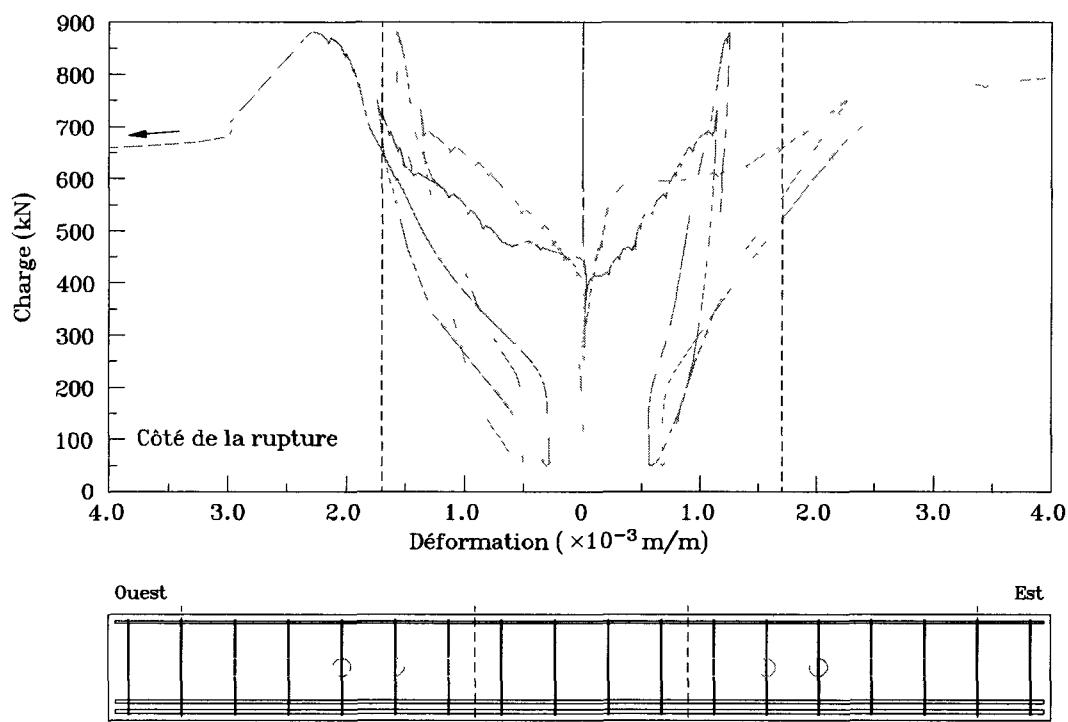


FIGURE 5.6: Courbes charge-déformation de l'acier transversal de la poutre LBOS400

5.4.4 Béton

Des jauges placées sur le dessus de chaque spécimen ont enregistré les déformations du béton à cinq endroits sur la poutre et les courbes charge-déformation résultantes sont montrées à la figure 5.7. À l'instar des barres d'armature de compression, on remarque que le béton passe en traction près des appuis pour des charges importantes. Pour les poutres en béton fibreux, on remarque qu'à un certain moment, les jauges adjacentes à la charge du côté où la rupture s'est produite enregistrent une diminution de la déformation en compression qui laisse ultimement place à une déformation positive. Ces observations indiquent un changement dans le mode de transfert des efforts. Comme on l'a mentionné précédemment, comme la fissure de cisaillement prend de l'ampleur, il y a une forte contribution de l'effet de goujon pour acheminer les efforts à l'appui. Dans ces conditions, on suppose que la partie de la poutre située au-dessus de cette fissure vient s'appuyer sur la partie du dessous et ne reprend pratiquement plus d'efforts.

5.5 Déformations en cisaillement

La figure 5.8 montre les courbes charge-déformation en cisaillement obtenues à partir des rosettes à 45° . Pour obtenir ces courbes, trois LVDT ont été placés en rosette pour calculer

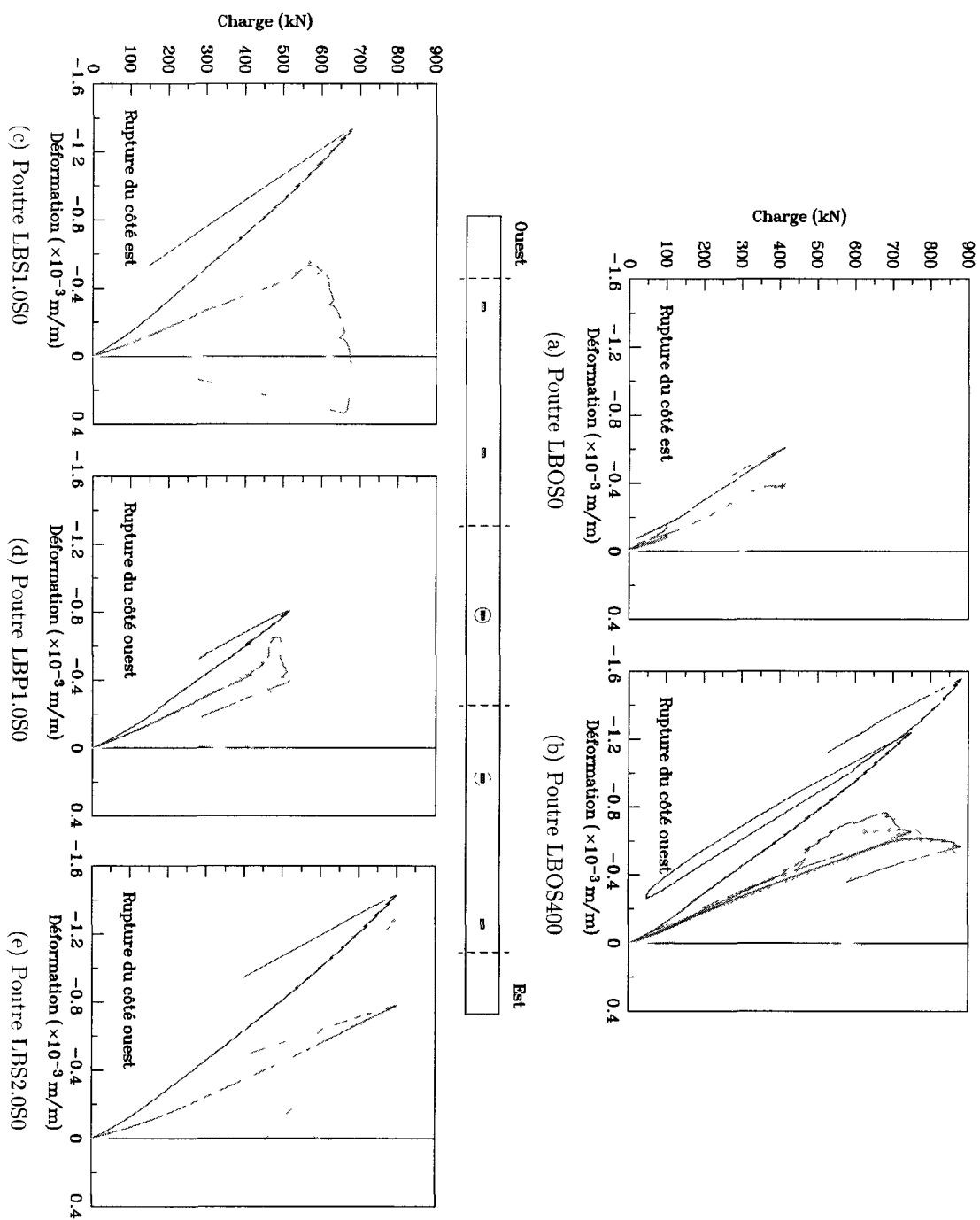


FIGURE 5.7: Courbes charge-déformation du béton

les déformations verticale (ε_y), horizontale (ε_x) et diagonale à 45° (ε_{45}). Les relations qui existent entre les déformations selon le système d'axe usuel et un système d'axe arbitraire sont les suivantes :

$$\varepsilon_{x'} = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} + \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2} \cos 2\theta + \frac{\gamma_{xy}}{2} \sin 2\theta \quad (5.2a)$$

$$\varepsilon_{y'} = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} - \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2} \cos 2\theta - \frac{\gamma_{xy}}{2} \sin 2\theta \quad (5.2b)$$

$$\gamma_{x'y'} = -\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2} \sin 2\theta + \frac{\gamma_{xy}}{2} \cos 2\theta \quad (5.2c)$$

En remplaçant $\theta = 45^\circ$ et en réarrangeant l'équation (5.2a), on obtient l'expression de la déformation en cisaillement :

$$\gamma_{xy} = \varepsilon_x + \varepsilon_y - 2\varepsilon_{45} \quad (5.3)$$

Chaque graphique contient le résultat des deux rosettes. On y a également indiqué le côté où s'est produite la rupture. On constate que la rupture est généralement survenue sur le côté présentant les déformations les plus importantes, à l'exception de la poutre avec étriers.

