

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE  
Faculté de génie  
Département de génie civil

# CONTRIBUTION À L'ÉTUDE DES PONTS À DALLES PLEINES EN BÉTON PRÉCONTRAIT RENFORCÉ DE FIBRES MÉTALLIQUES

Mémoire de maîtrise  
Spécialité : génie civil

Mohamed OUALHA

Jury : Frédéric LÉGERON  
Nathalie ROY  
Richard GAGNÉ

Sherbrooke (Québec) Canada

Février 2012

IV - 2241



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: 978-0-494-93276-6*

*Our file Notre référence*

*ISBN: 978-0-494-93276-6*

#### NOTICE:

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

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

#### AVIS:

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

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

---

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

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

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

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

Canada

## Résumé

Suite à la destruction du Concorde Viaduc à Montréal en 2006, le Ministère des Transports du Québec (MTQ) a exigé une armature de cisaillement supplémentaire même s'il n'est pas nécessaire dans les calculs. L'objectif principal de ce projet de recherche est de développer une dalle structurale précontrainte sans armature passive et d'étudier la possibilité de remplacer l'armature transversale minimale de cisaillement exigée par le Ministère des Transports du Québec (MTQ) par des fibres métalliques pour une meilleure ductilité tout en gardant le même niveau de fiabilité structurale

Le projet de recherche consiste à étudier le comportement en cisaillement de dalles en BFM. Il vise à examiner l'influence du renforcement par fibres métalliques sur la capacité et la ductilité de dalles en béton armé ou précontraint.

L'étude expérimentale de ce projet de recherche se divise en trois parties : i) des essais de caractérisation des matériaux, ii) des essais sur la zone d'ancrage, iii) des essais de cisaillement sur dalles structurales qui visent à étudier le comportement à l'effort tranchant des dalles en béton précontraint renforcé de fibres métalliques.

## **Remerciements**

Tout d'abord, je tiens à remercier mon directeur de recherche, monsieur le professeur Frédéric Légeron pour son soutien constant à cette recherche, pour ces conseils pertinents et pour son support financier.

Je remercie également Marc Demers, associé de recherche à l'Université de Sherbrooke, pour m'avoir aidé à réaliser le programme expérimental.

Mon remerciement s'adresse aussi aux trois techniciens : Frédéric Turcotte, Daniel Breton et Sylvain Roy, pour la construction des coffrages nécessaires pour chaque essai, et de leur aide lors de la coulée.

Je remercie le groupe du béton de l'Université de Sherbrooke qui nous a fourni la recette des deux mélanges du béton avec et sans fibres, et mes remerciement aussi à Frédéric Bergeron, étudiant à la maîtrise à l'Université de Sherbrooke pour sa contribution à ce travail de recherche.

Finalement, je remercie mes parents, mes deux sœurs, et Meriem pour leur soutien et leur encouragement.

## Table des matières

<b>1</b>	<b>INTRODUCTION</b> .....	<b>1</b>
1.1	Problématique du renforcement en cisaillement.....	1
1.2	Objectif du projet de recherche.....	1
1.3	Organisation du mémoire.....	2
<b>2</b>	<b>REVUE DE LA LITTÉRATURE</b> .....	<b>3</b>
2.1	Types et propriétés des fibres métalliques .....	3
2.2	Corrosion des fibres métalliques.....	4
2.3	Propriétés mécaniques du béton renforcé de fibres métalliques.....	5
2.3.1	Résistance à la compression .....	5
2.3.2	Flexion.....	9
2.3.3	Cisaillement.....	14
2.4	Comportement à la flexion des dalles en béton renforcé de fibres métalliques.....	20
2.5	Dalles de pont sans armature passive .....	23
2.6	Conclusion sur l'effet des fibres sur le comportement des structures en béton.....	24
<b>3</b>	<b>MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT</b> .....	<b>25</b>
3.1	Méthodes de dimensionnement de la capacité flexionnelle d'une dalle.....	25
3.1.1	Dalle en béton armé non fibré .....	25
3.1.2	Dalle en béton de fibre métallique.....	27
3.2	Modèles proposés pour le calcul de la résistance en cisaillement des éléments en béton armé .....	30
3.2.1	Méthode générale (Article 8.9.3.7 du code CSA S6-06).....	30
3.2.2	Méthode RILEM pour béton fibré.....	32
<b>4</b>	<b>ETUDE EXPERIMENTALE</b> .....	<b>33</b>
4.1	Description des dalles mise à l'essai.....	33
4.1.1	Caractéristiques communes à toutes les dalles .....	33
4.1.2	Variables étudiés .....	34
4.2	Essai sur blocs d'ancrage.....	38
4.3	Procédure expérimentale pour les dalles (Chargement appliqué et instrumentation)	39
4.4	Composition du mélange .....	42
4.5	Essai de compression et de flexion .....	43

4.6	Résultats des essais de caractérisation du matériau .....	44
4.6.1	Compression .....	44
4.6.2	Comportement de béton à la flexion .....	46
4.6.3	Mise en tension de la précontrainte .....	49
<b>5</b>	<b>RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX .....</b>	<b>53</b>
5.1	Résultat des essais sur les blocs d'ancrage .....	53
5.2	Résultats des tests sur les dalles.....	55
5.2.1	Dalle s0-F0-P0 et s250-F0-P0 .....	55
5.2.2	Dalles s250-F0-P1400 et s0-F0-P1400.....	60
5.2.3	Dalles F60-P1400-1 et F60-P1400-2 .....	64
5.2.4	Dalles F60-P0-1 et F60-P0-2.....	69
<b>6</b>	<b>ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX SUR LES DALLES .....</b>	<b>73</b>
6.1	Effet des fibres métalliques sur la résistance en cisaillement des dalles testées.....	73
6.1.1	Dalles non précontraintes (s0-F0-P0, s250-F0-P0, F60-P0-1 et F60-P0-2) .....	73
6.1.2	Dalles précontraintes (s250-F0-P1400, s0-F0-P1400, F60-P1400-1 et F60-P1400-2) .....	75
6.2	Effet des fibres métalliques sur la fissuration .....	76
6.2.1	Dalles non précontraintes (s0-F0-P0, s250-F0-P0, F60-P0-1 et F60-P0-2) .....	76
6.2.2	Dalles précontraintes (s250-F0-P1400, s0-F0-P1400, F60-P1400-1 et F60-P1400-2) .....	77
6.3	Prédiction de la capacité des dalles.....	78
<b>7</b>	<b>Conclusion.....</b>	<b>82</b>
	<b>Références .....</b>	<b>84</b>

## Table des figures

Figure 2-1 : Différentes formes de fibres métalliques [2] .....	4
Figure 2-2 : Courbes contrainte déformation en compression avec différents rapports l/d [3]...	5
Figure 2-3 : Courbes contrainte déformation en compression avec 0, 2 et 3% de fibres [17] ....	6
Figure 2-4 : Courbes contrainte déformation en compression avec 0, 0.5 et 1% de fibres [18] .	6
Figure 2-5 : Courbes contrainte déformation en compression avec 0, 1 et 2 % de fibres [19] ...	7
Figure 2-6 : Essai de flexion 4 points [1] .....	9
Figure 2-7 : Essai de flexion RILEM [24].....	10
Figure 2-8 : Essai de flexion 3 points (ASTM) .....	10
Figure 2-9 : Courbes charge-flèche en flexion [13] .....	11
Figure 2-10 : Courbes contrainte déformation à la flexion avec différents rapports l/d [3].....	12
Figure 2-11 : Courbes charge flèche des poutres en béton fibré de rapport l/d = 50 [26].....	12
Figure 2-12 : Courbes charge flèche des poutres en béton fibré de rapport l/d = 75 [26].....	13
Figure 2-13 : Courbes charge flèche des poutres en béton fibré de rapport l/d = 100 [26].....	13
Figure 2-14 : Géométrie de la poutre d'Aoud [18].....	15
Figure 2-15 : Courbes charge flèche a) sans étriers, b) avec étriers [28] .....	17
Figure 2-16 : Courbe charge-flèche des poutres de Kwak et al. [5].....	18
Figure 2-17 : Géométrie de la poutre de Majdzadeh F. et al [29] .....	19
Figure 2-18 : Courbe charge flèche des poutres en béton avec différents dosages en .....	19
Figure 2-19 : Courbes charge-flèche et absorption d'énergie-flèche (30 MPa) [27].....	21
Figure 2-20 : Courbes charge-flèche et absorption d'énergie-flèche (45 MPa) [27].....	22
Figure 2-21 : Courbes charge-flèche et absorption d'énergie-flèche (0%fibres) [27].	22
Figure 2-22 : Coupe d'une dalle de pont sans acier avec barres de précontraintes [30] .....	23
Figure 3-1 Flèche $\delta_{Fu}$ sur la courbe charge-flèche [1] .....	28
Figure 3-2 : Zone DBZ. 3. If et DBZ. 3. Iib sur la courbe charge-flèche [1] .....	29
Figure 3-3 : Courbe contrainte déformation d'un béton de fibre [1].....	30
Figure 4-1 Dimension et ferrailage de la dalle .....	35
Figure 4-2 : Photo du ferrailage utilisé.....	35
Figure 4-3 : Section de la dalle.....	35
Figure 4-4 : Armature pour la zone d'ancrage .....	36
Figure 4-5 : Câbles 7T15 .....	36
Figure 4-6 : Fibres métalliques collées.....	37
Figure 4-7 coffrage pour les dalles .....	37
Figure 4-8 : Schéma de l'essai sur les zones d'ancrage .....	38
Figure 4-9 : Barre DYWIDAG .....	38
Figure 4-10 : Coffrage pour bloc d'ancrage .....	39
Figure 4-11 : Schéma du montage expérimental de l'essai de cisaillement .....	39
Figure 4-12 : Disposition des LVDT et des Potentiomètres.....	40
Figure 4-13 : longueur de mesure des LVDT.....	40
Figure 4-14 : Fissuromètre .....	41

Figure 4-15 : Photo du montage juste avant le test.....	41
Figure 4-16 : Essai de compression.....	43
Figure 4-17 : Essai de flexion 3 points.....	44
Figure 4-18 : Cylindres en béton fibrés.....	46
Figure 4-19 : Cylindre en béton sans fibres.....	46
Figure 4-20 : Courbe charge flèche des prismes non renforcés par fibres métalliques.....	47
Figure 4-21 : Courbe charge flèche des prismes renforcés par 0.75% de fibres métalliques....	48
Figure 4-22 : aire sur la courbe charge-flèche moyenne des prismes 1 et 2.....	49
Figure 4-23 aire sur la courbe charge-flèche moyenne des prismes 3 et 4.....	49
Figure 4-24 : Banc de préfabrication.....	50
Figure 4-25 : Câbles fixés par des manchons.....	51
Figure 4-26 : Mise en tension par les vérins.....	51
Figure 5-1 : Essai de compression sur bloc d'ancrage avec la presse.....	53
Figure 5-2 : Courbe résistance en cisaillement - flèche de la dalle F0-P0.....	56
Figure 5-3 : Courbes résistance en cisaillement-flèche des dalles.....	60
Figure 5-4 : Courbes résistance en cisaillement-flèche des dalles.....	64
Figure 5-5 : renforcement extérieur de la dalle F60-P1400 lors de l'essai de l'autre coté.....	65
Figure 6-1 : Courbes comparatives de résistance de cisaillement-flèche des dalles non précontraintes.....	74
Figure 6-2 : Courbes comparatives de la résistance de cisaillement-flèche des dalles précontraintes.....	75
Figure 6-3 : Charges FR, 4 qui correspondent à une flèche de 3 mm (F60-P0).....	79
Figure 6-4 : Charges FR, 4 qui correspondent à une flèche de 3 mm (F60-P0).....	80

## Liste des tableaux

Tableau 2-1 Sommaire des essais de compression .....	8
Tableau 2-2 : Résultats des essais de Aoud .....	15
Tableau 2-3 : Sommaire des essais de Lim et Oh.....	16
Tableau 2-4 : Détail des essais de Kwak et al .....	18
Tableau 2-5 : Programme expérimental [27].....	20
Tableau 2-6 : Géométries et propriétés des fibres métalliques.....	20
Tableau 4-1 : Description des essais .....	34
Tableau 4-2 : Propriétés de l'acier longitudinal et transversal .....	36
Tableau 4-3 : Caractéristiques des fibres métalliques .....	37
Tableau 4-4 : Composition des mélanges .....	42
Tableau 4-5 : Mesure prise sur le béton frais .....	43
Tableau 4-6 : Résistance à la compression du béton à 28 jours pour les blocs .....	45
Tableau 4-7 : Résistance à la compression du béton pour les dalles .....	45
Tableau 4-8 : Résultats des essais de flexion .....	47
Tableau 4-9 : Résistance à la compression du béton à 7 jours .....	52
Tableau 5-1 : Sommaire des essais sur les blocs .....	54
Tableau 5-2 : Photos d'essais des dalles s0-F0-P0 et s250-F0-P0 .....	57
Tableau 5-3 : Déplacement de la dalle s0-F0-P0.....	58
Tableau 5-4 : Déplacement de la dalle s250-F0-P0.....	59
Tableau 5-5 : Photos des essais des dalles F0-P1400 et s250-F0-P1400 .....	61
Tableau 5-6 : Déplacement de la dalle s0-F0-P1400.....	62
Tableau 5-7 : Déplacement de la dalle s250-F0-P1400.....	63
Tableau 5-8 : Photos d'essais des dalles F60-P1400-1 et 2 à différents points particuliers .....	66
Tableau 5-9 : Déplacement de la dalle F60-P1400-1 .....	67
Tableau 5-10 : Déplacement de la dalle F60-P1400-2 .....	68
Tableau 5-11 : Photos d'essais des dalles F60-P0-1 et 2 à différents points particuliers .....	70
Tableau 5-12 : Déplacement de la dalle F60-P0-1 .....	71
Tableau 5-13 : Déplacement de la dalle F60-P0-2 .....	72
Tableau 6-1 : Résistance en cisaillement des dalles non précontraintes .....	74
Tableau 6-2 : Résistance en cisaillement des dalles précontraintes .....	76
Tableau 6-3 : Ouverture des fissures diagonales sur les dalles non précontraintes.....	77
Tableau 6-4 : ouverture des fissures sur les dalles précontraintes.....	77
Tableau 6-5 : Résistance maximale en cisaillement.....	81

## Liste des symboles

$l/d$  : Rapport longueur sur diamètre de la fibre

$V_f$  : Quantité massique des fibres

$\alpha_1$  : Paramètre définissant le bloc rectangulaire équivalent des contraintes

$\beta_1$  : Paramètre définissant le bloc rectangulaire équivalent des contraintes

$C_c$  : Résultantes des forces internes de compression dans le béton

$C_s$  : Résultantes des forces internes de compression dans l'armature comprimée

$T_p$  : Résultantes des forces internes de traction des câbles de précontrainte

$T_s$  : Résultantes des forces internes de traction des armatures passives

$A_s$  : Section totale d'acier en traction

$A'_s$  : Section totale d'acier en compression

$A_{ps}$  : Aire des câbles de précontrainte

$a$  : Hauteur d'un bloc de contrainte équivalent,  $a = \beta_1 c$

$c$  : Profondeur de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée

$b$  : Largeur de la face comprimée d'une membrure

$E_p$  : Module d'élasticité des câbles de précontrainte

$f'_c$  : Résistance à la compression du béton

$f_y$  : Limite élastique spécifiée des barres d'armature

$\varepsilon_p$  : Déformation des câbles de précontrainte

$M_r$  : Moment résistant

$d$  : Distance entre le centre de gravité de l'armature de traction et la fibre extrême comprimée

$d_p$  : Distance entre le centre de gravité des câbles de précontrainte et la fibre extrême comprimée

$d'$  : Distance entre le centre de gravité de l'armature comprimée et la fibre extrême en compression

$h$  : Épaisseur de la dalle  
 $\sigma_{tu}$  : Résistance en tension du béton de fibres  
 $\lambda_{Rl}$  : Le facteur de fibres  
 $l_f$  : Longueur des fibres  
 $d_f$  : Diamètre des fibres  
 $\rho_f$  : Ratio volumique des fibres par rapport au béton  
 $l_c$  : Longueur critique des fibres  
 $\tau_b$  : Résistance à l'adhérence des fibres  
 $k_f$  : Facteur d'adhérence selon le type de fibres  
 $\delta_{Fu}$  : Flèche correspondant à la charge d'initiation de la fissuration  
 $F_u$  : Charge d'initiation de la fissuration  
 $D_{BZ.3.I}^f$  : Capacités d'absorption d'énergie de la zone I  
 $D_{BZ.3.II}^b$  : Capacités d'absorption d'énergie de la zone II  
 $f_{eq.3}$  : Résistance post fissuration du béton de fibres métalliques  
 $f_{ctk.ax}$  : La résistance caractéristique en traction qui correspond au point de fissuration du béton  
 $V_r$  : Résistance pondérée à l'effort tranchant  
 $V_c$  : Contribution du béton à reprendre les efforts de cisaillement  
 $V_s$  : Contribution des étriers à reprendre les efforts de cisaillement  
 $A_v$  : Aire d'armature transversale de cisaillement  
 $s$  : Espacement des étriers  
 $f_{cr}$  : Résistance à la fissuration du béton  
 $b_v$  : Largeur effective de l'âme qui doit prendre la valeur minimale de la largeur de l'âme  
 $d_v$  : Hauteur effective de cisaillement  
 $d$  : La distance entre la fibre extrême comprimée et le centre de gravité de l'armature de traction longitudinale

$\beta$  : Coefficient utilisé pour calculer la résistance au cisaillement du béton fissuré

$s_{ze}$  : Paramètre équivalent d'espacement des fissures

$s_z$  : Paramètre d'espacement des fissures

$a_g$  : Dimension nominale spécifiée des plus gros granulats

$N_{sd}$  : Charge axiale due à l'effet de précontrainte

$A_c$  : Aire transversale effective

$V_f$  : La contribution des fibres, et elle est déterminée de la façon suivante

$\tau_{fd}$  : La contrainte de cisaillement

$k_1$  : Facteur d'effet d'échelle

# **1 INTRODUCTION**

L'amélioration du comportement structural des éléments en béton armé est toujours le souci des ingénieurs et des chercheurs, surtout en ce qui concerne les problèmes liés à la durabilité des bétons soumis à des environnements agressifs.

L'utilisation d'armatures galvanisée ou recouvertes d'époxy réduit les problèmes liés à la corrosion. D'autres solutions peuvent aussi être évaluées tel que l'utilisation de fibres, en substitution de l'acier passif. Le béton fibré est un matériau composite qui est né dans les années 60 et qui est devenu très populaire ces dernières années.

Au début, il était utilisé principalement comme supplément aux armatures traditionnelles. Maintenant, certaines études indiquent que les fibres métalliques peuvent remplacer l'armature passive et que l'ajout de ces fibres permet des gains de capacité importants. Par contre, d'autres études concluent que nous pouvons seulement réduire la quantité de barres d'acier et qu'une substitution complète n'est pas possible. Cependant, toutes les études s'accordent à dire que les fibres retardent l'apparition de la première fissure tout en empêchant l'ouverture excessive de cette dernière et par la suite diminue les problèmes liés à la corrosion, elles améliorent aussi la ductilité du béton de manière significative.

## **1.1 Problématique du renforcement en cisaillement**

Afin d'éviter toute rupture fragile par effort tranchant dans les dalles pleines en béton précontraint, le MTQ exige de mettre en place une armature de cisaillement minimale. Mais les problèmes de mise en place des étriers mènent à une perte de temps et augmentent le coût des dalles pleines.