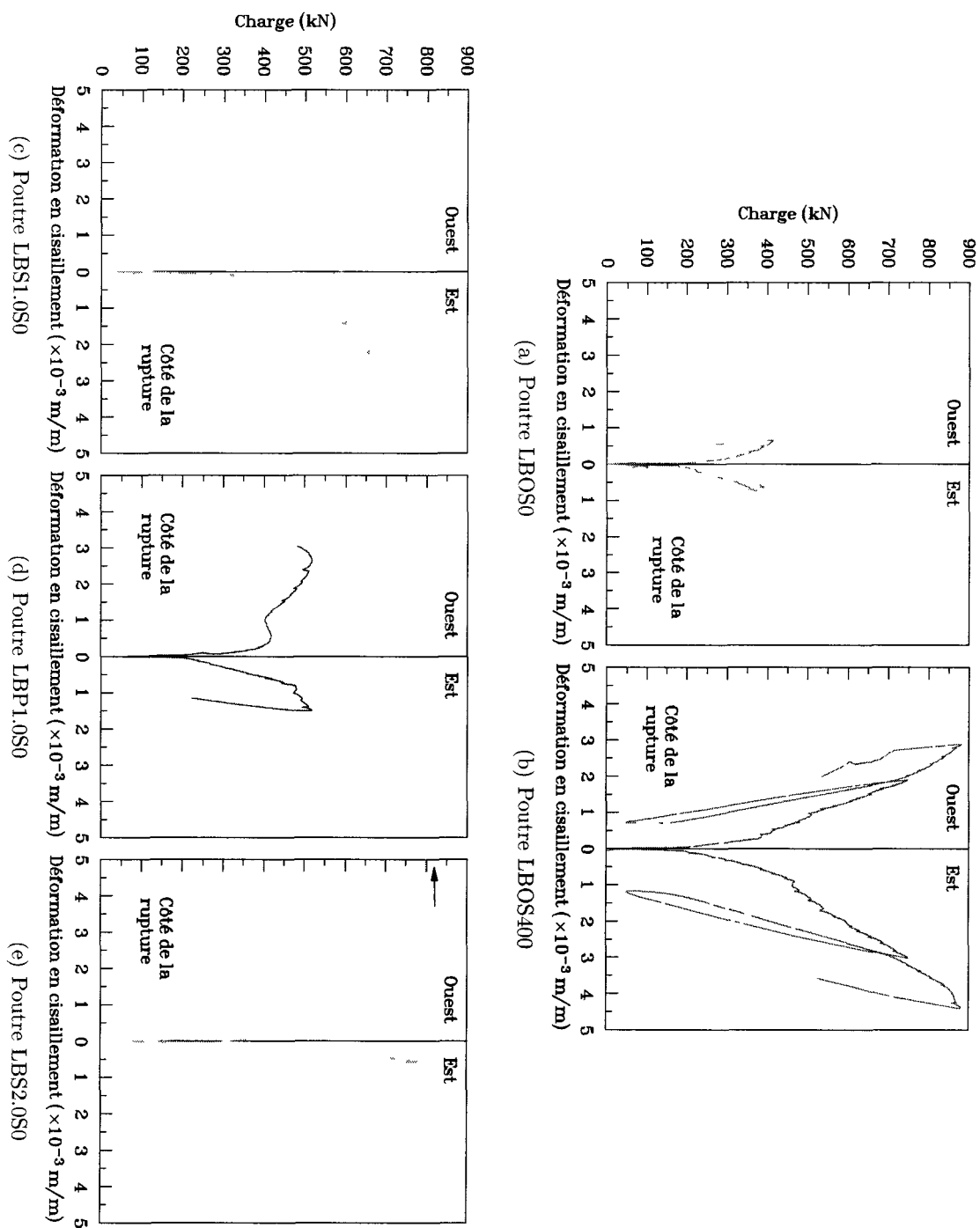


FIGURE 5.8: Courbes charge-déformation en cisaillement

Chapitre 6

Analyse et discussion

Ce chapitre présente les tendances dégagées des essais réalisés par Nguyen [2006] et Tran [2009] sur les poutres de 250 et 500 mm de hauteur ainsi que des essais présentés dans cet ouvrage sur les poutres de 800 mm de hauteur. On compare les courbes contraintes-déplacement et moment-courbure des poutres de grandes dimensions. On traite de l'évolution de la fissuration, des efforts repris par les barres longitudinales ainsi que de l'effet d'échelle. On termine en discutant de la résistance au cisaillement des poutres avec fibres.

6.1 Comportement au cisaillement

Les bétons présentent des résistances à la compression qui varient d'une poutre à l'autre. Ceci influence leur résistance au cisaillement et biaise les comparaisons pouvant être faites entre les spécimens. Pour contourner le problème, on a tracé à la figure 6.1 les courbes contraintes-flèche de chaque spécimen sur un même graphique. Les contraintes de cisaillement ont été normalisées en les divisant par $\sqrt{f'_c}$. Se faisant, on s'aperçoit que la supériorité de la poutre avec étriers est moins frappante que le laissent croire les charges maximales soutenues. À la rupture, la poutre renforcée par 2 % de fibres métalliques présente une contrainte semblable à la poutre LBOS400 pour une flèche réduite de 30 %, ce qui démontre le potentiel des fibres à remplacer les étriers.

Chaque courbe affiche un changement de pente que l'on attribue à la fissuration de la poutre. La figure 6.2 montre les courbes moment-courbure des poutres qui nous permettent de constater que la rigidité flexionnelle des cinq poutres est comparable. On peut ainsi attribuer la divergence des courbes après fissuration à la rigidité en cisaillement ou, du moins, à la flèche induite par les efforts de cisaillement. On remarque que la présence de fibres ou d'étriers retarde la fissuration du béton et la perte de rigidité correspondante. Le changement de pente de la poutre LBOS0 se produit pour une flèche et une contrainte beaucoup plus faible que les autres. La différence entre les poutres avec fibres et la poutre avec étriers se situe au niveau de la rigidité après fissuration. Pour une même contrainte,

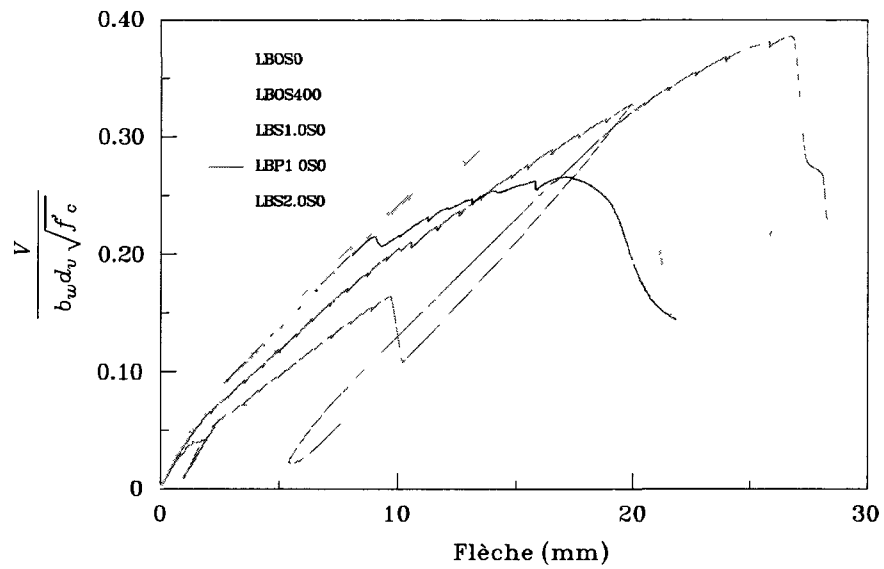


FIGURE 6.1: Contraintes normalisées de cisaillement en fonction de la flèche au centre pour chaque poutre testée