## **1.2 Objectif du projet de recherche**

L'objectif principal de ce projet de recherche est de développer une dalle structurale précontrainte sans armature passive et d'étudier la possibilité de remplacer l'armature transversale minimale de cisaillement exigée par le ministère des Transports du Québec (MTQ) par des fibres métalliques pour une meilleure ductilité tout en gardant le même niveau de fiabilité structurale.

### **1.3 Organisation du mémoire**

Le chapitre 2 présente une étude bibliographique sur les différentes études traitant du béton de fibres métalliques (BFM). Une méthode de calcul de la résistance flexionnelle et de la résistance au cisaillement des dalles testées est présentée au chapitre 3. Le chapitre 4 décrit le programme expérimental, alors que les résultats sont présentés au chapitre 5. Une analyse des résultats et une méthode prédictive de la capacité maximale des spécimens testés se trouvent au chapitre 6. Le chapitre 7 présente les conclusions principales de ce travail de recherche ainsi que plusieurs recommandations de recherches futures.

## **2 REVUE DE LA LITTÉRATURE**

Cette section présente l'état des connaissances sur le béton renforcé de fibres métalliques. Les principaux aspects traités sont les types de fibres métalliques, l'effet des fibres sur les propriétés mécaniques du béton, et sur le comportement en cisaillement et à la flexion de certains éléments structuraux en béton fibré.

### **2.1 Types et propriétés des fibres métalliques**

Le béton de fibres métalliques (BFM) est né dans les années 1960, il est devenu très populaire dans les dernières années [1]. Le BFM est un matériau composite, c'est un mélange de sable, liant, eau, gravier et fibres métalliques, avec l'ajout de divers adjuvants comme un super-plastifiant (pour une bonne maniabilité) et d'un agent entraîneur d'air. Les fibres métalliques sont réparties aléatoirement dans la matrice afin d'obtenir un matériau homogène [2].

Au début, le BFM a été juste utilisé comme supplément aux armatures traditionnelles pour les éléments structuraux [3] ou pour des applications non structurales comme les dalles sur sol, les pavages, et en réparation [1]. Maintenant, les BFM sont utilisées pour réduire l'armature traditionnelle dans les éléments structuraux [4], et même pour le remplacement total de l'armature passive et l'acier de compression tout en gardant l'armature de flexion [5, 6]. L'introduction des fibres métalliques améliore le comportement mécanique (compression, flexion et fissuration) du béton et donne plus de ductilité aux éléments structuraux [7, 8, 9].

Il existe différents types de fibres métalliques avec des formes variées : les fibres droites, les fibres à crochets, les fibres ondulées et les fibres à bout plat. La figure 2-1 présente les différentes géométries de fibres métalliques [2]. En général, la majorité des fibres métalliques ont une longueur comprise entre 25 à 60 mm et le diamètre varie de 0,5 à 1,3 mm avec un facteur d'élanement allant de 25 à 100 [2].

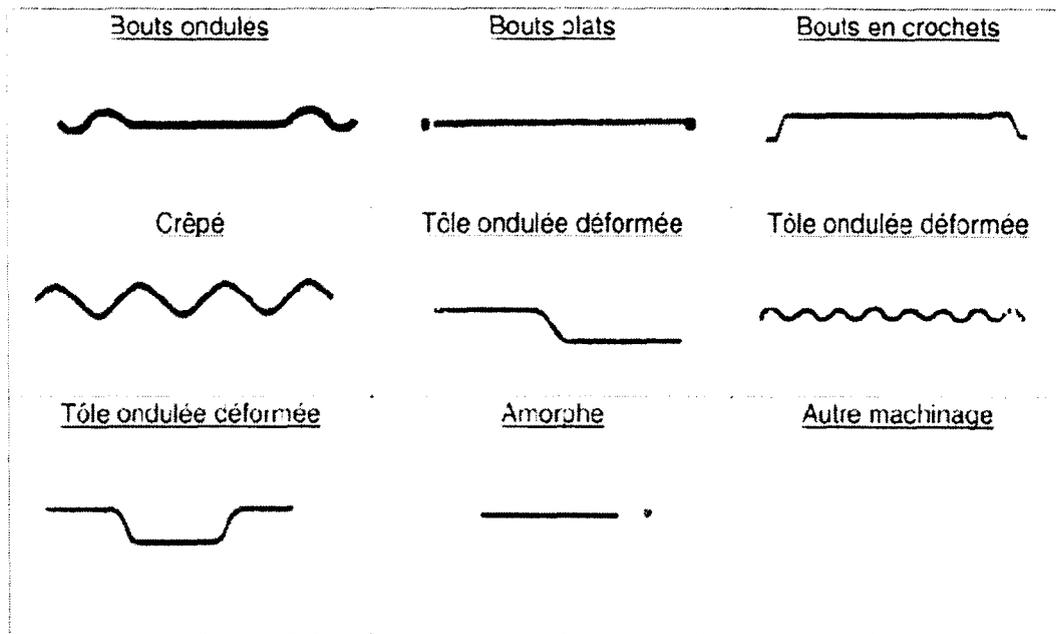


Figure 2-1 Différentes formes de fibres métalliques [2]

## 2.2 Corrosion des fibres métalliques

Les études menées depuis une vingtaine d'années [10, 11, 12] trouvent que les problèmes liés à la corrosion des fibres métalliques n'est pas critique, si on le compare avec les barres d'armature. En effet, les fibres ont une petite surface qui ne favorise pas l'activité de la corrosion, de plus elles ne sont pas continues comme les barres d'armature, alors le transfert de la corrosion est stoppé ce qui rend sa propagation plus difficile. Par contre, la corrosion des fibres peut provoquer des problèmes esthétiques par le changement de couleur à la surface des structures. Cependant, ce problème peut être éliminé par l'application de la peinture (On élimine la corrosion à l'aide d'une brosse avant d'appliquer la peinture).

## 2.3 Propriétés mécaniques du béton renforcé de fibres métalliques

### 2.3.1 Résistance à la compression

Le comportement en compression du béton renforcé de fibres métalliques dépend de plusieurs paramètres tels que :

- Le type de fibres : Après fissuration du béton, la reprise des efforts de tension par les fibres à têtes coniques est meilleure que celle reprise par les fibres à crochet et à bouts plats [13].
- La qualité de la matrice [14] : Pour avoir une bonne maniabilité du béton fibré, il faut augmenter la quantité de sable.
- Le rapport longueur sur diamètre de la fibre ( $l/d$ ) [3] : À la figure 2-2, on voit que plus le rapport longueur/diamètre de la fibre métallique est grand, plus ductile est le comportement post-fissuration à poids de fibres constant par unité de volume ( $V_f$  est la quantité massique, 2% de fibres métalliques représente  $160 \text{ kg/m}^3$ ).
- Le dosage en fibres [15].

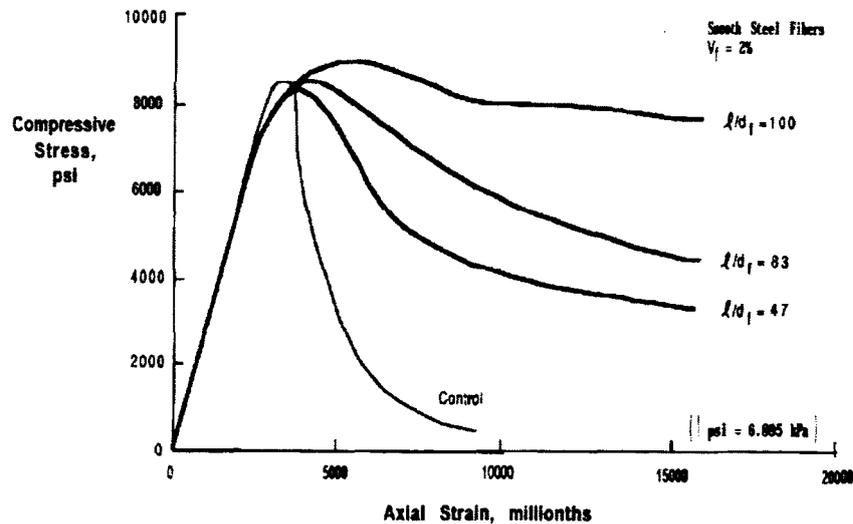


Figure 2-2 : Courbes contrainte déformation en compression avec différents rapports  $l/d$  [3]

La majorité des études rapportent que le renforcement avec des fibres avec l/d constant, n'améliore pas la résistance en compression du béton [5, 16], par contre l'ajout de fibres influence la zone post-pic en augmentant la ductilité comme le montre les figures 2-3 à 2-5 [17, 18, 19].

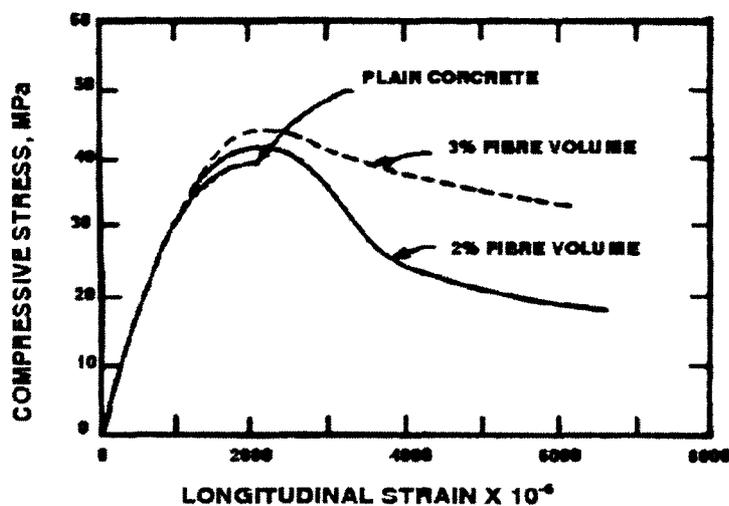


Figure 2-3 : Courbes contrainte déformation en compression avec 0 %, 2%, et 3% de fibres [17]

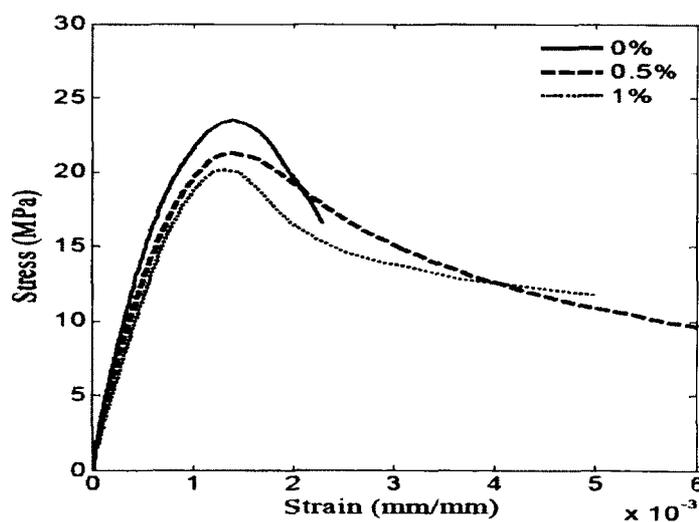


Figure 2-4 : Courbes contrainte déformation en compression avec 0%, 0.5% et 1% de fibres [18]

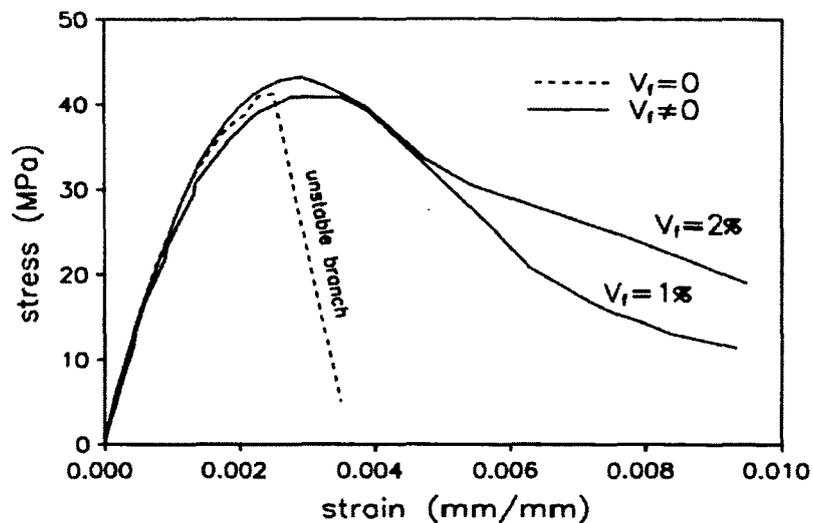


Figure 2-5 : Courbes contrainte déformation en compression avec 0%, 1% et 2 % de fibres [19]

De plus, certains autres auteurs [8,13] montrent que les fibres ont une influence marginale sur la résistance à la compression et que l'ajout de fibres, même à de forts dosages, n'influence pas de façon significative la résistance en compression. D'autres études montrent que la résistance à la compression d'un béton fibré peut augmenter jusqu'à un maximum de 15% par rapport à celle du béton non fibré. Cela vient du fait que, pour avoir un béton renforcé par des fibres métalliques avec une bonne maniabilité, il est nécessaire d'augmenter la quantité de ciment et de sable, ce qui augmente la porosité de la matrice qui induit une diminution de la résistance à la compression [13]. Par contre, d'autres études indiquent que l'ajout des fibres améliore la résistance à la compression du béton [7, 14, 20, 21, 22].

Le Tableau 2-1 présente le sommaire des principales activités expérimentales réalisées par ces différentes études. Pour la caractérisation en compression d'un béton renforcé de fibres métalliques, des essais sont effectués généralement sur des cylindres de 150 mm de diamètre par 300 mm de hauteur.

Tableau 2-1 Sommaire des essais de compression

ETUDES	DESCRIPTION DES ESSAIS	RÉSULTATS DES ESSAIS
O.Unal et al (2007), [7]	-Fibres à crochets : l/d= 60 l/d= 80 - 15, 30 et 60 kg/m <sup>3</sup> (0.19%, 0.38%, 0.75%) -Béton 45 MPa -Cylindres Ø150mm×300 mm	La résistance à la compression augmente en ajoutant des fibres.  Plus le rapport l/d est grand, plus on voit une amélioration de la ductilité.
B.Bissonnette et al.(2000), [13]	-Fibres à bouts plats : l/d= 54 -Fibres à crochets l/d= 60 - 40, 60 et 100 kg/m <sup>3</sup> (0.5%, 0.75%, 1.25%) -Béton 40 MPa -Cylindres Ø150mm×300 mm	les fibres ont une influence marginale sur la résistance à la compression.
S.Yazic et al.(2007), [14]	-Fibres à crochets l/d = 45, 65 et 80 - 0,5%, 1%, 1,5% et 2% -Béton haute résistance -Cylindres Ø150mm×300 mm	La résistance à la compression augmente en ajoutant des fibres de 0% à 1,5%.
S.Sivakumar et al.(2007), [8]	-Fibres à crochets l/d = 60 - 40 kg/m <sup>3</sup> (0.5%) -Cylindres Ø150mm×300 mm	les fibres ont une influence marginale sur la résistance à la compression.
Q.S.Wang. et al.(2008) [21]	- Fibres à crochets l/d = 60 - 0%, 0,5%, 1% et 1,5% - Cube 100×100×100	La résistance à la compression augmente en ajoutant des fibres de 0,5% à 1,5%
S.Nolet.(2002) [23]	- Fibres à crochets l/d = 60 - 0%, 0,6% -Cylindres Ø150mm×300 mm	Une légère augmentation de résistance à la compression par l'ajout de fibre.
Y.K.Kwak et al.(2002) [5]	-Fibres à crochets l/d = 30 et 60 - 0 %, 0.75%, 1% et 1.5% -Cylindres Ø150mm×300 mm	Les fibres métalliques ne jouent aucun rôle sur la résistance à la compression.

### 2.3.2 Flexion

La manière la plus courante d'évaluer la résistance en traction est par un essai de flexion. Cet essai permet de déterminer le module de rupture à partir duquel la résistance en traction est évaluée.

Il existe plusieurs essais de caractérisation telle que : l'essai de flexion 4 points [1], l'essai de flexion sur prisme entaillé [24] et l'essai de flexion 3 points (ASTM) [25].

#### - Essai de flexion 4 points

L'essai de flexion quatre points sur prisme de section  $100 \text{ mm} \times 100 \text{ mm}$  et de portée  $300 \text{ mm}$  (Figure 2-6), est l'essai le plus répandu et il est normalisé par différentes organisations telles : ASTM et RILEM [24, 25]. Les avantages de l'essai de flexion quatre points sont les suivants :

- Spécimens de fabrication simple
- les moules sont généralement accessibles au laboratoire
- Permet de comparer la performance des mélanges

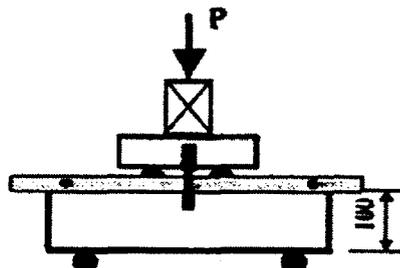


Figure 2-6 : Essai de flexion 4 points [1]

#### - Essai sur prisme entaillé

C'est une poutre de  $500 \text{ mm}$  de portée, de section  $150 \times 150$  et ayant une entaille à mi-portée de  $25 \text{ mm}$ . La raison de cette entaille est d'initier la fissure au centre [24] afin de pouvoir suivre l'ouverture depuis le début de l'essai avec un LVDT installé à cet endroit. Le montage expérimental est présenté à la figure 2-7.

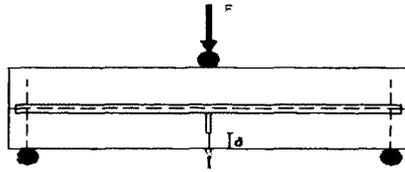


Figure 2-7 : Essai de flexion RILEM [24]

- **Essai de flexion 3 points ASTM**

L'essai de flexion 3 points (figure 2-8) proposé par l'ASTM est presque identique à l'essai 3 points proposé par la RILEM, sauf que l'ASTM n'utilise pas de prismes entaillés, et il exige que la section soit trois fois plus grande que la longueur maximale des fibres métalliques afin d'éviter un alignement préférentiel des fibres [25].

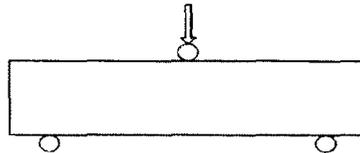


Figure 2-8 : Essai de flexion 3 points (ASTM)

Le comportement en flexion du béton renforcé de fibres métalliques dépend de plusieurs paramètres : le dosage en fibres, le type de fibres, l'orientation des fibres et la qualité de la matrice [9,21].

On peut constater à la figure 2-9 [13] que la rupture du spécimen en béton non fibré arrive immédiatement après l'atteinte de la charge de fissuration, tous les autres spécimens avec béton renforcé de fibres métalliques présentent une ductilité significative. L'ajout de  $60 \text{ kg/m}^3$  (0,75%) et plus de fibres améliore le comportement post-fissuration. Il n'y a pas de chute immédiate de capacité après l'apparition de la première fissure dès l'ajout de  $45 \text{ kg/m}^3$  (0,5%) de fibres.

On peut constater que les fibres métalliques jouent un rôle très important sur le comportement post fissuration et par la suite une amélioration de la charge de rupture en flexion qui se voit augmenter avec l'addition de fibres.

Afin d'améliorer les propriétés en flexion du béton, il faut prévoir un dosage d'au moins  $50 \text{ kg}$  (0,6%) de fibres d'acier par mètre cube de béton [16]. Par contre, de forts dosages en fibres ( $100 \text{ kg/m}^3$ , 1,25% et plus) améliorent peu les propriétés du béton comparativement à un dosage moyen [15,16].

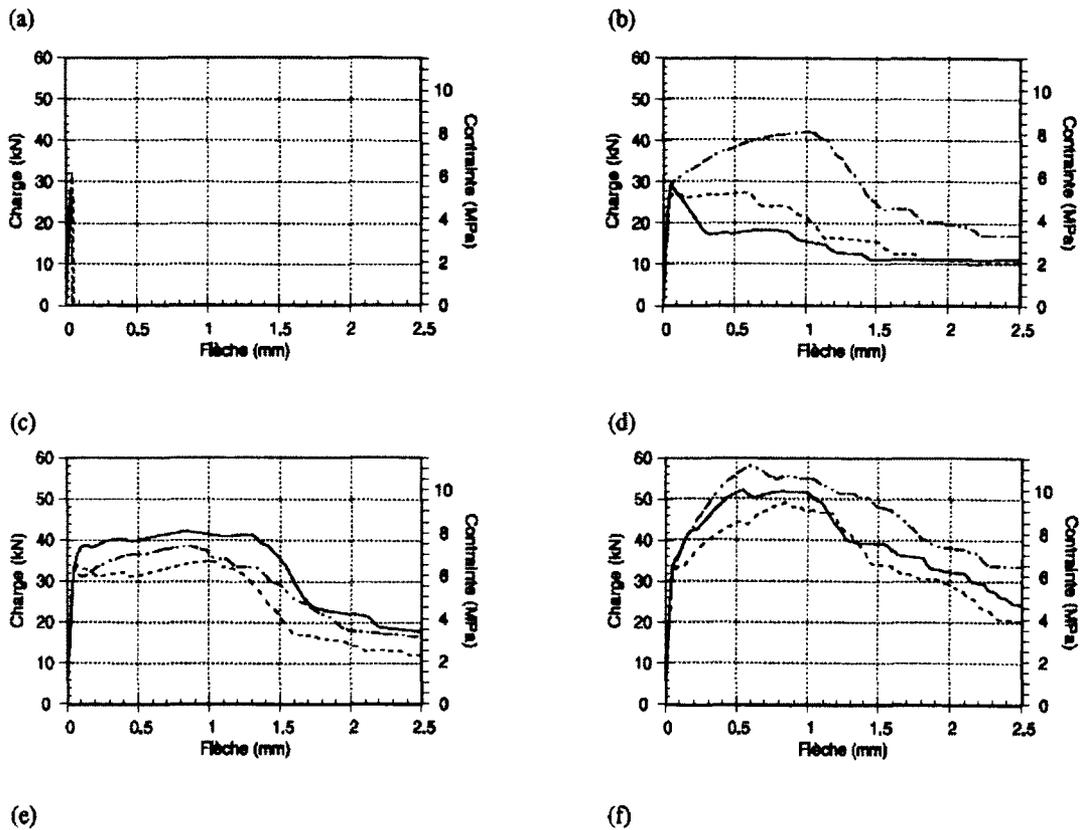


Figure 2-9 : Courbes charge-flèche en flexion : a) béton sans fibres, b)  $34\text{kg/m}^3$  (0,4%) de fibres, c)  $45\text{kg/m}^3$  (0,55%) de fibres, d)  $88\text{kg/m}^3$  (1%) de fibres [13]

La figure 2-10 [3] représente l'évolution du comportement en flexion en fonction du types d'ancrage aux extrémités et différent rapport  $l/d$  (avec  $V_f$  constant). On remarque que la géométrie des fibres joue aussi un rôle important. Les fibres fonctionnent soit par frottement ou par ancrage, donc la géométrie qui offre un meilleur ancrage procure une meilleure résistance à la flexion.

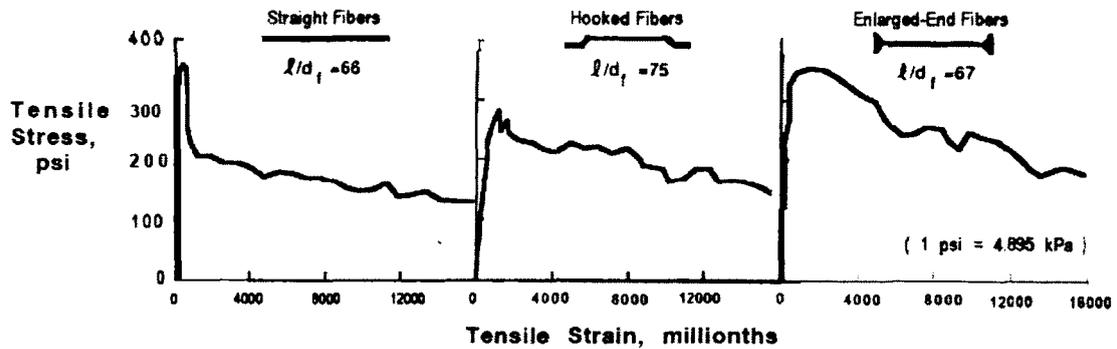


Figure 2-10 : Courbes contrainte déformation à la flexion avec différents types d'ancrage et rapports  $l/d$  [3]

Pour augmenter la ductilité, il est préférable d'utiliser des fibres à bout plat parce que son mode de rupture est par arrachement, ceci est surtout important pour les bétons à haute performance [13,16].

Le rapport longueur/diamètre des fibres lui aussi influence le comportement du béton. En effet, l'augmentation de ce rapport améliore la ductilité et la résistance à la flexion des poutres en BFM (figures 2-11 à 2-13).

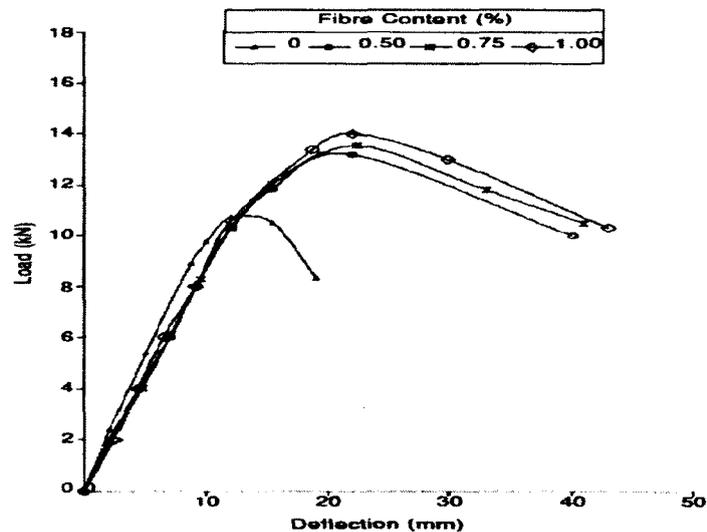


Figure 2-11 : Courbes charge flèche des poutres en béton fibré de rapport  $l/d = 50$  [26]

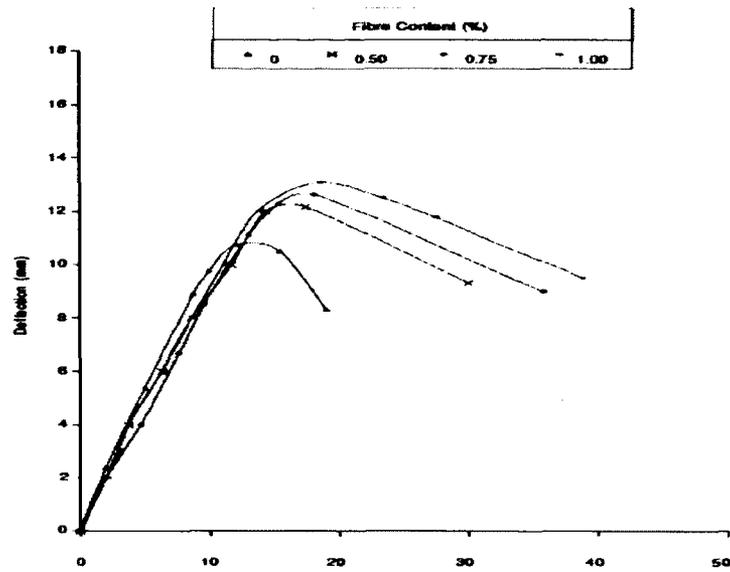


Figure 2-12 : Courbes charge flèche des poutres en béton fibré de rapport  $l/d = 75$  [26]

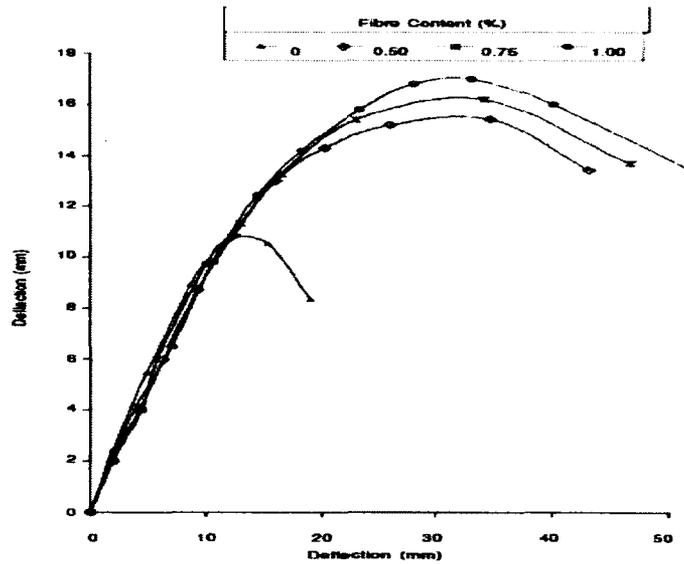


Figure 2-13 : Courbes charge flèche des poutres en béton fibré de rapport  $l/d = 100$  [26]

Selon Khaloo [27] l'addition des fibres n'augmente pas la résistance à la flexion des dalles, mais améliore de manière importante la capacité d'absorption d'énergie de ces dernières (l'absorption d'énergie des dalles avec 0,5% de fibres est 12 fois plus grande que celle sans fibres).

### 2.3.3 Cisaillement

Cette section présente les différentes études faites sur des poutres en BFM afin de comprendre leur comportement sous effort tranchant et d'étudier la possibilité d'éliminer ou de réduire l'armature transversale de cisaillement. La majorité de ces études a été réalisées sur des poutres de section rectangulaire en raison de la simplicité de leur construction. Certaines études proposaient la suppression totale de l'armature transversale en la remplaçant par des fibres. D'autres études ont combiné l'armature transversale et les fibres pour une meilleure ductilité.

H.Aoud [18] a testé trois spécimens de poutres de hauteur 250 mm, de largeur 150 mm et de longueur 2000 mm, aucune poutre ne contient d'armature transversale et elles sont renforcées longitudinalement par deux barres 15M. Toutes ces poutres contiennent respectivement 0%, 0,5% et 1% de fibres métalliques de type Dramix ZP-305 de longueur 30 mm et de diamètre 0,55 mm. La figure 2-14 présente les détails de chargement et la géométrie des trois poutres testées. Le tableau 1 présente tous les résultats des essais de Aoud.

De cette étude on ne peut pas conclure sur l'effet des fibres sur le remplacement de l'armature transversale de cisaillement, mais on peut observer au tableau 2-3 que l'ajout des fibres augmente la capacité à l'effort tranchant des poutres jusqu'à 55%. Les poutres contenant 0% et 0,5% de fibres atteignent la rupture immédiatement dès l'apparition de la première fissure, par contre, l'ajout de 1% de fibres améliore la ductilité d'une façon importante.

Au tableau 2-2, on constate que la poutre en béton témoin développe peu de fissures, mais avec ouverture assez large. Les poutres en BFM avec 1 % de fibre retardent l'apparition et la propagation des fissures, développent plus de fissures avec des ouvertures très fines. Ce comportement ductile des poutres en BFM permet d'envisager la substitution partielle ou totale de l'armature transversale de cisaillement.

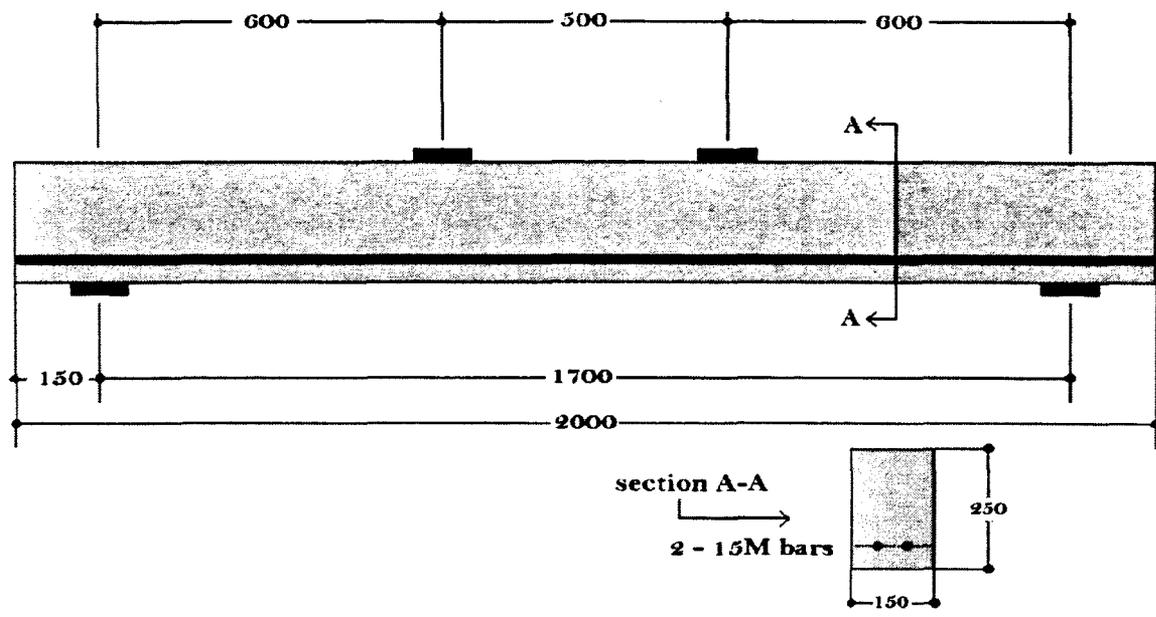


Figure 2-14 : Géométrie de la poutre d'Aoud [18]

Tableau 2-2 : Résultats des essais de Aoud

Courbes effort tranchant- flèche des trois poutres testées	Poutres après la rupture	% de fibres	$V_{exp}$ (Kn)	Gain de capacité
		0	36,5	-
		0,5	47,5	30%
		1	56,5	55%

Lim et Oh [28] ont testé 6 poutres de section rectangulaire de même dimension pour étudier leur capacité maximale sous l'effort tranchant avec et sans fibres. La géométrie de la poutre ainsi que le mode de chargement et l'armature utilisée sont présentés au tableau 2-3. Les fibres métalliques utilisées ont une longueur de 42 mm et un diamètre de 0.7 mm.

De la figure 2-15, on voit que les courbes charge-flèche pour toutes les poutres ont presque la même allure dans la phase élastique, ils montrent une certaine linéarité du début de chargement jusqu'à l'apparition de la première fissure. Dès l'apparition de la première fissure, la poutre ne contenant aucun renforcement se rompt immédiatement, tandis que les poutres renforcées reprennent les forces et montre une certaine ductilité. Cette ductilité est très importante pour S0V2 et elle est meilleure si on combine fibres avec étriers (poutre S0.5V2).

Cette étude indique que l'ajout de fibres métalliques améliore d'une façon significative la ductilité et la capacité sous l'effort tranchant des poutres. Il montre aussi que l'ajout de plus que 1% de fibres change le mode de rupture par effort tranchant à une rupture par flexion, ce qui s'explique par le fait que l'ajout de fibres à un certain volume augmente la résistance en cisaillement plus que la résistance en flexion.

Dans une poutre en béton fibrée avec des armatures de cisaillement, Lim a observé que lorsque l'ouverture des fissures augmente, l'effort repris par les fibres se transmet aux armatures. Ainsi la capacité est peu modifiée par l'ajout de fibres à une poutre en béton armée. En revanche, les fibres améliorent la ductilité.

Tableau 2-3 : Sommaire des essais de Lim et Oh

Poutres	Espacement des étriers	% de fibre	Géométrie de la poutre et position de chargement
S0V0	0	0	
S0.5V0	80	0	
S0V1	0	1	
S0.5V1	80	1	
S0V2	0	2	
S0.5V2	80	2	

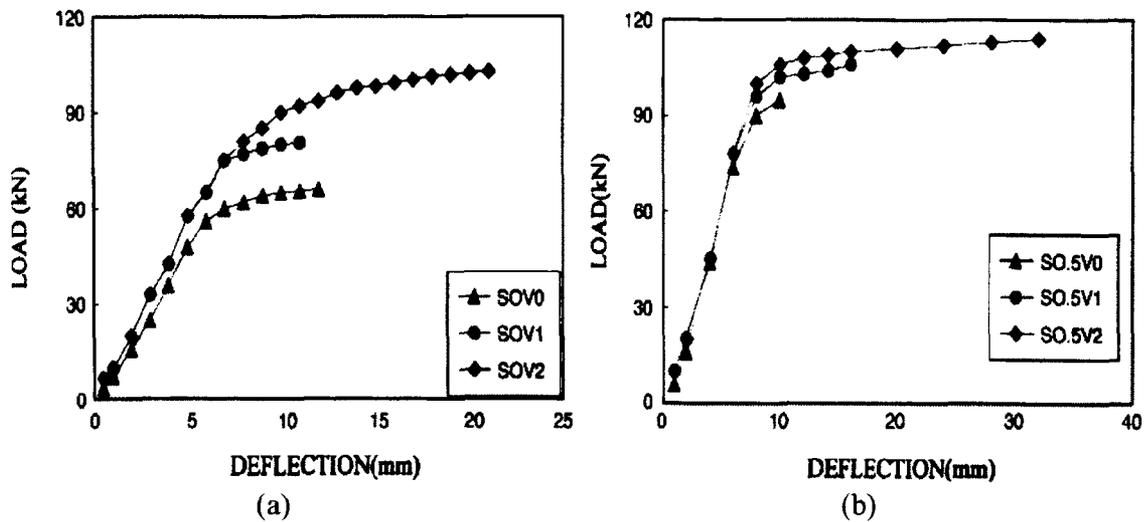


Figure 2-15 : Courbes charge flèche a) sans étriers, b) avec étriers [28]

Trois poutres de même section rectangulaire (largeur de 125 mm et hauteur de 250 mm) ont été testées par Y.Kwak et al.[5] jusqu'à la rupture pour évaluer l'influence de l'ajout de fibres sur leur comportement structural. Les fibres métalliques utilisées sont à l'extrémités déformée et ils ont une longueur de 50 mm et un diamètre de 0.8 mm. La géométrie des poutres ainsi que les détails des essais sont présentés au tableau 2-4.

On remarque de la figure 2-16 que l'allure des trois courbes charge-flèche est très semblable du début du chargement jusqu'à la première fissuration. La poutre sans fibres se rompt immédiatement dès l'apparition de la première fissure, et sa rupture est par cisaillement, tandis que les deux autres poutres qui contiennent respectivement 0,5% et 0,75% de fibres montrent une certaine ductilité, et leur rupture est par cisaillement/flexion. Le renforcement par fibres a amélioré la capacité de la charge en cisaillement ainsi que la capacité de résistance à la déformation en cisaillement des poutres. Ils offrent aussi un meilleur contrôle de la fissuration et pourraient permettre, lorsqu'utilisées à un dosage suffisant, d'améliorer la durabilité des dalles de pont.