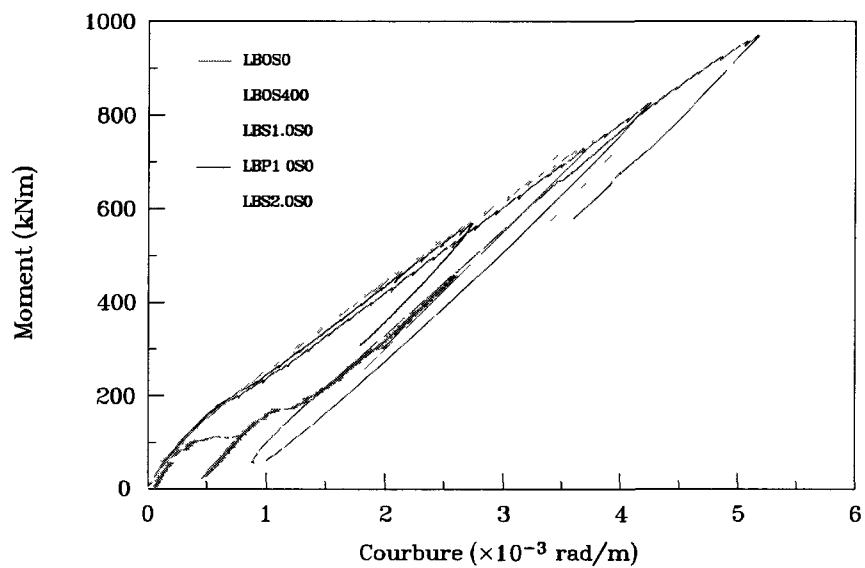


FIGURE 6.2: Courbes moment-courbure des poutres testées

les déplacements au centre des poutres avec fibres sont réduits. La figure 6.3, où l'on voit les courbes contraintes-flèche obtenues à partir des essais de Nguyen [2006], n'affiche pas la même tendance. On remarque que c'est la poutre BP0S275 qui montre le plus de rigidité. On en conclut que l'addition de fibres fournit une meilleure rigidité en cisaillement que les étriers pour les poutres de grandes dimensions.

Si on compare le comportement des poutres avec fibres, on remarque à la figure 6.1 que les rigidités après fissuration et les flèches à la rupture des trois poutres sont comparables. Le module d'acier des fibres d'acier, 42 fois plus élevé que celui des fibres synthétiques, ne semble pas affecter la rigidité. Par contre, les contraintes à la rupture sont très différentes. À ce chapitre, les fibres d'acier ont été plus efficaces que les fibres synthétiques et l'ajout de 2% de fibres d'acier en volume a donné de meilleurs résultats que 1%.

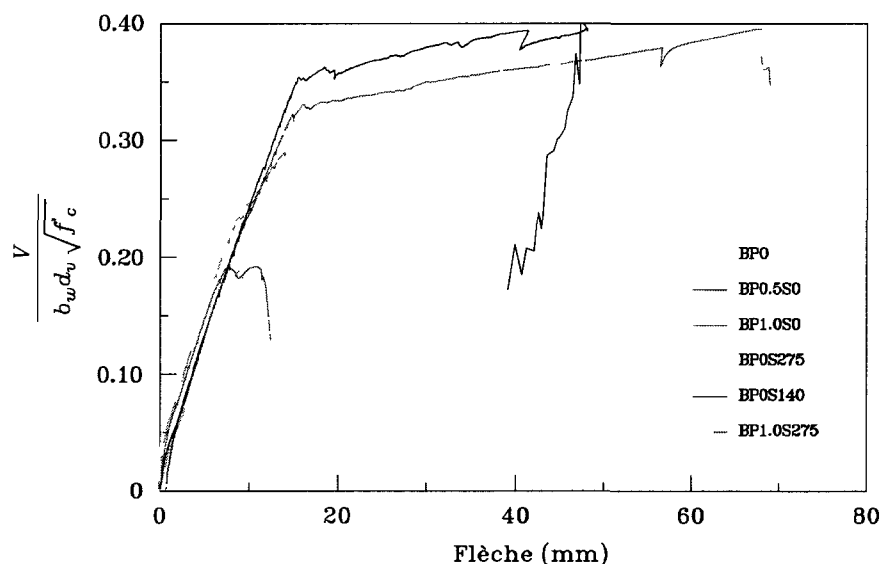


FIGURE 6.3: Contraintes normalisées de cisaillement en fonction de la flèche au centre des poutres testées par Nguyen [2006]

6.2 Réseaux de fissuration

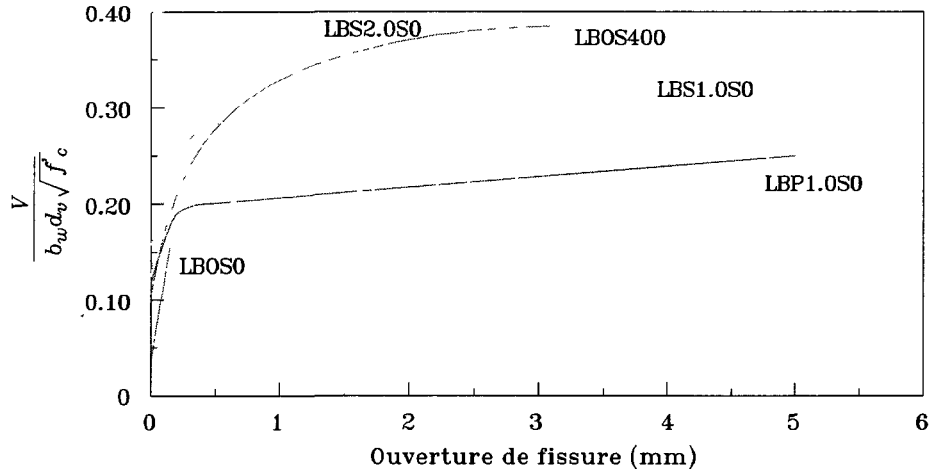
Peu avant la rupture, la poutre LBOS0 présentait une faible densité de fissuration et de faibles ouvertures. Le spécimen LBOS400 possédait un bon nombre de fissures se prolongeant jusqu'aux points d'application de la charge avec des ouvertures de plus 0.50 mm de largeur. La poutre LBS1.0S0 affichait plusieurs fissures inclinées, mais ces dernières étaient moins ramifiées que celles de la poutre LBOS400. Du côté de la poutre avec fibres synthétiques, on dénombrait deux fissures s'étendant de l'appui à la charge tandis que les

autres n'atteignaient pas la mi-hauteur de la poutre. La rupture de la poutre LBS2.0S0 est survenue du côté ouest, là où le rapport eau-ciment est le plus faible et où la fissuration était la plus dense. De l'autre côté, on n'a décelé aucune fissure visible à l'oeil. Le spécimen LBS2.0S0 est d'ailleurs la seule poutre qui présente un nombre de fissures moins important que la poutre témoin. Dans l'ensemble, on n'a relevé aucune fissure de flexion faisant plus de 0.30 mm de largeur. On a remarqué que la progression des fissures de cisaillement coïncidait avec le ralentissement ou l'arrêt de la progression des fissures de flexion pur.