Tableau 2-4 : Détail des essais de Kwak et al

Poutres	% de fibres	Géométrie de la poutre et détails des essais
FHB1-2	0	
FHB2-2	0,5	
FHB3-2	0,75	

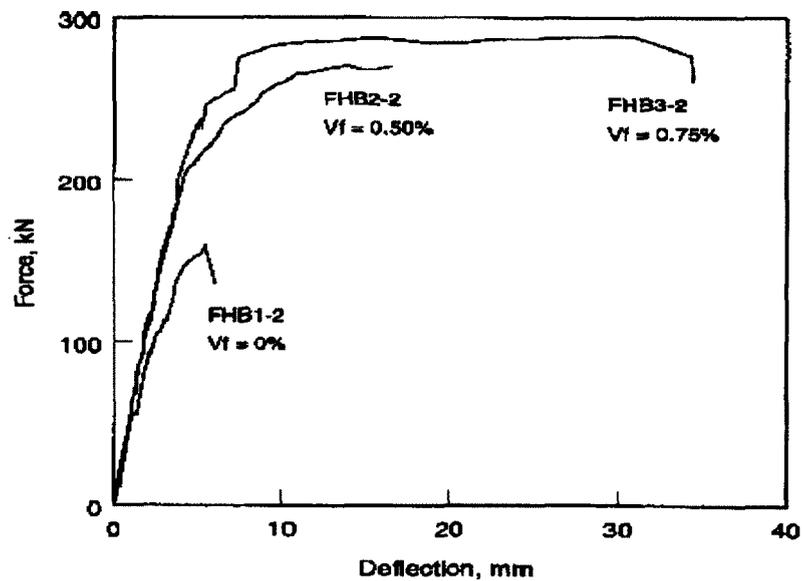


Figure 2-16 : Courbe charge-flèche des poutres de Kwak et al. [5]

F.Majdzadeh et al. [29] ont mené des essais sur 5 poutres de dimension 150 mm × 150 mm × 1000 mm, une poutre en béton non fibré contenant des étriers espacés de 75 mm, une poutre en béton fibré (0.5% de fibres à crochet) contenant des étriers et de même espacement, et 3 poutres sans étriers et renforcées successivement par : 0.5%, 1% et 1.5% de fibres métalliques avec une longueur de 60 mm et un diamètre

de 0.75 mm. La géométrie des poutres et les détails de chargement sont présentés à la figure 2-17.

Le résultat de ces essais qui est présenté à la figure 2-18 montre que les poutres avec étriers ont presque le même comportement que les poutres avec fibres et sans étriers avec une légère augmentation de la résistance de ces derniers. On peut remarquer aussi que, si les fibres sont combinées avec l'armature transversale, la capacité portante et la ductilité se voit améliorée d'une façon significative.

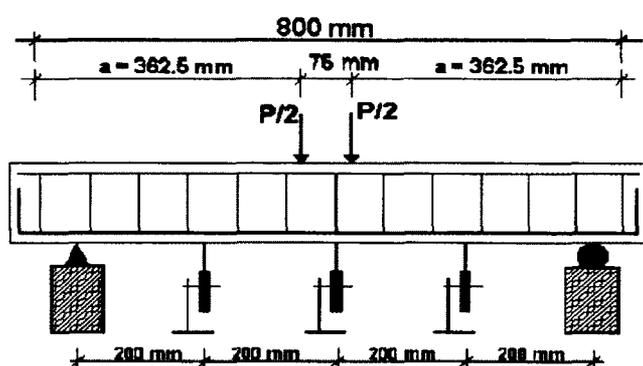


Figure 2-17 : Géométrie de la poutre de Majdzadeh F. et al [29]

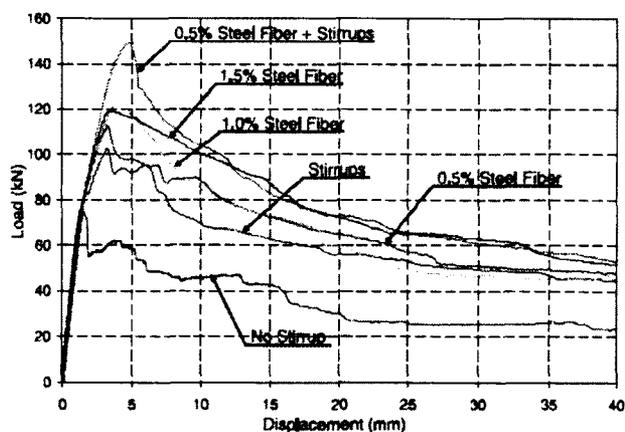


Figure 2-18 : Courbe charge flèche des poutres en béton avec différents dosages en fibres [29]

Tous les auteurs s'accordent à dire que l'ajout de fibres améliore la capacité des poutres, et leur donne un comportement ductile. De plus le comportement fragile des poutres est nettement amélioré par l'ajout de fibres, limitant l'ouverture des fissures et l'espacement entre eux.

## 2.4 Comportement à la flexion des dalles en béton renforcé de fibres métalliques

Des essais de flexion ont été menés par Khaloo et Afshari [27] sur 28 dalles (tableau 2-5) en béton renforcé avec deux types de fibre métalliques (tableau 2-6), ils ont montré que l'ajout de fibres métalliques n'augmente pas de manière significative la résistance à la flexion des dalles en BFM sans armatures longitudinales. Cependant, il améliore l'absorption d'énergie de ces dernières, et donc la ductilité.

Tableau 2-5 : Programme expérimental [27]

Concrete strength ( $f_c$ , MPa)	Fibre type	Fibre volumetric percentage	Specimen number	Number of cylindrical specimens	Number of slabs
30	-	0	1	3	2
	jc25	0.5	2	3	2
		1.0	3	3	2
		1.5	4	3	2
	jc35	0.5	5	3	2
		1.0	6	3	2
		1.5	7	3	2
45	-	0	8	3	2
	jc25	0.5	9	3	2
		1.0	10	3	2
		1.5	11	3	2
	jc35	0.5	12	3	2
		1.0	13	3	2
		1.5	14	3	2
Total number of specimens				42	28

Tableau 2-6 : Géométries et propriétés des fibres métalliques

Types de fibre	Type	Longueur (mm)	Diamètre (mm)	L / D
extrémités en crochet	Jc25	14,66	0,35	41,9
extrémités en crochet	Jc35	18,34	0,35	52,4

Les courbes charge-flèche et absorption d'énergie-flèche, présentées aux figures 2-19 à 2-21, montrent que le pourcentage de fibres influence la capacité d'absorption d'énergie. En effet, l'absorption d'énergie des dalles avec 0,5% de fibres métalliques est de 12 fois plus grande que celles sans fibres et de 24 fois plus grandes avec 1%. De même, l'absorption d'énergie avec les fibres de type jc35 est plus grande qu'avec celle de types jc25. On peut noter ici que l'augmentation de la résistance à la compression du béton améliore la capacité d'absorption d'énergie.

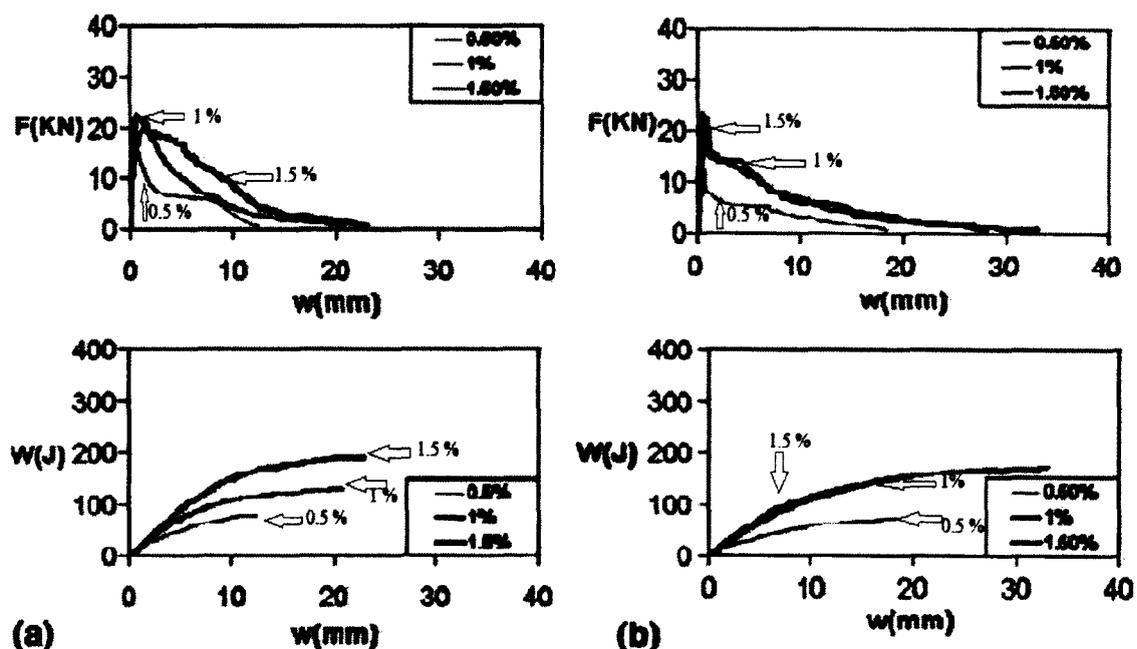


Figure 2-19 : Courbes charge-flèche et absorption d'énergie-flèche (a) 30MPa et jc25, (b) 30MPa et jc35 [27]

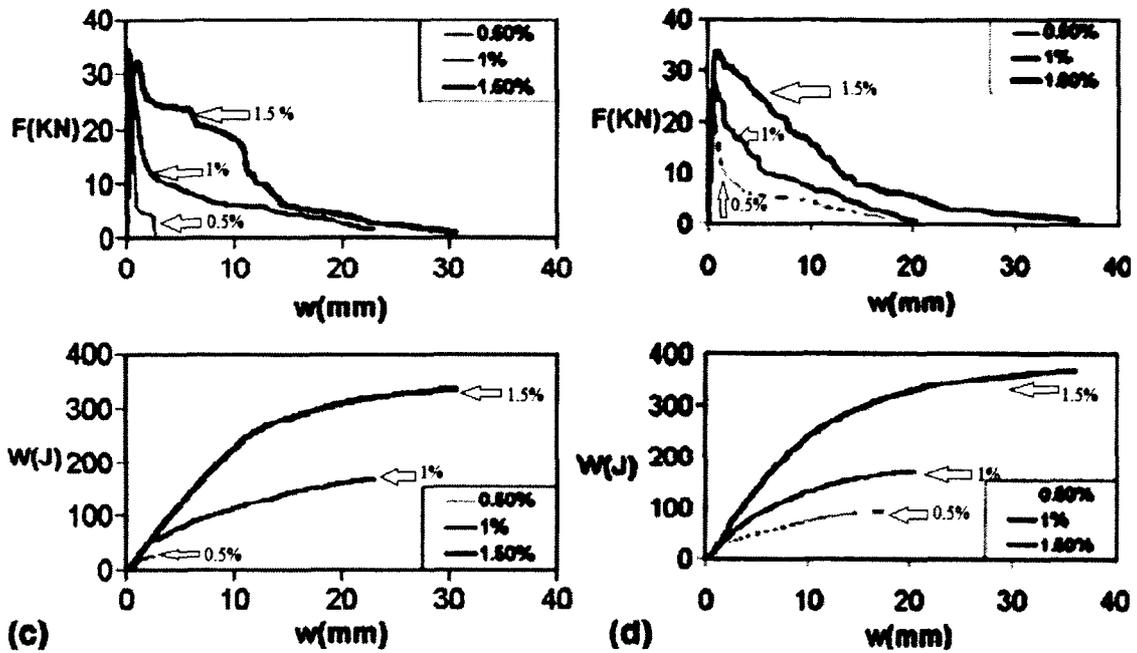


Figure 2-20 : Courbes charge-flèche et absorption d'énergie-flèche (c) 45MPa et  $j_c25$ , (d) 45 MPa et  $j_c35$  [27]

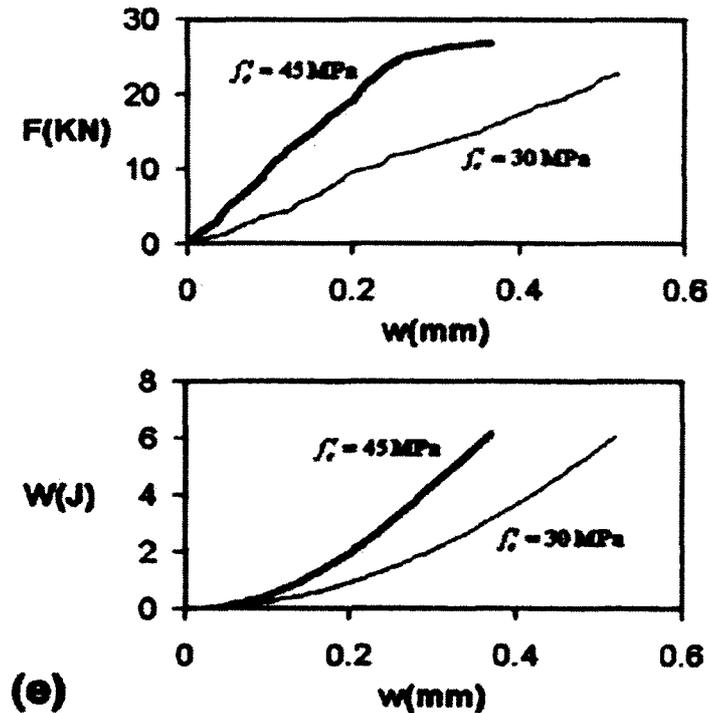


Figure 2-21 : Courbes charge-flèche et absorption d'énergie-flèche (e) Dalle en béton sans fibres [27].

## 2.5 Dalles de pont sans armature passive

Au Québec, deux ponts avec dalles renforcées de fibres métalliques tout en gardant l'armature traditionnelle ont été construits par le MTQ: le pont des Cascades à St-Jérôme et le pont de la rivière Maskinongé sur la route 138 à Maskinongé [1]. Ils ont utilisé un béton à hautes performances de résistance à la compression 50 MPa avec 80 kg/m<sup>3</sup> de fibres métalliques. Ils ont constaté avec les essais de flexion une amélioration de la résistance en flexion de 50% à 100 %.

Le plus grand problème de durabilité des dalles de ponts en régions nordiques ou côtières est la corrosion des armatures en acier. Pour augmenter la durée de vie des dalles, il est préférable d'éliminer ou de réduire l'armature traditionnelle, d'employer des matériaux plus durables et de développer des éléments en béton précontraint [1]. Il a été proposé d'utiliser un béton à hautes performances renforcé de fibres métalliques [15] qui améliore la résistance ultime et contrôle mieux la fissuration, il augmente donc la durabilité des dalles de pont.

Un système de dalle sans armature interne qui repose sur des courroies métalliques a été proposé par A.Hassan et al. [30]. Des fibres métalliques sont ajoutées pour avoir un comportement ductile en compression et augmenter la résistance à la traction. Cependant, pour réaliser des structures de longue portée, un renforcement additionnel de précontrainte dans les zones tendues est nécessaire (figure 2-22).

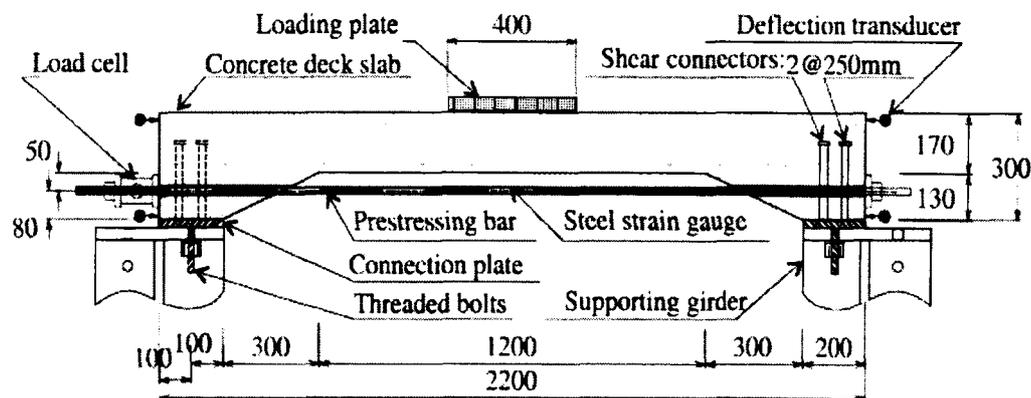


Figure 2-22 : Coupe d'une dalle de pont sans acier avec barres de précontraintes [30]

## **2.6 Conclusion sur l'effet des fibres sur le comportement des structures en béton**

La revue de littérature permet de mettre en évidence que les fibres améliorent grandement la ductilité du béton sous contrainte de traction, de compression et de cisaillement. L'augmentation de la résistance résultant de l'ajout de fibres est généralement faible, mais peut aller suivant les cas de limitée à significatives.

Cela rend les dalles renforcées de fibres sans armature de cisaillement intéressantes. En effet d'après le guide de conception du MTQ, l'ajout d'une armature minimale doit permettre une certaine ductilité mais cette armature ne devrait pas être prise en compte dans la résistance.

Ainsi ce projet va permettre l'évaluation de la substitution de l'acier minimum par une quantité de fibres minimales afin d'obtenir une ductilité comparable est atteignable avec une quantité raisonnable de fibres.

## 3 MÉTHODES DE DIMENSIONNEMENT

L'objectif de ce chapitre qui constitue une extension du chapitre 2, est de présenter les méthodes de calcul qui sont utilisées dans ce travail de recherche que ce soit dans la mise en place du programme expérimental que dans l'analyse des résultats.

### 3.1 Méthodes de dimensionnement de la capacité flexionnelle d'une dalle

#### 3.1.1 Dalle en béton armé non fibré

Pour calculer la résistance à la flexion d'une dalle, le code canadien recommande l'utilisation des conditions d'équilibre et de compatibilité des déformations [31, 32]. Les calculs doivent être basés sur les hypothèses suivantes en tenant compte des coefficients de tenue des matériaux (CSA S6-06) :

- La déformation maximale à la fibre extrême comprimée du béton est égale à 0,0035.
- Une section plane reste plane après déformation
- La résistance à la traction du béton est négligée
- L'utilisation d'un bloc de contrainte rectangulaire équivalent permet d'obtenir une prévision de résistance suffisante.

Les paramètres définissant le bloc rectangulaire équivalent des contraintes sont données par les équations 3-1 et 3-2 (code S6-06) :

$$\alpha_1 = 0.85 - 0.0015f'_c \geq 0.67 \quad (3-1)$$

$$\beta_1 = 0.97 - 0.0025f'_c \geq 0.67 \quad (3-2)$$

Les résultantes des forces internes de compression dans le béton,  $C_c$ , et dans l'armature comprimée,  $C_s$ , sont respectivement (équations 3-3 et 3-4):

$$C_c = \alpha_1 \phi_c f'_c ab \quad (3-3)$$

$$C_s = \phi_s f'_s A'_s \quad (3-4)$$

Les résultantes des forces internes de traction des câbles de précontrainte  $T_p$ , et des armatures passives,  $T_s$ , sont respectivement (équations 3-5 et 3-6):

$$T_p = \phi_p A_{ps} \varepsilon_p E_p \quad (3-5)$$

$$T_s = A_s \phi_s f_y \quad (3-6)$$

Où

$A_s$  - section totale d'acier en traction

$A'_s$  - section totale d'acier en compression

$A_{ps}$  - aire des câbles de précontrainte

$a$  - hauteur d'un bloc de contrainte équivalent,  $a = \beta_1 c$

$c$  - profondeur de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée

$b$  - largeur de la face comprimée d'une membrure

$E_p$  - module d'élasticité des câbles de précontrainte

$f'_c$  - résistance à la compression du béton

$f_y$  - limite élastique spécifiée des barres d'armature

$\varepsilon_p$  - déformation des câbles de précontrainte

En supposant que l'armature en compression se plastifie, l'équilibre de la section impose que les forces de compression soient égales aux forces de traction, soit (équation 3-7):

$$\alpha_1 \phi_c f'_c ab + A'_s \phi_s f'_s = \phi_p A_{ps} \varepsilon_p E_p + A_s \phi_s f'_s \quad (3-7)$$

La solution de cette équation nous donne la valeur de  $a$ . Connaissant  $a$ , nous pouvons calculer le moment résistant,  $M_r$  par l'équation 3-8, dont l'expression est :

$$M_r = \phi_s f_y A_s \left( d - \frac{a}{2} \right) + \phi_p A_{ps} \varepsilon_p E_p \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + A'_s \phi_s f'_s \left( \frac{a}{2} - d' \right) \quad (3-8)$$

Où

$d$  - distance entre le centre de gravité de l'armature de traction et la fibre extrême comprimée.