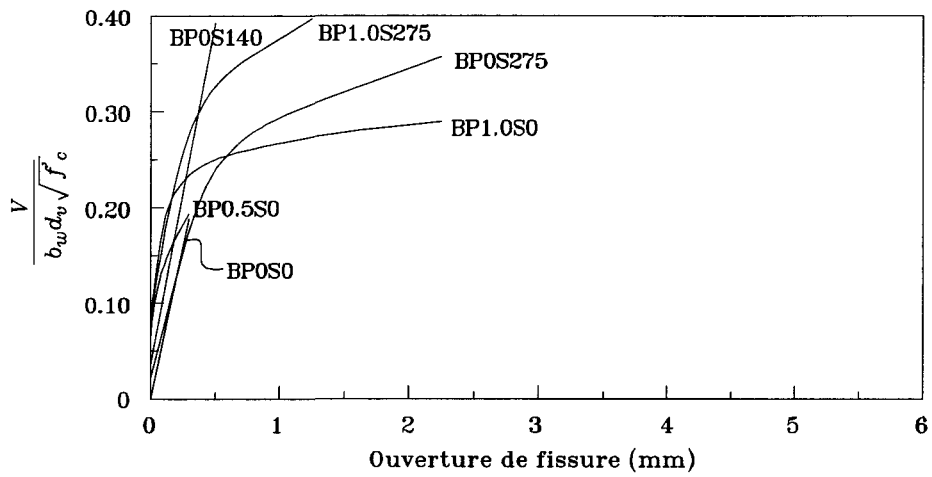
En comparant les réseaux de fissuration entre eux, on constate que la densité des fissures de cisaillement est plus importante pour la poutre LBOS400 que pour les poutres avec fibres. Le nombre et l'espacement des fissures de flexion pure sont comparables, mais la quantité de fissures qui se propagent diagonalement est plus élevée en présence d'étriers. On remarque une autre différence en s'attardant à l'ouverture des fissures. La poutre avec étriers compte plusieurs fissures de cisaillement présentant des ouvertures importantes. Les poutres avec fibres, au contraire, possèdent une seule fissure large tandis que les autres fissures sont généralement trop fines pour en mesurer l'ouverture.

La figure 6.4 montre les courbes lissées de l'ouverture maximale des fissures de cisaillement en fonction de la contrainte de cisaillement normalisée. Sur la figure 6.4(a), on voit le caractère catastrophique de la rupture de la poutre sans étriers ni fibres. Juste avant la rupture, la fissure la plus importante fait 0.30 mm de large alors que la présence de fibres ou d'étriers permet le développement de fissures de plus de 2.5 mm. Ceci constitue un signe de rupture imminente et nous permet de réagir pour prévenir une catastrophe.

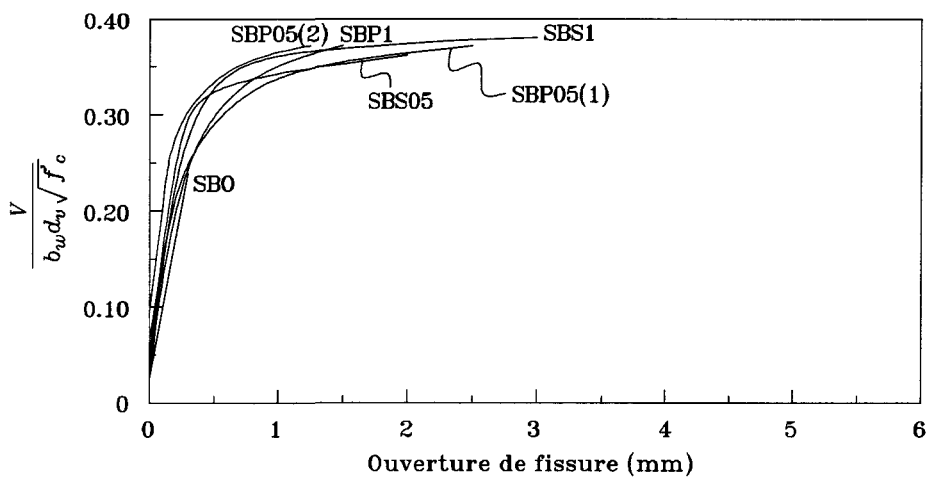
En comparant les trois graphiques, on constate que les plus grandes poutres présentent des ouvertures de fissures plus importantes. On constate que l'évolution de l'ouverture des fissures des poutres avec fibres est moins graduelle que celle des poutres avec étriers. En moyenne, les poutres avec fibres peuvent être sollicitées à environ 80 % de leur capacité avant de présenter d'importantes ouvertures de fissures comparativement à 60 % pour les poutres avec étriers. Seule la poutre BP0.5S0 donne des résultats contradictoires. On voit aussi que la seconde partie de la courbe de la poutre LBS2.0S0 est moins évasée que celle de la poutre LBS1.0S0 et que les dernières fissures relevées sur la poutre LBS1.0S0 sont deux fois plus larges que celles de la poutre avec le double de fibres. On en conclut qu'une densité de fibres plus élevée compromet l'adhérence entre les fibres et le béton, ce qui se traduit par un contrôle moins efficace de la fissuration.



(a) Poutres de 800 mm de hauteur



(b) Poutres de 500 mm de hauteur



(c) Poutres de 250 mm de hauteur

FIGURE 6.4: Ouverture maximale des fissures de cisaillement en fonction de la charge

6.3 Effets sur les barres d'armature

La figure 6.5 affiche la traction dans les barres longitudinales à 25, 200 et 1000 mm du nu de l'appui du côté de la rupture. On a tracé les forces expérimentales calculées à partir des jauges de déformation et les forces F_{lt} calculées à partir de l'équation (2.29) pour trois charges : $P = 100$ kN, $P = 200$ kN et P à la rupture. On en déduit que le code est prudent pour des charges de 100 et 200 kN, mais qu'il surévalue la force induite dans les barres des poutres en béton fibreux peu avant la rupture.

Pour de faibles charges, à 25 mm de l'appui, les forces ne sont pas nulles comme le stipule la théorie, mais les valeurs sont négligeables. Somme toute, pour $P < 200$ kN, les forces obtenues expérimentalement sont plus faibles que les forces prédites. Un phénomène différent se produit lorsque la charge est plus importante. Contrairement à la poutre LBOS0, la norme sous-évalue la tension près des appuis dans les barres des autres poutres et de façon encore plus prononcée pour les poutres renforcées de fibres. On croit que ceci est causé par un changement du mécanisme de résistance interne qui sollicite l'effet de goujon de façon plus marquante. Avec les étriers, l'effet goujon est moins sollicité à cause de la plus grande rigidité transversale des étriers comparativement aux fibres. Toutefois, on voit sur les graphiques des figures 5.3 et 5.4 que la rupture des poutres est atteinte peu après l'augmentation soudaine de la déformation des barres près des appuis. C'est donc dire que le nouveau mécanisme de résistance n'augmente pas de façon significative la capacité portante des poutres. Les résultats de Nguyen [2006] et Tran [2009] ne permettent pas de confirmer la prédominance de l'effet d'échelle des poutres avec fibres avant la rupture. On croit que, dans les deux cas, les jauges, qui se trouvaient à 215 et 145 mm de l'appui respectivement, n'étaient pas assez près des appuis pour rendre compte du phénomène.

On note une différence dans la distribution des efforts des poutres avec fibres. Pour les poutres renforcées par 1 % de fibres, plus on s'éloigne de l'appui, plus les forces diminuent. Or, c'est le contraire qui se produit pour la poutre avec 2 % de fibres. On peut penser que plus il y a de fibres, plus elles acheminent d'effort et moins l'effet goujon est sollicité.

Pour analyser les barres 20M, on a tracé sur un graphique la force à chaque position de jauges en fonction de la charge P appliquée. La figure 6.6(a) présente les résultats à 25, 200 et 1000 mm du nu de l'appui tandis que la figure 6.6(b) montre les efforts à une distance de 1800 mm. Le code de couleur utilisé précédemment pour identifier les différents spécimens s'applique pour les deux graphiques.

Sur le premier graphique, la norme prédit une force nulle pour les trois positions et on s'aperçoit que les barres sont soumises à des efforts allant jusqu'à -40 kN. Ces forces sont

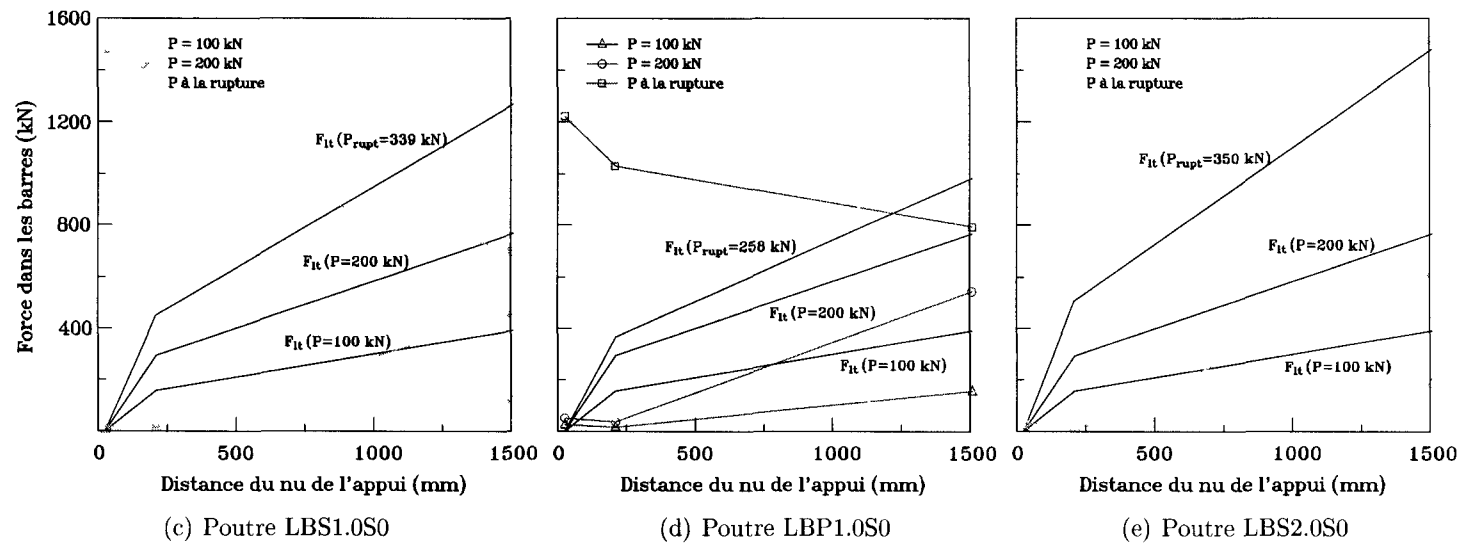
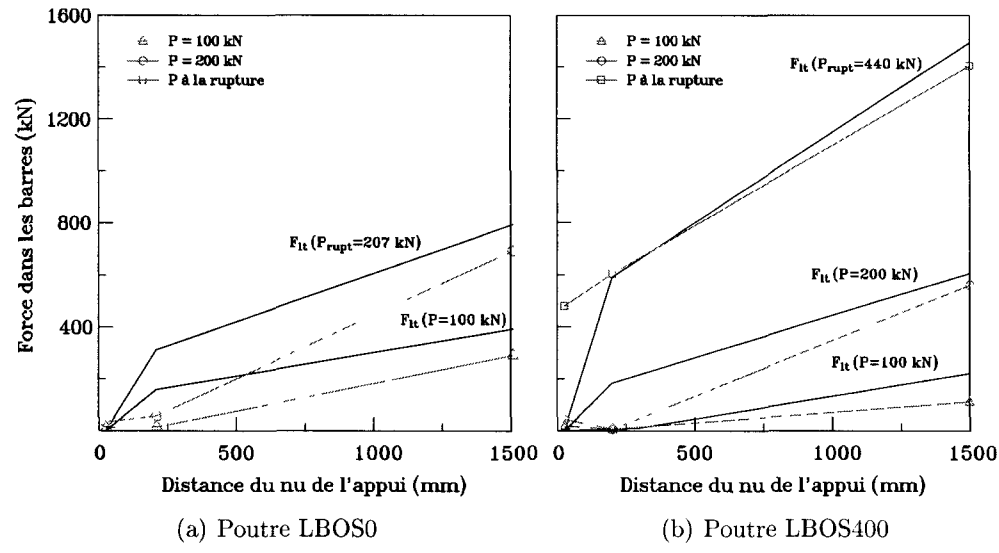


FIGURE 6.5: Traction dans les barres d'armature longitudinales de la zone tendue

toutefois négligeables puisqu'une simple barre 10M de grade 400R pourrait y résister. Sur la figure 6.6(b), on constate que les barres ont été soumises à des efforts de compression alors que le code suggère de vérifier la traction. Ce changement de signes est sans conséquence puisque la valeur absolue des efforts mesurés est inférieur à F_{lc} . Pour la poutre LBOS400 toutefois, $F_{lc} = 0$ jusqu'à $P = 250$ kN alors que les forces calculées atteignent 100 kN en compression. En se référant à l'équation (2.30), on voit que la moitié de la force reprise par les étriers V_s est soustraite de l'équation et diminue par le fait même la valeur de F_{lc} . À la lumière des résultats obtenus, il faudrait envisager de faire plus d'essais pour vérifier la validité de l'équation (2.30) en présence d'armature transversale.

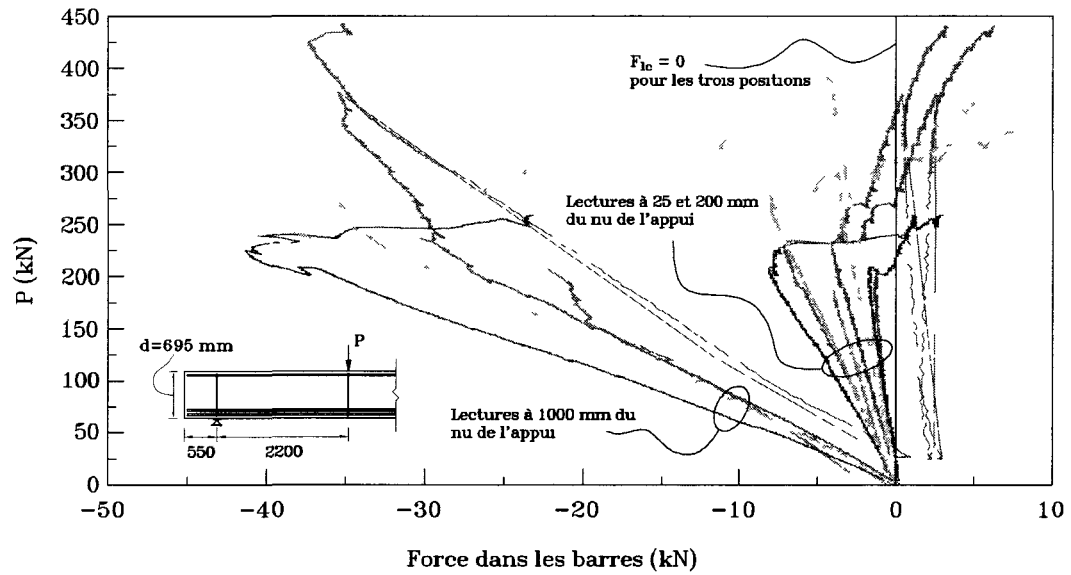
6.4 Effet d'échelle

Pour étudier l'effet d'échelle, on a tracé sur la figure 6.7 la contrainte de cisaillement normalisée à la rupture en fonction de la hauteur des spécimens. Le graphique affiche les résultats des poutres traditionnelles avec et sans étriers ainsi que ceux des poutres renforcées par 1% de fibres métalliques et synthétiques. On constate que les poutres avec fibres montrent une diminution de la contrainte en fonction de la hauteur du même ordre que les poutres témoins. Les fibres métalliques présentent une diminution moins importante, mais les fibres des petites et grandes poutres ne sont pas les mêmes, ce qui biaise la comparaison. On remarque que la grande poutre armée de la quantité minimum d'étriers affiche une contrainte plus élevée que son homologue de 500 mm de haut. Ceci est probablement dû à la limite élastique des étriers qui est de 490 MPa dans le premier cas et de seulement 325 MPa dans le second cas. Somme toute, les étriers semblent plus efficaces pour contrer l'effet d'échelle.