$d_p$  - distance entre le centre de gravité des câbles de précontrainte et la fibre extrême comprimée

$d'$  - distance entre le centre de gravité de l'armature comprimée et la fibre extrême en compression.

### 3.1.2 Dalle en béton de fibres métalliques

Pour déterminer la capacité flexionnelle des dalles en BFM, Bélanger [1] a proposé une méthode adaptée de Oh [33]. Cependant, il faut connaître la contrainte post fissuration  $\sigma_{tu}$  du béton de fibre.

La résistance flexionnelle d'une dalle peut être trouvée par l'équation 3-9 :

$$M_r = \phi_s A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + \phi_p A_{ps} \epsilon_p E_p \left( d_p - \frac{a}{2} \right) + \phi_s A_s' f_s' \left( \frac{a}{2} - d' \right) + \phi_f \sigma_{tu} b \frac{1}{2} (h - c) (h + c - a) \quad (3-9)$$

Sachant que  $a$  est obtenu avec l'équation 3-10

$$a = \frac{\left( \frac{(\phi_s A_s f_y + \phi_p A_{ps} \epsilon_p E_p) - \phi_s A_s' f_s'}{b} \right) + \phi_f \sigma_{tu} h}{\phi_c \alpha_1 f_c' + \left( \frac{\phi_f \sigma_{tu}}{\beta_1} \right)} \quad (3-10)$$

Où

$h$  - épaisseur de la dalle

$\sigma_{tu}$  - la résistance en tension du béton de fibres.

Afin d'évaluer la capacité flexionnelle des dalles, on doit déterminer en premier lieu la résistance post fissuration en traction du béton fibré  $\sigma_{tu}$ . Il existe deux méthodes pour trouver la résistance post fissuration, soit théoriquement par les équations 3-11 et 3-12 proposées par Swamy et al [34], soit par la méthode basée sur les résultats des essais de flexion RILEM ou ASTM présentés précédemment dans l'étude bibliographique.

- Méthode théorique [34]

$$\sigma_{tu} = 0.41 \lambda_{RI} \tau_b \quad \text{pour } l_f \leq l_c \quad (3-11)$$

$$\sigma_{tu} = 0.41 \left( 1 - \frac{\sigma_{fu} d_f}{4 \tau_b l_f} \right) \sigma_{fu} \rho_f \quad \text{pour } l_f > l_c \quad (3-12)$$

Où  $\lambda_{RI}$  est le facteur de fibres égal à (équation 3-13) :

$$\lambda_{RI} = \frac{l_f}{d_f} \rho_f k_f \quad (3-13)$$

Cette équation tient compte de nombreux paramètres soit :

$l_f$  – la longueur des fibres

$d_f$  - diamètre des fibres

$\rho_f$  – ratio volumique des fibres par rapport au béton

L'adhérence des fibres dans le béton est considérée par les facteurs  $\tau_b$  et  $k_f$  qui représentent la résistance à l'adhérence des fibres et le facteur d'adhérence selon le type de fibres respectivement.  $l_c$  est la longueur critique des fibres, représente la longueur maximale d'une fibre pour que son mode de rupture soit par arrachement du béton. La longueur critique peut être calculée avec l'équation 3-14 (dans le calcul de la résistance en flexion, l'hypothèse  $\sigma_{fu}$  constante est utilisée) :

$$l_c = 0.5 \frac{\sigma_{fu} d_f}{k_f \tau_b} \quad (3-14)$$

- Méthode basée sur les résultats des essais de flexion

Selon la méthode proposée par Bélanger [1], On doit tout d'abord déterminer la flèche  $\delta_{Fu}$  correspondant à la charge d'initiation de la fissuration  $F_u$  qui est présentée à la Figure 3-1.

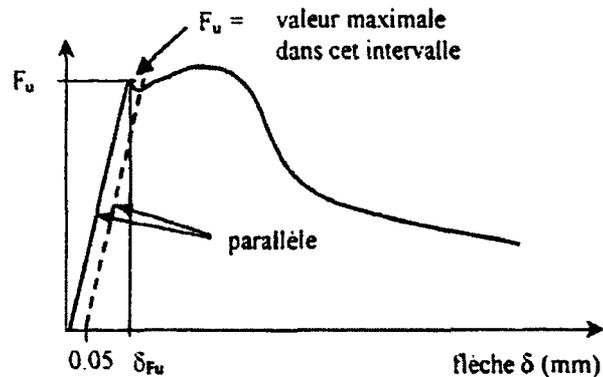


Figure 3-1 Flèche  $\delta_{Fu}$  sur la courbe charge-flèche [1]

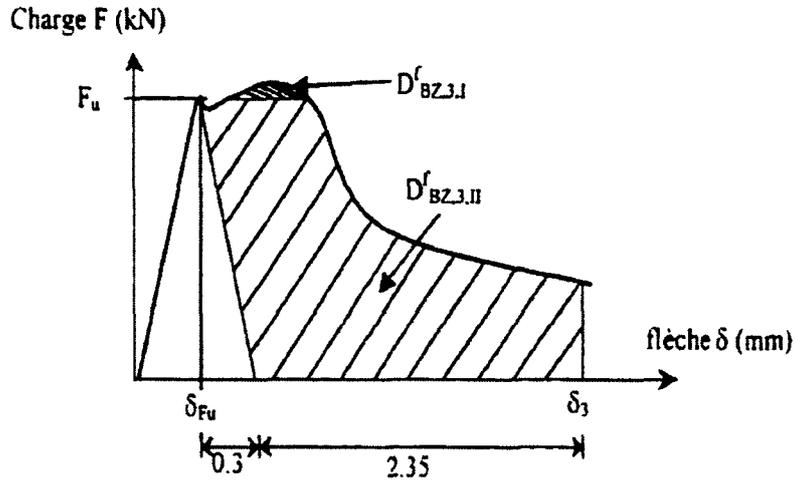


Figure 3-2 : Zone  $D_{BZ.3.I}^f$  et  $D_{BZ.3.II}^b$  représentant les capacités d'absorption d'énergie sur la courbe charge-flèche [1]

Après avoir déterminé  $\delta_{Fu}$ , on détermine les capacités d'absorption d'énergie  $D_{BZ.3.I}^f$  et  $D_{BZ.3.II}^b$  en N.mm comme indiqué à la figure 3-2 à l'aide des aires sous la courbe allant de  $\delta_{Fu}$  à  $\delta_3$ . Avec  $\delta_3 = \delta_{Fu} + 2.65$  mm.

On calcule la force  $F_3 = \frac{D_{BZ.3.I}^f + D_{BZ.3.II}^b}{2.65}$ . Enfin, la résistance flexionnelle équivalente permettant de déterminer la résistance post fissuration du prisme en BFM est calculée avec l'équation 3-15 :

$$f_{eq.3} = \frac{3}{2} F_3 \frac{L}{bh^2} \quad (3-15)$$

Pour trouver  $\sigma_{tu}$ , il faut tracer le diagramme de la contrainte en traction en fonction de la déformation comme il est indiqué à la figure 3-3

Où  $f_{ctk.ax}$  est la résistance caractéristique en traction qui correspond au point de fissuration du béton et il peut être estimé par l'équation 3-16.

$$f_{ctk.ax} = 0.6 \sqrt{f'_c} \quad (3-16)$$

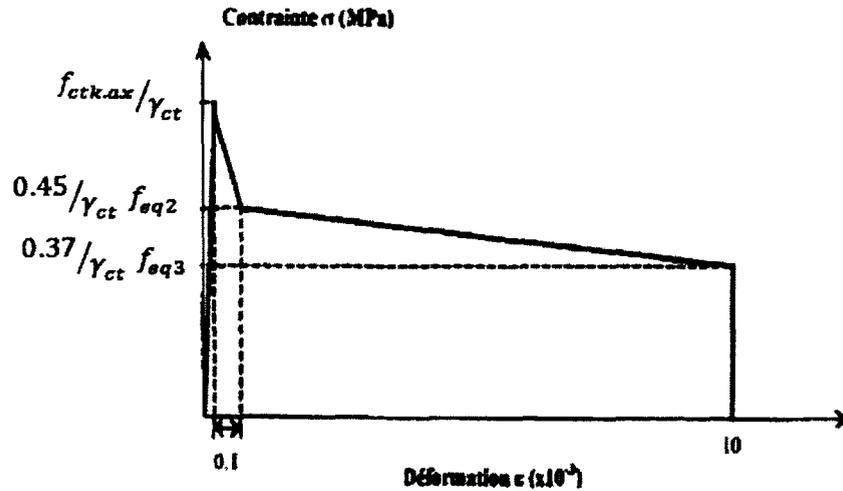


Figure 3-3 : Courbe contrainte déformation d'un béton de fibre [1]

### 3.2 Modèles proposés pour le calcul de la résistance en cisaillement des éléments en béton armé

Cette section, présente différents modèles qui permettent de prédire la résistance maximale en cisaillement des éléments en BFM.

#### 3.2.1 Méthode générale (Article 8.9.3.7 du code CSA S6-06)

La méthode générale de la norme S6-06 [32] ne prend pas en considération l'apport des fibres métalliques, elle a été choisie pour le calcul des éléments en béton armé et précontraint conventionnel. La résistance pondérée à l'effort tranchant,  $V_r$ , est égale à la somme de l'effort que reprend le béton,  $V_c$ , et de la part de l'effort que reprennent les étriers,  $V_s$  (équation 3-17):

$$V_r = V_s + V_c \quad (3-17)$$

Les éléments sollicités en cisaillement doivent être dimensionnés de façon que :

$$V_r \geq V_f$$

Pour des dalles non précontraintes,  $V_c$  est donné par l'équation 3-18.

$$V_c = 2.5\beta\phi_c f_{cr} b_v d_v \quad (3-18)$$

Dans le cas d'éléments munis d'une armature transversale perpendiculaire à l'axe longitudinal, la valeur de  $V_s$  doit être calculée de la façon suivante (équation 3-19):

$$V_s = \frac{\phi_s A_v f_y d_v \cot \theta}{s} \quad (3-19)$$

$A_v$  – aire d'armature transversale de cisaillement

$s$  - espacement des étriers

$f_{cr}$  - résistance à la fissuration du béton (équation 3-20).

$$f_{cr} = 0.4 \sqrt{f'_c} < 3.2 \text{MPa} \quad (3-20)$$

$b_v$ - largeur effective de l'âme qui doit prendre la valeur minimale de la largeur de l'âme.

Pour déterminer la valeur de  $b_v$  à un niveau particulier, on doit soustraire de la largeur de l'âme la moitié des diamètres des conduits non injectés de coulis.

$d_v$ - hauteur effective de cisaillement qui doit être établie comme étant la plus grande des deux valeurs suivantes :  $0.72 h$  ou  $0.9d$ , où  $d$  est la distance entre la fibre extrême comprimée et le centre de gravité de l'armature de traction longitudinale dans la demi hauteur contenant la zone de traction de la section sollicitée en flexion.

$$\epsilon_x = \frac{M_f/d_v + V_f - V_p + 0.5N_f - A_{ps}f_{p0}}{2(E_s A_s + E_p A_{ps})}$$

Toutefois,  $V_c + V_s$  ne doit pas être supérieur à  $0.25 \phi_c f'_c b_v d_v$ .

$\beta$  et  $\theta$  sont déterminés comme suit (équations 3-21 et 3-22):

$$\beta = \left[ \frac{0.4}{(1+1500\epsilon_x)} \right] \left[ \frac{1300}{1000+s_{ze}} \right] \quad (3-21)$$

$$\theta = (29 + 7000\epsilon_x) \left( 0.88 + \frac{s_{ze}}{2500} \right) \quad (3-22)$$

$\beta$  - coefficient utilisé pour calculer la résistance au cisaillement du béton fissuré.

Dans le cas des sections qui possèdent au moins l'aire minimale d'armature transversale exigée,  $s_{ze}$  doit être fixée à  $300 \text{ mm}$ , où  $s_{ze}$  est le paramètre équivalent d'espacement des fissures qui ne doit pas être inférieur à  $0.85s_z$ . Et dans le cas des sections ne possédant pas l'armature transversale de cisaillement  $s_{ze}$  doit être calculée de la façon suivante (équation 3-23):

$$s_{ze} = \frac{35s_z}{15+a_g} \quad (3-23)$$

$s_z$  - paramètre d'espacement des fissures qui prend la valeur de  $d_v$  ou encore à la distance entre les nappes d'armatures longitudinales.

$a_g$  - dimension nominale spécifiée des plus gros granulats.

Le code CSA S6-06 ne donne pas de méthodes pour le calcul des structures utilisant du béton fibré. Dans le cadre de ce travail, nous nous proposons d'évaluer la méthode RILEM telle que présentée à la section suivante.

### 3.2.2 Méthode RILEM pour béton fibré

La méthode RILEM décrite par Majdzadeh et al. [29] est basée sur l'Eurocode 2. Elle a été choisie parce qu'elle prend en considération l'effet de la précontrainte et l'apport des fibres métalliques.

La résistance en cisaillement d'une poutre en BFM est calculée de la façon suivante (équation 3-24):

$$V_r = V_s + V_c + V_f \quad (3-24)$$

Où  $V_c$  est la contribution du béton, calculée en utilisant l'équation 3-25.

$$V_c = \left[ 0.18 k (100 \rho_1 f'_c)^{1/3} + 0.15 \sigma_{cp} \right] b d \quad (3-25)$$

$$\text{Où } k = 1 + \left( 200/d \right)^{1/2} \text{ et } \sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c}$$

$N_{sd}$  - charge axiale due à l'effet de précontrainte

$A_c$  - aire transversale effective

$V_f$  - la contribution des fibres, et elle est déterminée de la façon suivante (équation 3-26):

$$V_f = 0.7 k_f k_1 \tau_{fd} b_v d_v \quad (3-26)$$

Où  $\tau_{fd}$  est la contrainte de cisaillement, et elle est calculée à l'aide de l'équation 3-27

$$\tau_{fd} = \frac{0.5 d/a f_{eq3}/0.7}{\gamma_c} \quad (3-27)$$

$k_f = 1$  pour les fibres à crochets

$k_1$  est un facteur d'effet d'échelle, calculé par l'équation 3-28

$$k_1 = (1600 - d)/1000 \quad (3-28)$$

$f_{eq,3}$  est la résistance flexionnelle équivalente, elle est calculée à l'aide de la courbe moyenne charge-flèche obtenue des essais de flexion trois points (RILEM).

## **4 ETUDE EXPERIMENTALE**

Le projet de recherche consiste à étudier le comportement en cisaillement de dalles en BFM. Il vise à examiner l'influence du renforcement par fibres métalliques sur la capacité et la ductilité de dalles en béton armé ou précontraint.

L'étude expérimentale de ce projet de recherche se divise en trois parties : i) des essais de caractérisation des matériaux, ii) des essais sur la zone d'ancrage, iii) des essais de cisaillement sur dalles structurales qui visent à étudier le comportement à l'effort tranchant des dalles en béton précontraint renforcé de fibres métalliques.

La partie portant sur les essais de cisaillement vise les objectifs suivants :

- Évaluer l'influence de l'ajout de fibres sur le comportement à l'effort tranchant des dalles.
- Déterminer l'accroissement de la résistance à l'effort tranchant dû à l'ajout de fibres métalliques au béton.
- Comparer le comportement des dalles avec fibres à celui d'une dalle possédant la quantité d'armature transversale minimale prescrite par le MTQ.
- Analyser le mode de rupture et la fissuration des dalles.

Ce programme expérimental devra permettre de répondre aux questions suivantes :

- 1) Les fibres métalliques peuvent-elles remplacer l'armature minimale de cisaillement prescrite par le guide du MTQ ?
- 2) Quels sont les mécanismes de rupture en cisaillement, quelle est la résistance ultime en cisaillement, et quelle est la ductilité des dalles en BFM ?

### **4.1 Description des dalles mise à l'essai**

Quatre dalles ont été construites au laboratoire de structures de l'Université de Sherbrooke afin de tester leur comportement en cisaillement.

#### **4.1.1 Caractéristiques communes à toutes les dalles**

- Dimension de la dalle : Toutes les dalles ont une longueur de 3900 mm, une largeur de 450 mm et une hauteur de 440mm. La hauteur était choisie de façon à répondre au besoin des projets utilisant des dalles pleines. La longueur est une

partie longitudinale d'une dalle de 12 m longueur qui a été choisi pour représenter l'ensemble du pont. Ainsi la hauteur de la dalle est de 440 mm (1/25).

- Le rapport a/d : ce rapport a été choisi afin d'obtenir une rupture de toutes les dalles par cisaillement.
- Résistance en compression du béton  $f'_c = 50$  MPa.
- Armature longitudinale : pour éviter toute rupture par flexion.

#### 4.1.2 Variables étudiées

- Fibres métalliques : deux dalles avaient 0,75% de fibres métalliques, tandis que les deux autres étaient sans fibres.
- La précontrainte : comme les fibres métalliques, deux dalles sont précontraintes et deux non précontraintes.
- Armature transversale : pour les deux dalles ne contenant pas de fibres métalliques on a placé de l'armature transversale dans la section d'une des deux zones à tester et dans la zone médiane afin d'éviter toute rupture par flexion.

Le tableau 4-1 décrit les différents variables de chaque extrémité de la dalle, il présente aussi les différents tests effectués.

Tableau 4-1 : Description des essais

Précontrainte	Dalles	Fibres	Essais	Armature transversale
P = 0	1	0%	s0-F0-P0	Sans étriers
			S250-F0-P0	10M @ 250
	2	0,75%	s0-F60-P0	Sans étriers
			s0-F60-P0	
P = 7 MPa	3	0%	s0-F0-P1400	Sans étriers
			S250-F0-P1400	10M @ 250
	4	0,75%	s0-F60-P1400	Sans étriers
			s0-F60-P1400	

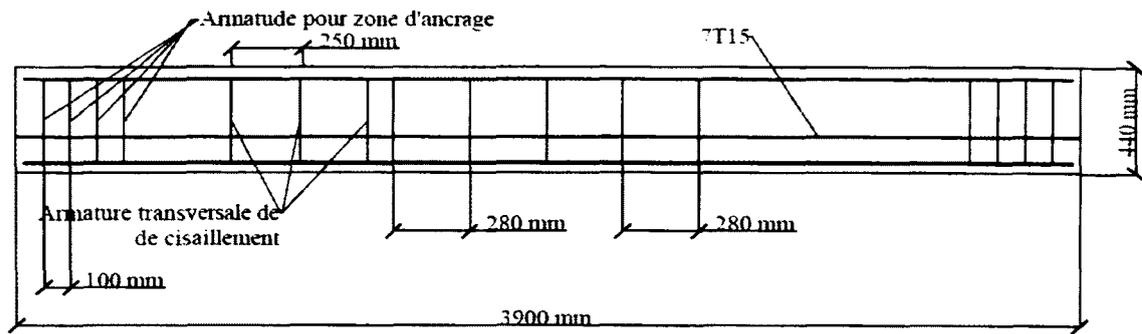


Figure 4-1 Dimension et ferrailage de la dalle



Figure 4-2 : Photo du ferrailage utilisé

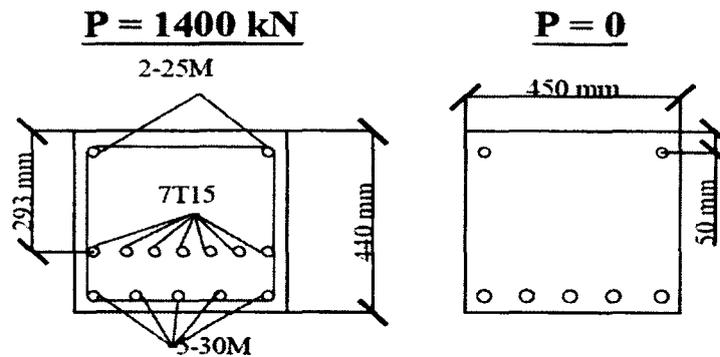


Figure 4-3 : Section de la dalle

- Acier longitudinal et transversal

Les spécimens de dalles sont munis de barres d'armature longitudinale 30 M situées en bas avec un recouvrement de 40 mm, et des armatures 25 M en haut de la dalle avec

recouvrement de 50 mm par rapport à la face supérieure. Des étriers 10M ont été utilisés pour l'armature transversale. Les propriétés de ces armatures sont présentées au tableau 4-2.

Tableau 4-2 : Propriétés de l'acier longitudinal et transversal

	Identification de la barre	Module de Young (GPa)	Aire $mm^2$
Armature longitudinale	25 M	200	700
	25 M	200	500
Armature transversale	10 M	200	100

Pour la dalle sans fibre et précontrainte par prétension, des armatures transversales espacées de 100 mm ont été disposées dans la zone d'ancrage (figure 4-4) de manière à résister aux efforts de traction.



Figure 4-4 : Armature pour la zone d'ancrage

- Acier de précontrainte

Sept câbles de types T15 (Figure 4-5), de diamètre 15 mm et de limite élastique 1860MPa ont été choisis comme acier de précontrainte pour les dalles.



Figure 4-5 : Câbles 7T15

- Fibres métalliques

Les fibres utilisées sont des fibres métalliques à crochet de type DRAMIX qui permettent un ancrage dans la matrice. Elles ont été choisies pour leur facilité de mise en œuvre. Elles se présentent sous forme de plaquettes de fibres collées (Figure 4-6) et elles se décollent par la dissolution de la colle dans l'eau de gâchage. Les propriétés des fibres métalliques utilisées sont affichées dans le tableau 4-3.

Un coffrage en bois construit spécialement pour ce projet est présenté à la figure 4-7.

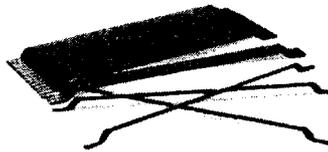


Figure 4-6 : Fibres métalliques collées

Tableau 4-3 : Caractéristiques des fibres métalliques

Types de fibres	Longueur (mm)	Diamètre (mm)	Élancement	Résistance à la traction (MPa)
A crochets	60	0.9	66.66	1035

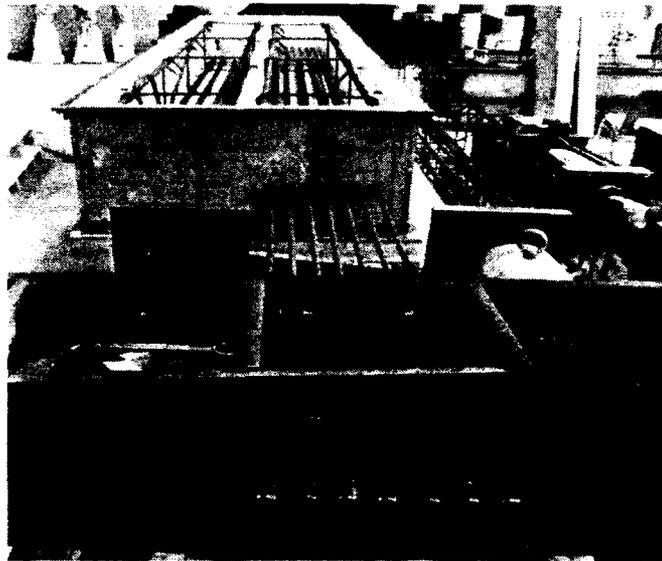


Figure 4-7 coffrage pour les dalles

## 4.2 Essai sur blocs d'ancrage

L'effort à l'ancrage introduit sur la dalle une forte contrainte de compression sur une faible surface de béton. Cet effort se diffuse ensuite sur une plus grande surface dans le corps de la dalle. Les zones d'ancrage doivent être armées de manière à résister aux efforts de régularisation, d'éclatement et de surface (S6-06-8.16.1). Cependant, on ne connaît pas le comportement de ces blocs lorsqu'ils sont renforcés de fibres métalliques, pour cette raison, des essais ont été effectués sur les zones d'about de la dalle pour déterminer leur résistance.

L'essai consiste à appliquer une charge (figure 4-8) avec des barres de type DYWIDAG (tirants d'ancrage monobarre Figure 4-9) de diamètre 36 mm et de limite élastique 1030 MPa. Ces barres ont été choisies parce que c'est un système qui est facile à utiliser (montage et démontage facile) et il est disponible au laboratoire.

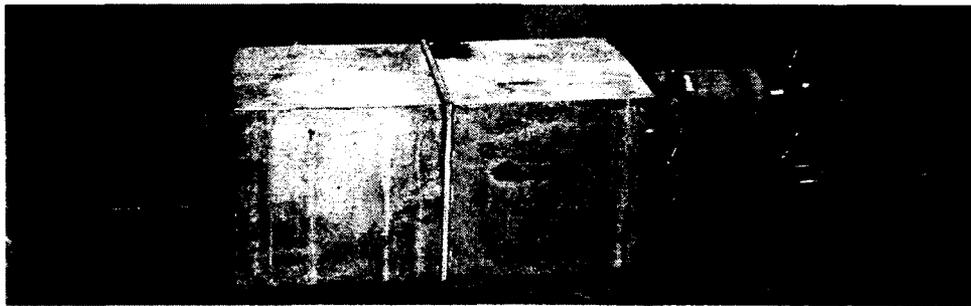


Figure 4-8 : Schéma de l'essai sur les zones d'ancrage

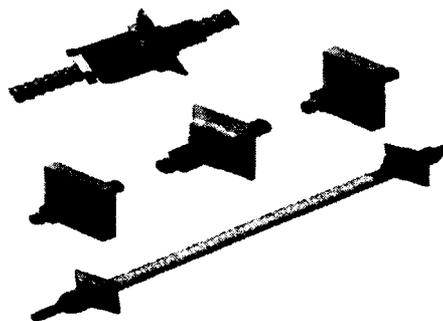


Figure 4-9 : Barre DYWIDAG

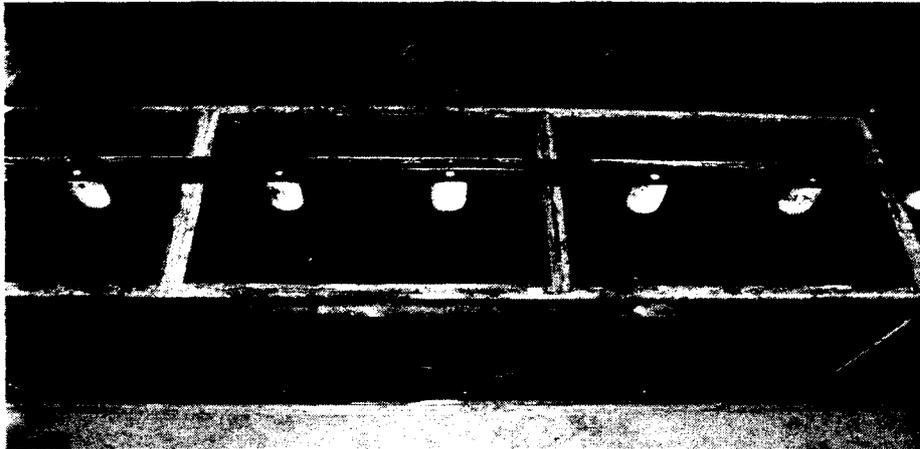


Figure 4-10 : Coffrage pour bloc d'ancrage

### 4.3 Procédure expérimentale pour les dalles (Chargement appliqué et instrumentation)

Toutes les dalles ont été testées avec l'application d'une charge telle qu'indiqué à la figure 4-11. La charge de vérin est appliquée à une distance de l'appui  $a = 2d = 800$  mm. La position du chargement a été choisie pour obtenir une rupture par effort tranchant des dalles et d'éviter la rupture en flexion.

Chaque dalle a subi deux tests. En effet, on teste une extrémité de la dalle alors que l'autre est maintenue en porte à faux, puis on teste de la même façon l'autre extrémité.

La charge est appliquée avec un vérin hydraulique de capacité 1500 kN.

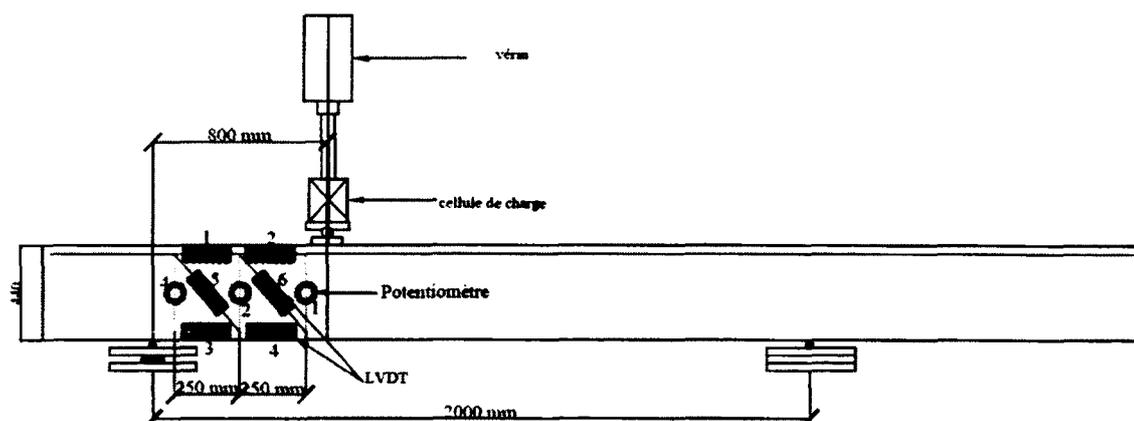


Figure 4-11 : Schéma du montage expérimental de l'essai de cisaillement

À la section d'application de la charge, on place des capteurs de déplacement (LVDT) pour mesurer le déplacement du béton à différentes positions. La figure 4-11 et 4-12 montrent la position des LVDT et potentiomètres fixés sur la dalle. La figure 4-13 montre la longueur de mesure des LVDT et potentiomètres.

La flèche sous le point d'application de la charge a été mesurée à l'aide de deux potentiomètres placés au sol de chaque côté de la dalle sous le point de chargement et avec deux LVDT placés aux appuis pour corriger le tassement aux appuis.

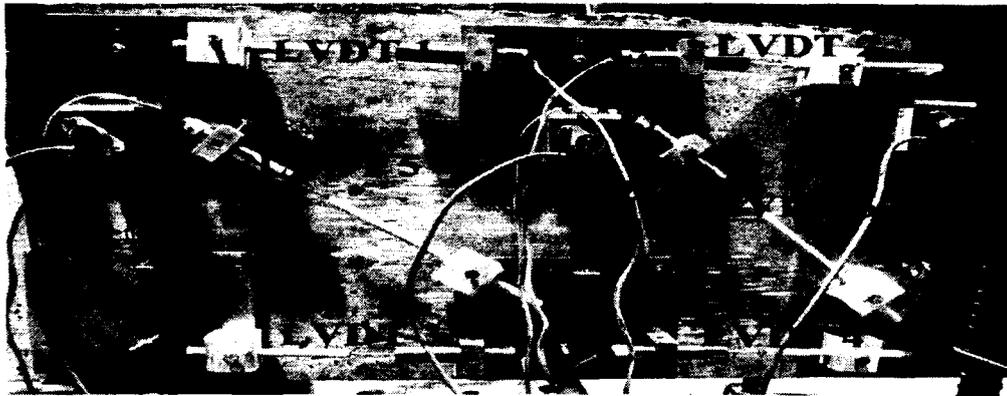


Figure 4-12 : Disposition des LVDT et des Potentiomètres

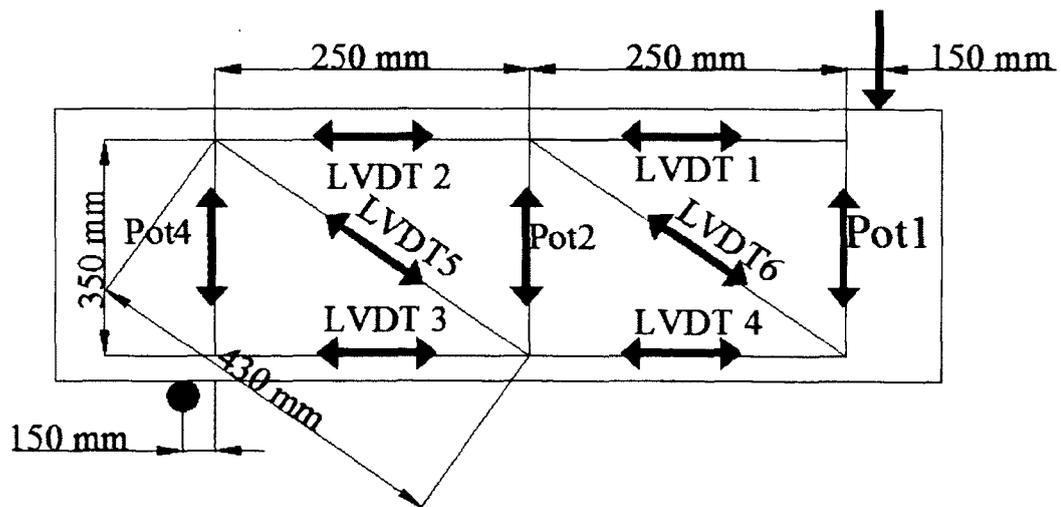


Figure 4-13 : longueur de mesure des LVDT

Lors de l'essai, à chaque incrément de déplacement de 1 mm du vérin, on arrête le chargement et on mesure l'ouverture des fissures manuellement à l'aide d'un fissuromètre (figure 4-14).

La Figure 4-15 présente une photo du montage qui a été utilisé pour les essais de cisaillement sur les dalles.



Figure 4-14 : Fissuromètre

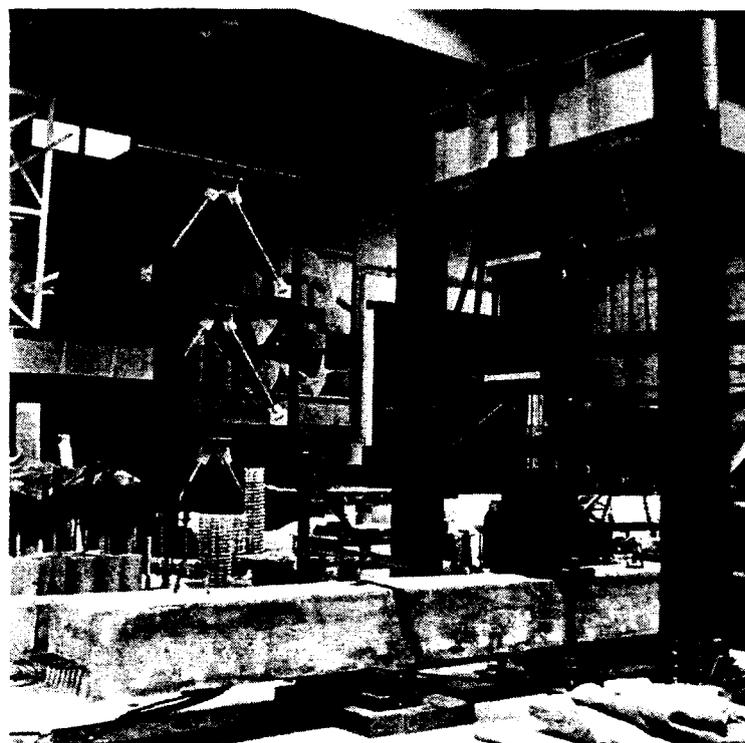


Figure 4-15 : Photo du montage juste avant le test

## 4.4 Composition du mélange

Trois mélanges (0%, 0.5% et 0.75% de fibres métalliques) ont été réalisés au laboratoire FCI de l'université de Sherbrooke. La résistance du béton à la compression visée était de 50 MPa. Le mélange contenant 0.5% de fibres a été utilisé juste pour les essais de caractérisation des matériaux et pour l'essai sur la zone d'ancrage, les deux autres mélanges ont été utilisés pour les essais de caractérisation des matériaux et pour les essais de cisaillement sur les dalles. Tous les constituants et la composition du béton utilisé sont résumés dans le tableau 4-4.

Le sable et les gros granulats provenaient de la carrière St-Dominique et les adjuvants utilisés étaient le superplastifiant Eucon 37, le réducteur d'eau Eucon DX et l'agent d'air entraîné Eucon Airex-L.

Tableau 4-4 : Composition des mélanges

	0% de fibres	0.5% de fibres	0.75% de fibres
Matériaux	Dosage pour 1 m <sup>3</sup>	Dosage pour 1 m <sup>3</sup>	Dosage pour 1 m <sup>3</sup>
Eau	166,3 kg	182,5 kg	170,4 kg
Liant	449 kg	493 kg	461 kg
Pierre ST-Dominique 5-14	842 kg	791 kg	820 kg
Sable ST-Dominique	820 kg	771 kg	798 kg
Fibre Dramix ZP305	0	39 kg	58,5 kg
SP Eucon 37	900 ml/100kg L	1200 ml/100kg L	1200 ml/100kg L
RE Eucon DX	250 ml/100kg L	250 ml/100kg L	250 ml/100kg L
AEA Eucon Airex-L	150 ml/100kg L	150 ml/100kg L	150 ml/100kg L
Total	2283 kg	2283 kg	2313 kg

La séquence de malaxage utilisée est la suivante :

- Ajout du sable dans le malaxeur et malaxage durant 30 secondes
- Détermination de la teneur en eau
- Ajout de la pierre et moitié de la quantité d'eau et les adjuvants dilués dans l'eau
- Malaxage pendant 1 minute
- Ajout du ciment et malaxage pendant 1 minute
- Ajout du restant de l'eau et malaxage durant 2 minutes

- Arrêt du malaxeur pendant 1 minute avec l'introduction à la main des fibres métalliques
- Malaxage pendant 3 minutes

Après le malaxage, une petite quantité du béton frais était prélevée pour mesurer l'affaissement afin de s'assurer d'une bonne maniabilité. La mesure de l'air entraîné était faite au même moment. Les résultats de ces mesures sont indiqués au tableau 4-5. La teneur en air respecte toutefois les limites prescrites soit entre 4% et 7%.