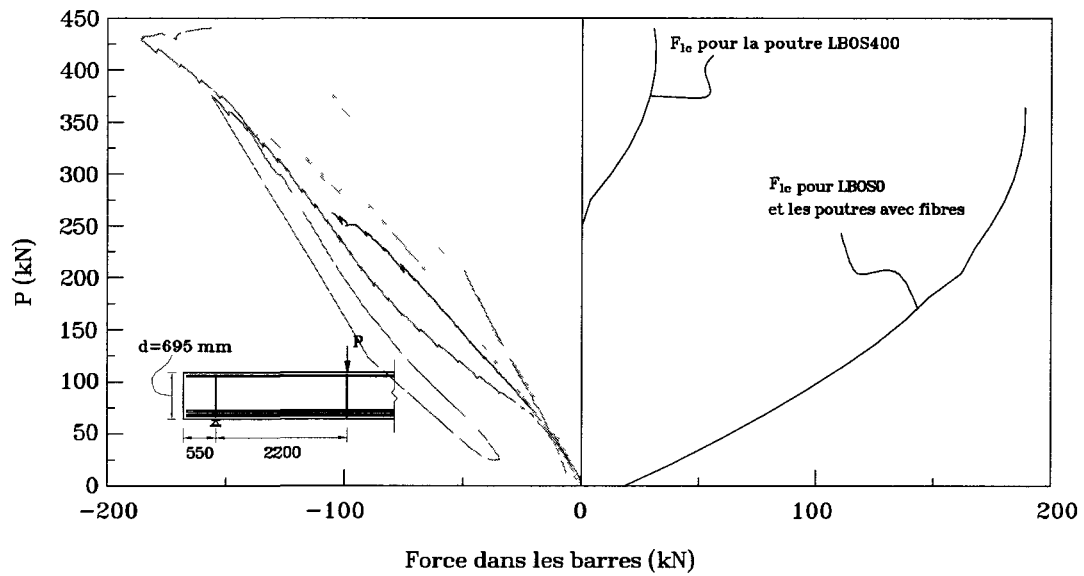
6.5 Résistance au cisaillement

On peut voir au tableau 6.1 les résistances au cisaillement expérimentales et les contraintes normalisées correspondantes des poutres de petite, moyenne et grande dimension. On y trouve également l'écart entre les résistances au cisaillement expérimentales et celles prédites par la méthode générale ainsi que l'augmentation relative de la contrainte de cisaillement de chaque spécimen par rapport à leur témoin.

À l'exception de la poutre BP0S140, on constate que la méthode générale donne des résultats prudents. Néanmoins, les écarts entre la théorie et la pratique sont plus importants pour les poutres en béton renforcé de fibres. En présence de fibres métalliques, la méthode générale sous-estime la résistance au cisaillement d'environ 50% et cet écart est d'au moins 36% pour les fibres synthétiques, à l'exception de la poutre BP0.5S0. Ces chiffres justi-



(a) À 25, 200 et 1000 mm du nu de l'appui



(b) À 1800 mm du nu de l'appui

FIGURE 6.6: Forces dans les barres d'armature longitudinales du côté comprimé

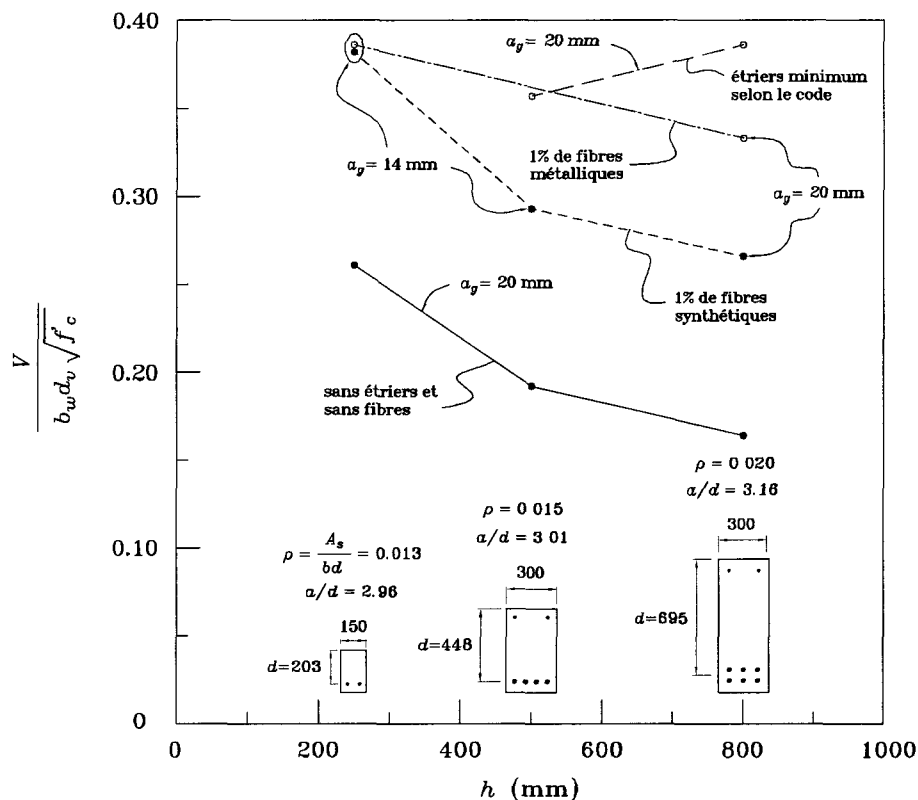


FIGURE 6.7: Contraintes normalisées de cisaillement à la rupture pour différentes poutres en fonction de leur hauteur

fient la prise en compte de la contribution des fibres dans l'estimation de la résistance au cisaillement. On peut voir que toutes les poutres de 250 mm de hauteur présentent des résistances au cisaillement deux fois plus élevées que ce que prédit la méthode générale, et ce, indépendamment du type ou de la teneur en fibres. On note aussi que l'écart entre la pratique et la théorie est le même pour les poutres LBP1.0S0 et BP1.0S0. La poutre qui affiche le plus grand écart est la poutre renforcée de 2% de fibres métalliques crochétées avec un écart de 56.6%.

La dernière colonne du tableau 6.1 permet de comparer les contraintes de cisaillement à la rupture de chaque spécimen avec la poutre sans étriers ni fibres de même dimension. On voit que les performances des poutres de 800 mm de hauteur avec fibres d'acier rivalisent avec celle de la poutre LBOS400. Autrement, en excluant la poutre BP0.5S0, les gains réalisés par les autres poutres avec fibres varient de 48 à 65%. Les fibres d'acier crochétées semblent plus performantes que les fibres d'acier ondulées utilisées pour les petites poutres. On remarque aussi que les poutres BP0S140 et BP1.0S275 affichent toutes les deux la même contrainte de cisaillement à la rupture. La combinaison étriers-fibres semble s'avérer

TABLE 6.1: Analyse des résultats expérimentaux et théoriques

<i>Spécimens</i>	V_r^* exp., kN	V_r théo., kN	Écart, %	$\frac{V_r}{b_w d_v \sqrt{f_c}}$	Gain de résistance, %
LBOS0	224.3	204	9.1	0.177	-
LBOS400	456.9	367	20.1	0.400	126
LBS1.0S0	355.0	170	52.1	0.366	107
LBP1.0S0	274.8	176	35.9	0.270	52
LBS2.0S0	416.7	181	56.6	0.392	119
BP0S0	137.6	135	1.9	0.202	-
BP0.5S0	150.6	144	4.4	0.202	0
BP1.0S0**	225.4	144	36.1	0.302	50
BP0S275	266.9	249	6.7	0.367	82
BP0S140	268.8	328	-22.0	0.406	101
BP1.0S275	300.8	251	16.6	0.405	100
SBO	37.9	30	20.8	0.257	-
SBS0.5	61.7	30	51.4	0.394	57
SBS1.0	59.6	30	49.7	0.390	55
SBP0.5 (1)	61.7	31	50.2	0.372	48
SBP0.5 (2)	61.4	31	49.5	0.380	51
SBP1.0	60.4	28	53.6	0.416	65

* Les valeurs tiennent compte du poids propre

** La poutre BP1.0S0 a rompu en flexion

une solution prometteuse pour réduire la congestion de l'armature transversale.