Tableau 4-5 : Mesure prise sur le béton frais

Paramètres	0% de fibres	0.5% de fibres	0.75% de fibres
Teneur en air (%)	5,5	6,5	6
Affaissement (mm)	135	160	150

Après la réalisation des essais d'ouvrabilité, les bétons ont été remalaxés pendant une minute puis déchargés dans une brouette pour leur mise en place dans les moules.

#### 4.5 Essai de compression et de flexion

Les éprouvettes pour les essais en compression simple sont cylindriques de 100 mm de diamètres et 200 mm de hauteur. L'essai a été fait sous une presse (figure 4-16) de capacité 1112 kN avec un taux de chargement de 120 kN/min (CSA 23-2-9C).

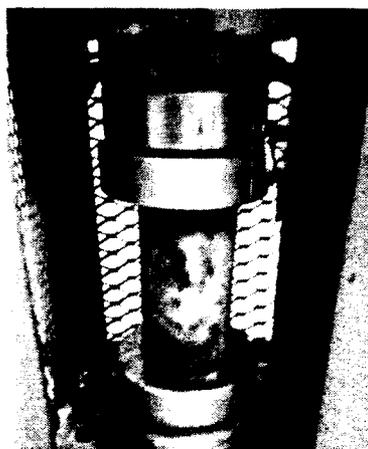


Figure 4-16 : Essai de compression

Pour caractériser le comportement du béton en traction, l'essai de flexion 3 points a été utilisé (suite aux recommandations de l'ASTM pour le béton fibré), qui est présenté à la figure 4-17. C'est un essai qui est effectué sur des prismes de dimensions  $180 \times 180 \times 700$  (ASTM C 1609/C 1609M -07). Ces dimensions ont été choisies pour être en accord avec les recommandations de l'ASTM qui indiquent que la section du prisme devrait être 3 fois plus grande que la longueur de la fibre. Cet essai nous permet d'obtenir la courbe charge flèche pour le calcul de la résistance à la flexion à partir de l'air sur cette courbe tel qu'indiqué au chapitre 3. Le chargement est effectué au centre du prisme, le déplacement était contrôlé avec un taux d'augmentation de la flèche de  $0.1 \text{ mm/min}$  jusqu'à atteindre une flèche de  $1/600$ . Après, la flèche est augmentée avec un taux de  $0.2 \text{ mm/min}$  jusqu'à une flèche de  $1/150$ . Tel que présenté à la figure 4-17 les déplacements ont été mesurés à l'aide de LVDT placés au centre de la travée et aux appuis.



Figure 4-17 : Essai de flexion 3 points

## **4.6 Résultats des essais de caractérisation du matériau**

### **4.6.1 Compression**

Les deux types de mélanges utilisés lors des essais ont été soumis à l'essai standardisé de compression. Dix-huit cylindres de béton, de 100 mm de diamètre et de 200 mm de hauteur ont été fabriqués pour réaliser ces essais.

Le tableau 4-6 présente la résistance à la compression du béton à 28 jours pour les blocs d'ancrage, le tableau 4-7, présente la résistance en compression du béton le jour du test

des dalles et à 7 jours. Les figures 4-18 et 4-19 montrent la rupture des cylindres fibrés et non fibrés.

Ici on ne peut pas conclure sur l'influence des fibres sur la résistance en compression, parce que les deux mélanges ont été établis pour avoir des résistances égales. La seule chose qu'on peut constater, c'est que pendant les essais, la rupture des cylindres sans fibres est brutale, tandis que pour ceux qui ont été renforcés par des fibres, l'écrasement du béton est difficilement perceptible, car les fibres donnent un comportement ductile au béton.

Tableau 4-6 : Résistance à la compression du béton à 28 jours pour les blocs

Blocs	% de fibres	Résistance MPa
1	0	52,6
2	0,5	53,2
3	0,75	51

Tableau 4-7 : Résistance à la compression du béton pour les dalles

Pourcentage de fibres	Dalles	Résistance à 7 jours MPa		Résistance à n jours MPa					
		Par Batch		Moyenne (écart type)	Jours	Par Batch		Moyenne (écart type)	
0	1 (F0-P0)	B1	29,3	28,6 (0,74)	66	B1	46	47 (0,82)	
		B2	27,8			B2	46,8		
	2 (F0-P1400)	B1	30,9	32 (1,04)		B1	48,3		50,4 (0,98)
		B2	33			B2	46,9		
0,75	3 (F60-P0)	B1	28,7	30 (1,41)	54	B1	49	50 (1,35)	
		B2	31,5			B2	51,6		
	4 (F60-P1400)	B1	25,9	27,3 (1,43)		B1	50		49,3 (2,62)
		B2	28,8			B2	51		
					B1	50			
					B2	51			
					B1	48			
					B2	50			
					B1	46,3			
					B2	47,5			
					B1	50,5			
					B2	53			



Figure 4-18 : Cylindres en béton fibrés



Figure 4-19 : Cylindre en béton sans fibres

#### **4.6.2 Comportement du béton à la flexion**

L'essai de flexion 3 points a été utilisé pour caractériser le béton à la flexion parce qu'il tient compte de la géométrie de la fibre (c'est un essai qui est normalisé par l'ASTM). Lors de l'essai, la flèche au centre est obtenue en mesurant le déplacement relatif des appuis par rapport à la plaque de chargement.

Les deux graphiques 4-20 et 4-21 représentent les courbes charge flèche obtenues lors de l'essai de flexion 3 points. Durant le chargement, le béton se déforme, des forces de traction se développent jusqu'à l'apparition de la fissure. Les charges des premières fissures détectées pour les deux mélanges sont présentées au tableau 4-8. On peut constater à la figure 4-20 que la rupture des prismes ne contenant pas de fibres métalliques arrive juste après leur fissuration. Par contre, les prismes renforcés par fibres métalliques reprennent d'une façon significative les forces de traction après leur fissuration. Ici les fibres métalliques jouent un rôle très important sur le comportement

post fissuration (figure 4-21). Au niveau de la résistance, on n'observe pas de différences significatives entre les deux mélanges.

Tableau 4-8 : Résultats des essais de flexion

Pourcentage des fibres métalliques	Dalles	Prismes		Jours	Charge de fissuration (kN)	Charge maximale (kN)	Moyenne kN	$f_r$ (MPa) (écart type)
		B1	B2					
0 %	1 (F0-P0)	B1	1	72	29.58	29.58	31.2	4.33 (0.225)
		B2	2		32.82	32.82		
	2 (F0-P1400)	B1	3		34.82	34.82	32.34	4.48 (0.344)
		B2	4		29.87	29.87		
0.75 %	3 (F60-P0)	B1	1	58	35.4	35.55	34.57	5.34 (0.07)
		B2	2		33.4	33.6		
	4 F60-P1400)	B1	3		38	39	38.5	4.78 (0.125)
		B2	4		33.1	38		

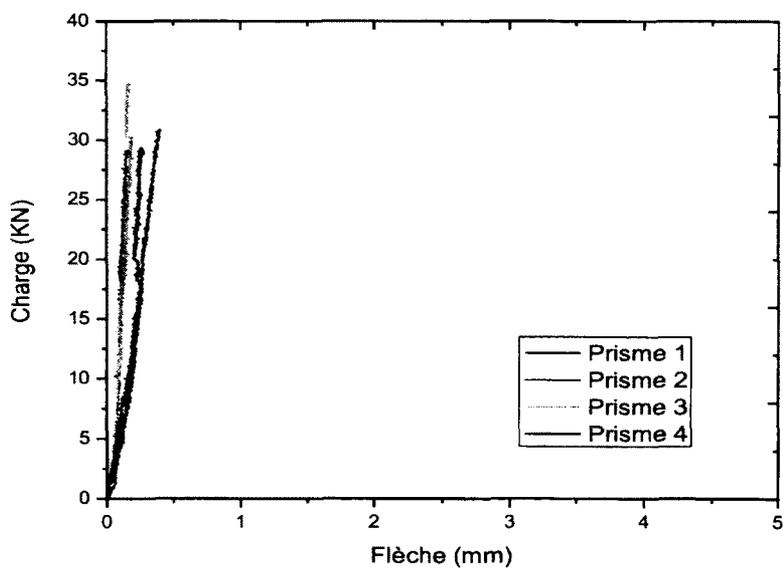


Figure 4-20 : Courbe charge flèche des prismes non renforcés par fibres métalliques

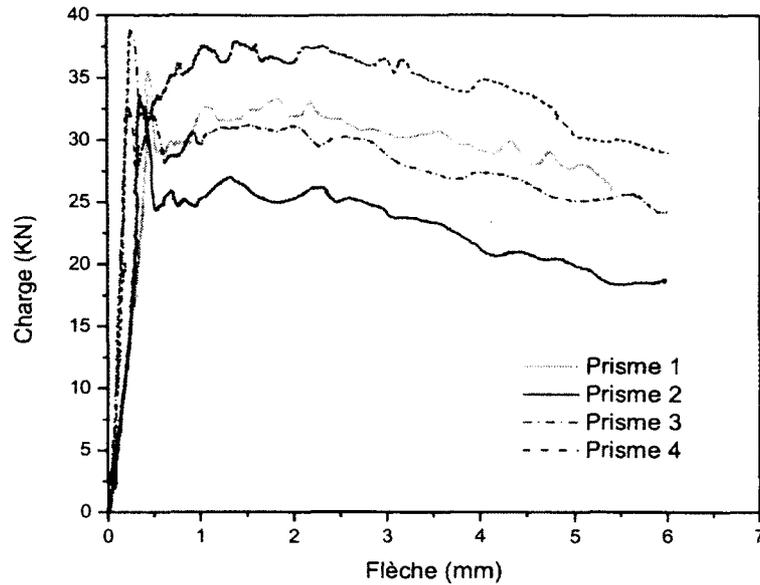


Figure 4-21 : Courbe charge flèche des prismes renforcés par 0,75% de fibres métalliques

Calcul de  $f_{eq,3}$  :

Les figures 4-22 et 4-23 représentent la courbe moyenne des prismes qui correspond respectivement aux dalles F60-P0 et F60-P1400, ils représentent aussi l'aire  $D_{BZ.3.II}^f$  pour le calcul de la résistance flexionnelle équivalente qui est la suivante :

Pour F60-P0 :

$$F_3 = \frac{D_{BZ.3.II}^f}{2.65} = \frac{68990}{2.65} = 26034 \text{ N. mm}$$

$$f_{eq,3} = \frac{3}{2} F_3 \frac{L}{bh^2} = \frac{3}{2} * 26034 * \frac{540}{180 * 180^2} = 3.61 \text{ MPa}$$

Pour F60-P1400 :

$$F_3 = \frac{D_{BZ.3.II}^f}{2.65} = \frac{82606}{2.65} = 31172 \text{ N. mm}$$

$$f_{eq,3} = \frac{3}{2} F_3 \frac{L}{bh^2} = \frac{3}{2} * 31172 * \frac{540}{180 * 180^2} = 4.32 \text{ MPa}$$

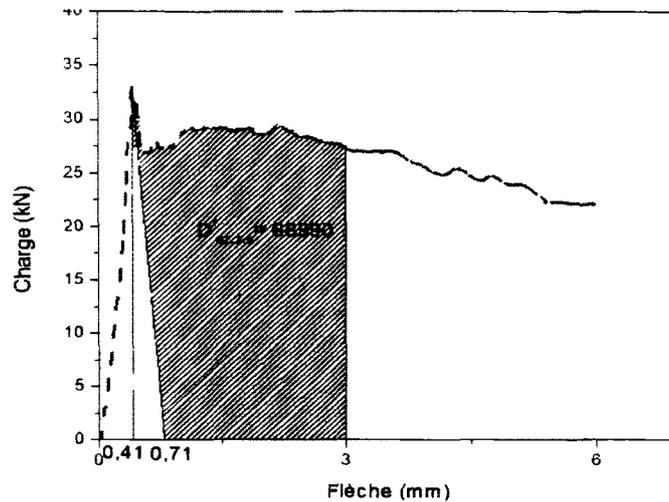


Figure 4-22 : aire sur la courbe charge-flèche moyenne des prismes 1 et 2

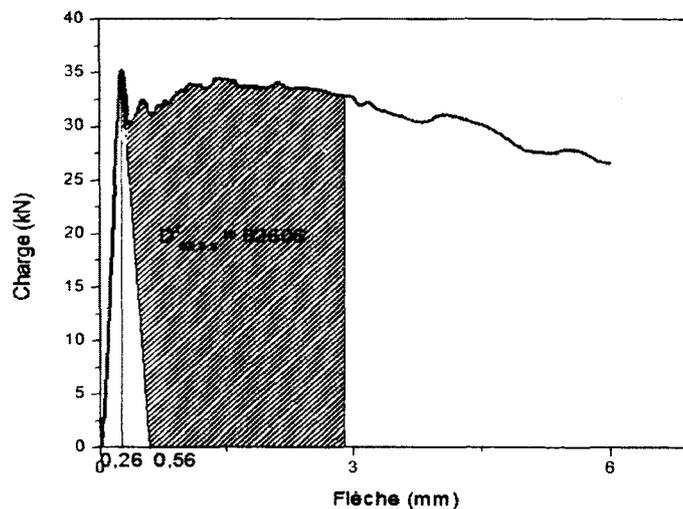


Figure 4-23 aire sur la courbe charge-flèche moyenne des prismes 3 et 4

### 4.6.3 Mise en tension de la précontrainte

L'acier de précontrainte qui a été choisi pour les dalles, sont des câbles (7T15) à haute résistance en traction, de limite élastique de 1860 MPa. Les dalles sont fabriquées sur un banc de préfabrication comme le montre la figure 4-24. Le coffrage est superposé sur deux poutres qui sont fixées au sol. De chaque extrémité du coffrage il a été fixé deux autres poutres qui appuient lors de la mise en tension des câbles de précontrainte. Ces

deux poutres avaient des trous pour placer des clavettes dans lesquels on passe les câbles (figure 4-25). Les étapes de mise en tension des câbles sont les suivantes :

- La mise en place dans le banc de préfabrication les câbles de précontrainte, qui sont enfilés dans le coffrage à l'intérieur des cages d'armatures passives. Par la suite, ils sont fixés aux extrémités par des clavettes.
- La mise en tension des câbles par deux vérins (figure 4-26) jusqu'à atteindre l'effort de 1400 kN.
- Coulage du béton



Figure 4-24 : Banc de préfabrication

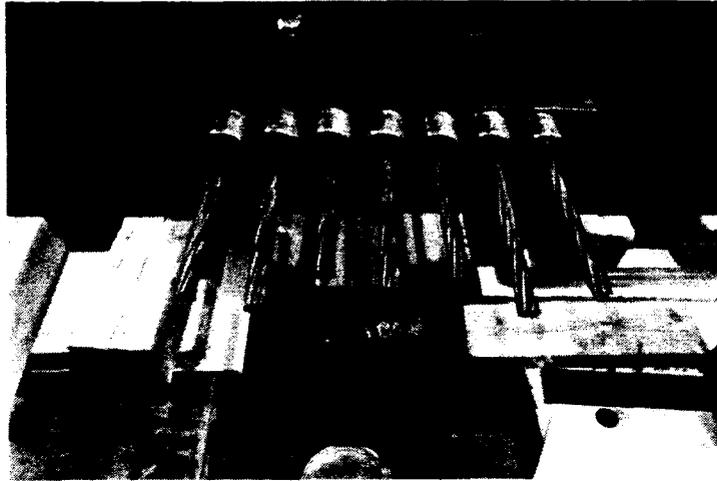


Figure 4-25 : Câbles fixés par des manchons

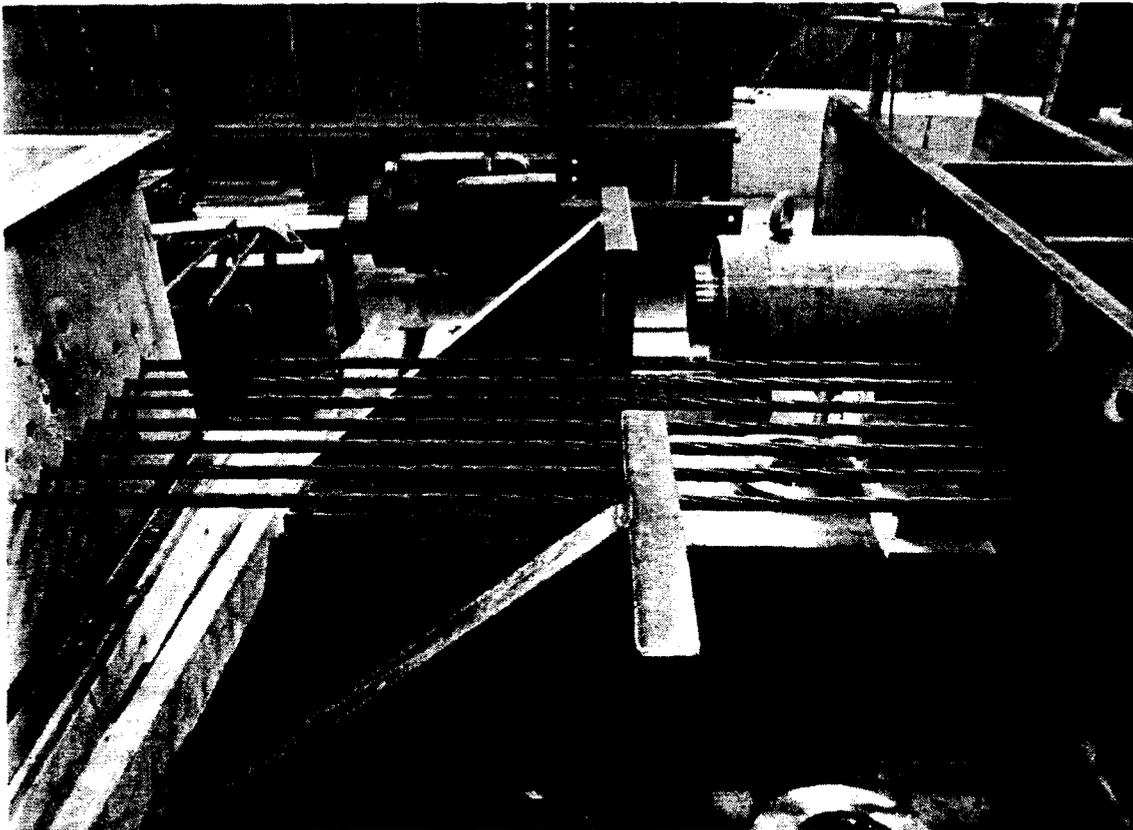


Figure 4-26 : Mise en tension par les vérins

Après la mise en tension, l'effort dans les câbles de précontrainte ne doit pas être transmis au béton avant que la résistance à la compression n'atteigne au moins 25 MPa (CSA S6-06). C'est pour ça, que des essais de caractérisation pour le béton à 7 jours ont été faits afin de savoir si on a la résistance à la compression suffisante au transfert. Le tableau 4-9 présente les valeurs de la résistance à la compression du béton à 7 jours. Toutes ces valeurs sont supérieures à 25 MPa, la détension des câbles est donc possible. Avant le relâchement, on a fait des marques sur les câbles près du coffrage pour savoir si ces câbles glissent ou non après le transfert. La détension est faite par relâchement des vérins, les câbles détendus veulent reprendre leur longueur initiale, mais leur raccourcissement est empêché par leur adhérence au béton, et par la suite l'effort de mise en tension se transmet au béton et on obtient les 1400 kN. Et, finalement, on découpe les câbles.