Il y a deux façons d'aborder l'évaluation de la résistance au cisaillement d'une poutre en béton armé renforcé de fibres : (i) les fibres améliorent la contribution du béton ou (ii) la contribution des fibres est indépendante du béton. La première approche consiste à trouver un ou des coefficients s'appliquant à V_c pour tenir compte de la présence des fibres. La résistance s'évalue ensuite comme à la section 2.3, soit par la somme des contributions du béton et des étriers. Dans la seconde approche, $V_r = V_c + V_s + V_{fb}$ et V_{fb} détermine la contribution des fibres. Toutefois, le nombre d'essais réalisé est insuffisant pour proposer une méthode de calcul. Les résultats de la poutre BP0.5S0 brouillent les données et d'autres essais sont nécessaires pour dégager des tendances et évaluer les différentes variables.

Chapitre 7

Conclusions et recommandations

Le comportement en cisaillement d'une dalle unidirectionnelle s'apparente à une poutre. La norme CSA A23.3-04 dimensionne d'ailleurs une dalle en considérant une série de poutres côte à côte. Ainsi, on peut étendre les conclusions tirées sur les poutres aux dalles. Compte tenu des problèmes recensés récemment sur le renforcement transversal des dalles de pont, les fibres pourraient s'avérer une belle alternative. Des essais futurs permettront peut-être de confirmer la capacité des fibres à améliorer la résistance au cisaillement des dalles.

À la lumière des résultats obtenus, on retient les points suivants :

- La présence de fibres dans le béton améliore le comportement en cisaillement des poutres de grandes dimensions.
- L'efficacité des fibres dépend du type et du taux volumique de fibres.
- Les fibres métalliques sont plus efficaces que les fibres synthétiques.
- Les poutres avec fibres comptent moins de fissures et des ouvertures moins importantes.
- Il existe un taux volumique optimal pour chaque type de fibres constituant un compromis entre les performances et l'adhérence béton/fibres.

Les poutres en béton fibré subissent un effet d'échelle comparable aux poutres sans armature transversale.

- Les fibres peuvent remplacer une partie ou la totalité des étriers.

Les données recueillies ne permettent pas de proposer une méthode simple et fiable pour évaluer la résistance au cisaillement de poutres en béton renforcées de fibres. Certains résultats, comme la poutre BP0.5S0, sont contradictoires et certaines variables n'ont pas été étudiées. Voici quelques pistes pour de futurs projets de recherche :

- Effectuer la comparaison entre les deux fibres métalliques en complétant les essais avec les spécimens de taille manquante. Ceci permettrait par la même occasion de tirer des conclusions plus précises sur l'effet d'échelle.

- Répéter chaque essai une seconde fois pour confirmer les résultats.
- Étudier l'impact du taux d'armature longitudinal.
- Vérifier l'efficacité d'une fibre métallique plus longue.

Quoi qu'il en soit, le potentiel des fibres a été démontré et leur contribution dans le calcul de la résistance au cisaillement d'une poutre en béton armé ne peut être négligée. L'ajout de fibres dans la matrice de béton est une façon prometteuse pour réduire la congestion d'armature transversale et diminuer la main d'oeuvre nécessaire tout en obtenant des performances comparables.

Bibliographie

- FENWICK, R.C. et PAULAY, T. (1964), *Mechanisms of shear resistance of concrete beams*, ASCE Journal of the Structural Division, **94**(ST10), 2235–2350.
- KANI, G.N.J. (1967), *How safe are our large reinforced concrete beams ?*, ACI Journal, **64**(3), 128–141.
- BATSON, G., JENKINS, E., et SPATNEY, R. (1972), *Steel fibers as shear reinforcement in beams*, ACI Journal, **69**(10), 640–644.
- SWAMY, R.N., MANGAT, P.S., et RAO, C.V.S.K. (1974), *The mechanics of fiber reinforcement of cement matrices*, dans *Fiber Reinforced Concrete*, tome SP-44, American Concrete Institute, p. 1–28.
- LAFRAUGH, R.W. et MOUSTAFA, S.E. (1975), *Experimental investigation of the use of steel fibers for shear*, Rapport technique, Concrete Technology Association, Tacoma.
- PARK, R. et PAULAY, T. (1975), *Reinforced Concrete Structures*, Wiley.
- WILLIAMSON, G.R. et KNAB, L.I. (1975), *Full-scale fiber concrete beam tests*, dans *Fiber Reinforced Cement and Composites*, RILEM Symposium, Construction Press, Lancaster, London, p. 209–214.
- MUHIDIN, N.A. et REGAN, P.E. (1977), *Chopped steel fibers as shear reinforcement in concrete beams*, Fiber Reinforced Materials, 135–149.
- COLLINS, M. et MITCHELL, D. (1978), *Towards a rational theory for rc members in shear*, ASCE Journal of the Structural Division, **104**(ST4), 649–666.
- WALRAVEN, J.C. (1981), *Fundamental analysis of aggregate interlock*, ASCE, p. 2245–2270.
- ROBERTS, T.M. et HO, N.L. (1982), *Shear failure of deep fiber reinforced concrete beams*, International Journal of Cement Composites and Lightweigh Concrete, **4**(3), 145–152.

- JINDAL, R.L. (1984), *Shear and moment capacities of steel fiber reinforced concrete beams*, dans *Fiber Reinforced Concrete*, tome SP-81, American Concrete Institute, p. 1-16.
- SWAMY, R.N. et BAHIA, H.M. (1985), *Effectiveness of steel fibers as shear reinforcement*, *Concrete International : Design and Construction*, **7**(3), 35-40.
- MANSUR, M.A., ONG, K.C.G., et PARAMASIVAM, P. (1986), *Shear strength of fibrous concrete beams without stirrups*, *Journal of Structural Engineering*, **112**, 2066-2079.
- SHARMA, A.K. (1986), *Shear strength of steel fiber reinforced concrete beams*, *ACI Structural Journal*, **83**(1), 624-628.
- VECCHIO, F.J. et COLLINS, M. (1986), *The modified compression field theory for reinforced concrete element subjected to shear*, *ACI Journal*, 219-231.
- KAUSHIK, S.K., GUPTA, V.K., et TARAFDAR, N.K. (1987), *Behavior of fiber reinforced concrete beams in shear*, dans *Proceeding of the International Symposium on Fiber Reinforced Concrete*, Madras, India, p. 1.133-1.149.
- LIM, T.Y., PARAMASIVAM, P., et LEE, S.L. (1987), *Shear and moment capacity of reinforced steel fiber concrete beams*, *Magazine of Concrete Research*, **39**(140), 148-160.
- MURTY, D.S.R. et VENKATACHARYULU, T. (1987), *Fiber reinforced concrete beams subjected to shear force*, dans *Proceeding of the International Symposium on Fiber Reinforced Concrete*, Madras, India, p. 1.125-1.132.
- NARAYANAN, R. et DARWISH, I.Y.S. (1987), *Use of steel fibers as shear reinforcement*, *ACI Structural Journal*, **84**(3), 216-227.
- NARAYANAN, R. et DARWISH, I.Y.S. (1988), *Fiber concrete deep beams in shear*, *ACI Structural Journal*, **85**(2), 141-149.
- SHIOYA, B. (1989), *Shear properties of large reinforced concrete members*, Rapport technique 25, Special report of Institute of Technology, Shimizu Corporation.
- EL-NIEMA, E.I. (1991), *Reinforced concrete beams with steel fibers under shear*, *ACI Structural Journal*, **88**(2), 178-183.
- MANSUR, M.A. et ONG, K.C.G. (1991), *Behavior of reinforced fiber concrete deep beams in shear*, *ACI Structural Journal*, **88**(1), 98-105.
- ASHOUR, S.A., HASANAIN, G.S., et WAFI, F.F. (1992), *Shear behavior of high-strength fiber reinforced concrete beams*, *ACI Structural Journal*, **89**(2), 176-184.

- LI, V.C., WARD, R., et HAMZA, A.M. (1992), *Steel and synthetic fibers as shear reinforcement*, ACI Structural Journal, **89**(5), 499–508.
- TAN, K., MURUGAPPAN, K., et PARAMASIVAM, P. (1992), *Shear behavior of steel fiber reinforced concrete beams*, ACI Structural Journal, **89**(6), 3–11.
- SWAMY, R., JONES, R., et CHAIM, A. (1993), *Influence of steel fibers on the shear resistance of lightweight concrete i-beams*, ACI Structural Journal, **90**(1), 103–114.
- FANG, I.K. et WU, J.Y. (1994), *Shear behavior of fiber-reinforced hpc concrete deep beams*, dans *High-performance concrete*, tome SP-149, American Concrete Institute, Singapour, p. 523–544.
- IMAM, M., VANDEWALLE, L., et MORTELMANS, F. (1994), *Shear capacity of steel fiber high-strength concrete beams*, dans *High-Performance Concrete*, tome SP-149, American Concrete Institute, p. 227–241.
- SHIN, S., OH, J., et GHOSH, S. (1994), *Shear behavior of laboratory-sized high strength concrete beams reinforced with bars and steel fibers*, dans *Fiber Reinforced Concrete*, tome SP-142, American Concrete Institute, p. 181–200.
- WALRAVEN, J. et LEHWALTER, N. (1994), *Size effects in short beams loaded in shear*, ACI Structural Journal, **91**(5), 585–593.
- ADEBAR, P., MINDNESS, S., ST-PIERRE, D., et OLUND, B. (1997), *Shear tests of fiber concrete beams without stirrups*, ACI Structural Journal, **94**(1), 68–76.
- CASANOVA, P., ROSSI, P., et SCHALLER, I. (1997), *Can steel fibers replace transverse reinforcement in reinforced concrete beams*, ACI Structural Journal, **94**(5), 341–354.
- FURLAN JR, S. et DE HANAI, J.B. (1997), *Shear behavior of fiber reinforced concrete beams*, Cement and Concrete Composites.
- CASANOVA, P. et ROSSI, P. (1999), *High-strength concrete beams submitted to shear : Steel fibers versus stirrups*, dans *Structural Applications of Fiber Reinforced Concrete*, tome SP-182, American Concrete Institute, p. 53–87.
- KHUNTIA, M., STOJADINOVIC, B., et GOEL, S.C. (1999), *Shear strength of normal and high-strength fiber reinforced concrete beams without stirrups*, ACI Structural Journal, **96**(2), 282–290.

- OH, B., LIM, D., HONG, K., YOO, S., et CHAE, S. (1999), *Structural behavior of steel fiber reinforced concrete beams in shear*, dans *High-Performance Concrete*, tome SP-182, American Concrete Institute, p. 9–27.
- IMAM, M. et VANDEWALLE, L. (2000), *Role of fibers in controlling failure modes of high-strength concrete beams*, dans *Repair, Rehabilitation, and Maintenance of Concrete Structures*, tome SP-193, American Concrete Institute, p. 503–517.
- NOGHABAI, K. (2000), *Beams of fibrous concrete in shear and bending : Experiment and model*, *Journal of Structural Engineering*, **126**(2), 243–251.
- BENTUR, A. et MINDESS, S. (2001), *Fibre reinforced cementitious composites*, Elsevier Applied Science.
- PAULTRE, P. (2001), *Béton armé*, P&P Éditions.
- CALIXTO, J., FILHO, L., et GONÇALVES, C. (2002), *Shear behavior of reinforced concrete beams with the addition of short steel fibers*, dans *Deflection and Stiffness Issues in FRC and Thin Structural Elements*, tome SP-207, American Concrete Institute.
- KWAK, Y.K., EBERHARD, M.O., W.-S., K., et KIM, J. (2002), *Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups*, *ACI Structural Journal*, **99**(4), 530–538.
- MIRSAYAH, A. et BANTHIA, N. (2002), *Shear strength of steel-reinforced concrete*, *ACI Materials Journal*, **99**(5), 473–479.
- CHO, S.H. et KIM, Y.I. (2003), *Effects of steel fibers on short beams loaded in shear*, *ACI Structural Journal*, **100**(6), 765–774.
- DUPONT, D. et VANDEWALLE, L. (2003), *Shear capacity of concrete beams containing longitudinal reinforcement and steel fibers*, dans *Innovations in Fiber-Reinforced Concrete for Value*, tome SP-216, American Concrete Institute, p. 79–94.
- CSA A23.3 (2004), *Concrete Design Handbook*.
- CUCCHIARA, C., LA MENDOLA, L., et PAPIA, M. (2004), *Effectiveness of stirrups and steel fibres as shear reinforcement*, *Cement and Concrete Composites*, **26**, 777–786.
- HUANG, C.K., ZHANG, H.Z., et GUAN, Z.G. (2005), *Experimental study on shear resistance of steel fiber reinforced high-strength concrete beams*, dans *High-Strength/High-Performance Concrete*, tome SP-228, American Concrete Institute, p. 687–703.
- TAN, K., CHENG, G., et CHEONG, H. (2005), *Size effect in shear strength of large beams - behavior and finite element modelling*, *Magazine of Concrete Research*, **57**(8), 497–509.

- MAJZADEH, F., SOLEIMANI, S.M., et BANTHIA, N. (2006), *Shear strength of reinforced concrete beams with a fiber concrete matrix*, Canadian Journal of Civil Engineering, **33**, 726–734.
- NGUYEN, N.H. (2006), *Poutres en cisaillement avec béton de fibre en polypropylène*, Thèse de maître, Université de Sherbrooke.
- SARHAT, S. et ABDUL-AHAD, R. (2006), *The combined use of steel fibers and stirrups as shear reinforcement in reinforced concrete beams*, dans *Recent Advances in Concrete Technology*, tome SP-235, American Concrete Institute, p. 269–281.
- SHERWOOD, E., BENTZ, E., COLLINS, M., et LUBELL, A. (2006), *One-way shear strength of thick slabs and wide beams*, ACI Structural Journal, **103**(6), 794–802.
- ALTOUBAT, S., YAZDANBAKHS, A., et RIEDER, K.A. (2007), *Effect of synthetic macro-fibers on shear behavior of concrete beams*, dans *Deflection and Stiffness Issues in FRC and Thin Structural Elements*, tome SP-248, American Concrete Institute, p. 41–52.
- CHOI, K.K., PARK, H.G., et WIGHT, J.K. (2007), *Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams without web reinforcement*, ACI Structural Journal, **104**(1), 12–21.
- SHERWOOD, E., BENTZ, E., et COLLINS, M. (2007), *Effect of aggregate size on beam-shear strength of thick slabs*, ACI Structural Journal, **104**(2), 180–190.
- GREENOUGH, T. et NEHDI, M. (2008), *Shear behavior of fiber-reinforced self-consolidating concrete slender beams*, ACI Materials Journal, **105**(5), 468–477.
- LINGEMANN, J. et ZILCH, K. (2008), *Shear behavior of steel fiber reinforced concrete*, dans *8th International Symposium on Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete*, tome S1-2-5, Japan Concrete Institute, p. 397–402.
- OSORIO G., L.I. (2008), *Behavior of synthetic fiber-reinforced concrete circular columns under cyclic flexure and constant axial load*, Thèse de maître, Université de Sherbrooke.
- WALRAVEN, J., SATO, Y., PANSUK, W., et UIJL, D. (2008), *Shear capacity of high-performance fiber reinforced concrete i-beams*, dans *8th International Symposium on Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete*, tome S1-2-1, Japan Concrete Institute, p. 369–376.
- TRAN, Q.C. (2009), *Poutres en cisaillement avec béton renforcé de fibres synthétiques et d'acier*, Thèse de maître, Université de Sherbrooke.