Tableau 4-9 : Résistance à la compression du béton à 7 jours

Pourcentage de fibres	Dalles	Résistance à 7 jours MPa		
		Par Batch		Moyenne (écart type)
0 %	1 (F0-P0)	B1	29.3	28.6 (0.74)
		B2	27.8	
	2 (F0-P1400)	B1	30.9	32 (1.04)
		B2	33	
0.75 %	3 (F60-P0)	B1	28.7	30 (1.41)
		B2	31.5	
	4 (F60-P1400)	B1	25.9	27.3 (1.43)
		B2	28.8	

## 5 RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

### 5.1 Résultat des essais sur les blocs d'ancrage

Le but de cet essai est de déterminer la capacité de la zone d'ancrage des spécimens renforcés de fibres métalliques avant de construire les dalles, afin de savoir si cette zone d'ancrage résiste aux efforts de régularisation, d'éclatement et de surface sans mettre en place de l'armature transversale.

La fraction volumique de fibres métalliques des mélanges étudiés était de 0%, 0.5% et 0.75%. L'essai consistait à appliquer une charge croissante sur un prisme jusqu'à ce que la fissure se développe et entraîne la rupture du bloc. La dimension de la plaque d'appui sur laquelle a été appliquée la charge était de 227 mm × 227 mm et de 50 mm d'épaisseur. Cette dimension correspondait à la taille de la plaque de l'ancrage de précontrainte initialement prévue. L'effort théorique prévu était de 1000 kN. Le bloc non fibré a fissuré sous une charge de 1075 kN, et il est rompu sous une charge de 1700 kN. La capacité maximale du vérin qui était de 2000 KN a été atteinte et aucune fissure n'a été remarquée pour les prismes contenant des fibres métalliques.

Pour déterminer la capacité du prisme renforcé de 0.5 % de fibres, on a donc utilisé la presse hydraulique de grande capacité (12 MN) pour exercer une force sur ce bloc (comme le montre la figure 5-1) jusqu'à atteindre la charge de rupture. Le tableau 5-1 montre les figures des blocs à la rupture et affiche les résultats des essais. On peut conclure qu'avec 0.5% de fibres, le béton a assez de résistance pour supporter la charge locale à l'ancrage de précontrainte.

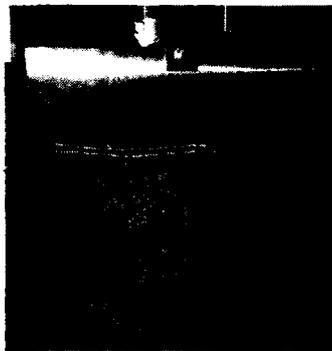
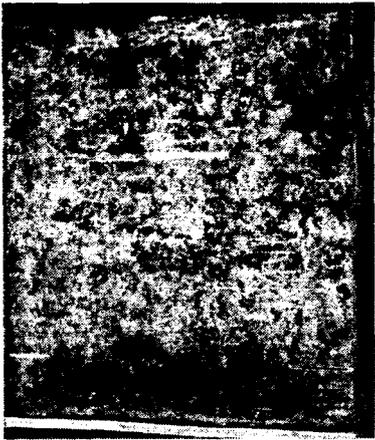
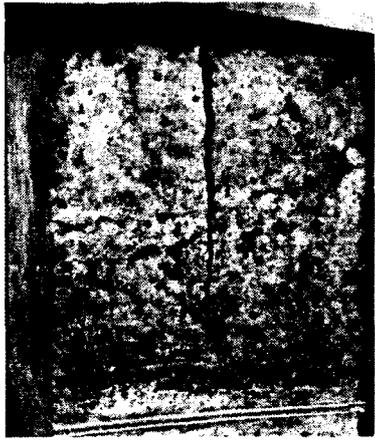


Figure 5-1 : Essai de compression sur bloc d'ancrage avec la presse

Tableau 5-1 : Sommaire des essais sur les blocs

À la fissuration								
								
% de fibres	$f'_c$ (MPa)	Charge de fissuration (kN)	% de fibres	$f'_c$ (MPa)	Charge de fissuration (kN)	% de fibres	$f'_c$ (MPa)	Charge de fissuration (kN)
0	52,55	1075	0,5	53,2	3700	0,75	51	N'a pas fissuré
À la rupture								
								
% de fibres	$f'_c$ (MPa)	Charge de rupture (kN)	% de fibres	$f'_c$ (MPa)	Charge de rupture (kN)	% de fibres	$f'_c$ (MPa)	Charge de rupture (kN)
0	52,55	1700	0,5	53,2	4995	0,75	51	N'a été pas testé

## 5.2 Résultats des tests sur les dalles

Cette section présente les résultats des tests de cisaillement effectués sur les dalles. La constatation des paramètres étudiés sont exprimés en terme de :

- Effort tranchant en fonction de la flèche
- Charges et mode de rupture
- L'ouverture des fissures mesurées manuellement à l'aide d'un fissuromètre
- Déplacement du béton aux points critiques mesurés à l'aide des LVDT et potentiomètres.

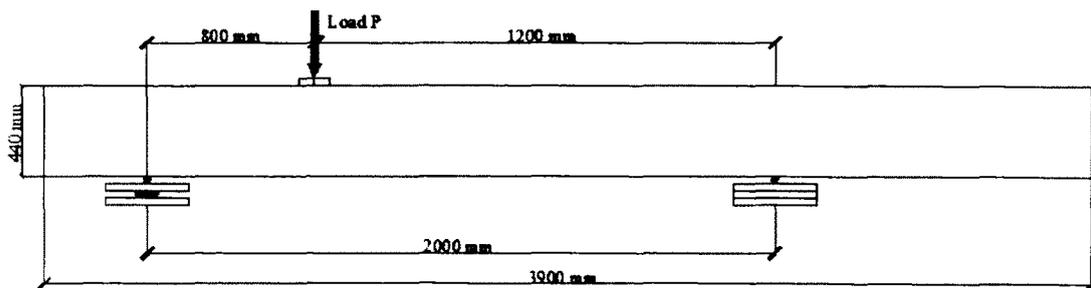
### 5.2.1 Dalle s0-F0-P0 et s250-F0-P0

De la figure 5-2 les deux courbes effort tranchant-flèche ont une même allure et montrent trois phases :

- 1- La première phase montre une certaine linéarité des deux courbes du début du chargement jusqu'à l'apparition de la première fissure qui correspond au comportement élastique.
- 2- Après l'apparition de la première fissure, on observe une légère réduction de l'effort tranchant, qui après ça, continue de croître d'une façon presque linéaire jusqu'à atteindre le pic, alors on peut appeler ça la phase 2.
- 3- La troisième phase est plastique, on voit ici qu'après avoir atteint le pic, une petite chute de la charge qui se maintient après ça lorsque la flèche augmente jusqu'à la rupture.

L'effort tranchant  $V$  est calculé à l'aide de l'équation suivante :

$$V = \frac{Pb}{l} = 0,6 P$$



Les hachures présentées sur la courbe correspondent à une relaxation due aux arrêts des essais afin de mesurer manuellement l'ouverture des fissures.

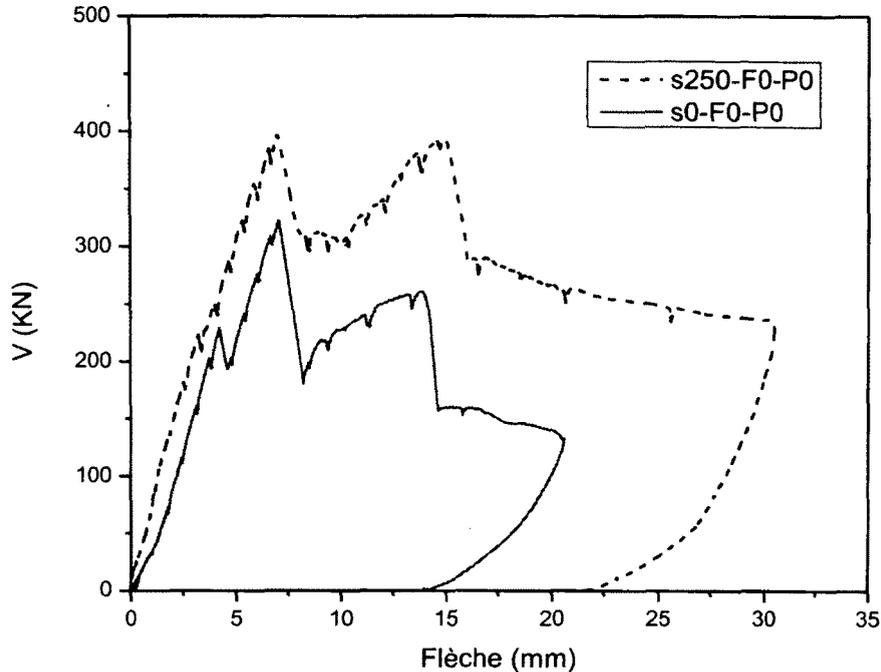
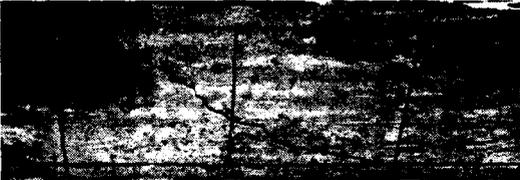


Figure 5-2 : Courbe résistance en cisaillement - flèche de la dalle F0-P0

Les valeurs de la capacité maximale pour les deux dalles s0-F0-P0 et s250-F0-P0 sont présentées au tableau 5-2. La résistance maximale de la dalle s0-F0-P0 est de 322 kN avec une flèche de 7,05mm, tandis que celle de la dalle s250-F0-P0 est de 397 kN avec une flèche de 6,97. La dalle contenant le minimum d'étriers a donc une capacité 19 % supérieure, ainsi qu'une diminution au niveau de la flèche. Le chargement continue jusqu'à atteindre la rupture de la dalle, celle de s0-F0-P0 est survenue lorsqu'on atteint un effort tranchant de 146 kN et une flèche de 18.56 mm, tandis que pour s250-F0-P0 est survenue pour un effort tranchant de 260 kN et une flèche de 20.58 mm. Le tableau 5-3 présente les charges des deux dalles au pic et à la rupture, il présente aussi les valeurs des chargements effectués lors des essais.

Tableau 5-2 : Photos d'essais des dalles s0-F0-P0 et s250-F0-P0 à différents points particuliers

s0-F0-P0 au pic			s0-F0-P0 à la rupture		
P (kN)	V (kN)	Flèche (mm)	P (kN)	V (kN)	Flèche (mm)
537	322	7.05	244	146	18.56
					
s250-F0-P0 au pic			s250-F0-P0 à la rupture		
P (kN)	V (kN)	Flèche (mm)	P (kN)	V (kN)	Flèche (mm)
661	397	6.97	434	260	21.58
					

Durant le chargement, le béton se déforme, des forces de compression et de traction se développent, la première fissure remarquée sur la dalle s0-F0-P0 contenant le minimum d'étriers est une fissure de flexion qui est située dans la fibre inférieure près de la zone de chargement avec une ouverture de 0,1 mm. Cette fissure est détectée sous effort tranchant  $V=193$  kN, tandis que pour la dalle s250-F0-P0 la première fissure de flexion de même ouverture (0,1 mm) est détectée sous effort tranchant  $V = 223$  kN.

Avec la progression du chargement, une fissure diagonale apparait pour les deux dalles, celle de la dalle s250-F0-P0 qui est présentée au tableau 5-2 a été détectée sous un effort tranchant de  $V = 251$  kN, et celle de la dalle s0-F0-P0 a été détectée sous un effort tranchant de  $V = 201$  kN, ce qui montre que la présence de l'armature transversale retarde l'apparition de la fissure diagonale.

Les tableaux 5-3 et 5-4 présentent les diagrammes effort tranchant-déplacement mesurés par les LVDT. Ils présentent aussi les ouvertures de fissures et de l'effort tranchant sous charge de fissuration et au pic. Dans le tableau le premier déplacement détecté, est le déplacement que les LVDT commencent à afficher, et la charge de fissuration, est la charge de la première fissure qu'on voit, et son ouverture est mesurée manuellement.

Tableau 5-3 : Déplacement de la dalle s0-F0-P0

	Déplacement diagonal	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 5	LVDT 6			
	1 <sup>er</sup> déplacement détecté	0.005	0	179	3.41	0
	Charge de fissuration	0.96	0.87	201	3.72	0.9
	Charge maximale	2.28	2.36	322	7.05	3
	Déplacement transversal	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		Pot1	Pot2			
	1 <sup>er</sup> déplacement détecté	0.87	0	229	4.21	-
	Charge de fissuration	-	-	-	-	-
	Charge maximale	2.93	0	322	7.05	-
	Déplacement longitudinal dans la zone comprimée	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 1	LVDT 2			
	1 <sup>er</sup> déplacement détecté	0.008	0	32	1.02	0
	Charge de fissuration	-	-	-	-	-
	Charge maximale	0.014	0.009	322	7.05	0.1
	Déplacement longitudinal dans la zone tendue	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 3	LVDT 4			
	1 <sup>er</sup> déplacement détecté	0.013	0	70	1.77	0
	Charge de fissuration	0.08	0.064	193	3.60	0.1
	Charge maximale	0.23	0.21	322	7.05	0.15

Tableau 5-4 : Déplacement de la dalle s250-F0-P0

	Déplacement diagonal	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 5	LVDT 6			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0	0.0074	113	1.50	0
	Charge de fissuration	0.35	0.42	250	3.99	0.2
	Charge maximale	1.01	1.05	397	6.97	0.98
	Déplacement transversal	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		Pot 1	Pot 2			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0	0.061	208	2.96	0
	Charge de fissuration	-	-	-	-	-
	Charge maximale	0	1.11	397	6.97	-
	Déplacement longitudinal dans la zone comprimée	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 1	LVDT 2			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0.014	0	85	1.14	0
	Charge de fissuration	-	-	-	-	-
	Charge maximale	0.025	0.023	397	6.97	0
	Déplacement longitudinal dans la zone tendue	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 3	LVDT 4			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0.0069	0	26	0.31	0
	Charge de fissuration	0.27	0.028	223	3.2	0.1
	Charge maximale	0.53	0.36	397	6.97	0.15

### 5.2.2 Dalles s0-F0-P1400 et s250-F0-P1400

Le résultat de ce deuxième essai sur la dalle précontrainte par 7 câbles de diamètres 15 mm est présenté à la figure 5-3, le premier côté testé contient de l'armature transversale (s250-F0-P1400), l'autre côté de la dalle ne contient pas d'étriers (s0-F0-P1400). La section médiane est armée par des étriers afin d'éviter toute rupture dans cette zone.

À la figure 5-3, on remarque que l'allure des deux courbes est très semblable avant et après la fissuration du béton. Les charges dans les deux essais augmentent de la même façon jusqu'à atteindre le pic, une fois la fissure initiée on observe une perte de capacité importante pour les deux côtés du spécimen. Après la décroissance de ces deux courbes, on constate une légère augmentation de la résistance qui reste presque constante jusqu'à la rupture.

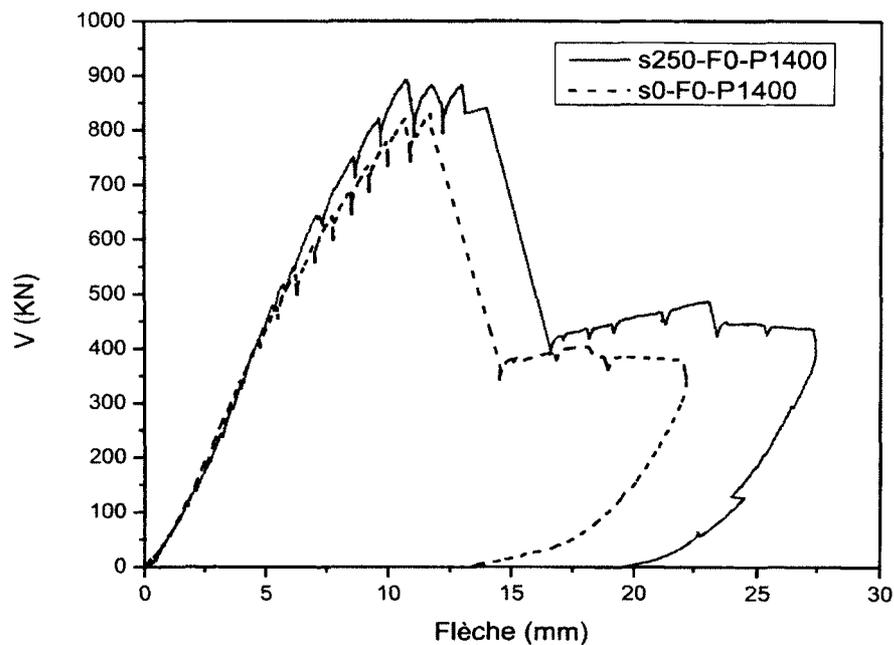


Figure 5-3 : Courbes résistance en cisaillement-flèche des dalles s250-F0-P1400 et s0-F0-P1400

La première fissure diagonale détectée pour s250-F0-P1400 était sous un effort tranchant de 642 kN avec une ouverture de 0.1 mm, et pour la dalle s0-F0-P1400 de 587 kN avec une ouverture de 0.2 mm. En effet, l'armature transversale retarde l'apparition de la fissure diagonale d'une façon marginale, mais contrôle mieux l'ouverture de fissure. Les figures présentées au tableau 5-7 montrent les fissures diagonales sur la dalle.

La capacité maximale de s250-F0-P1400 est de 893 kN avec une flèche de 10.73 mm, tandis que celle de s0-F0-P1400 est de 830 kN avec une flèche de 11.69 mm.

La rupture des deux dalles était en cisaillement sous un effort tranchant de 467 kN avec une flèche de 21.01 mm pour s250-F0-P1400, et sous un effort tranchant de 403 kN avec une flèche de 18.04 mm pour s0-F0-P1400.

L'ouverture des fissures diagonales mesurées manuellement au pic était de 0.2 mm pour s250-F0-P1400, tandis que pour s0-F0-P1400 était de 1 mm, ce qui montre le rôle de la précontrainte à contrôler l'ouverture des fissures.

Les figures présentées aux tableaux 5-6 et 5-7 montrent le déplacement du béton dans la zone testée.

Tableau 5-5 : Photos des essais des dalles F0-P1400 et s250-F0-P1400 à différents points particuliers

s0-F0-P1400 au pic			s0-F0-P1400 à la rupture		
P (kN)	V (kN)	Flèche (mm)	P (kN)	V (kN)	Flèche (mm)
1383	830	11.69	672	403	18.04
					
s250-F0-P1400 au pic			s250-F0-P1400 à la rupture		
P (kN)	V (kN)	Flèche (mm)	P (kN)	V (kN)	Flèche (mm)
1487	893	10.73	779	467	21.01
					

Tableau 5-6 : Déplacement de la dalle s0-F0-P1400

	Déplacement diagonal	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 5	LVDT 6			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0.013	0	186	2.55	0
	Charge de fissuration	0.32	0.45	587	6.93	0.2
	Charge maximale	1.85	2.13	830	11.69	1
	Déplacement transversal	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		Pot 1	Pot 2			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0.0082	0.0057	526	6.24	0
	Charge de fissuration	-	-	-	-	-
	Charge maximale	1.09	2.03	830	11.69	-
	Déplacement longitudinal dans la zone comprimée	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 1	LVDT 2			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0.008	0	24	0.53	0
	Charge de fissuration	-	-	-	-	-
	Charge maximale	0.44	0.09	830	11.69	0
	Déplacement longitudinal dans la zone tendue	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 3	LVDT 4			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0.016	0	33	0.73	0
	Charge de fissuration	0.047	0.38	526	6.24	0.05
	Charge maximale	0.33	0.27	830	11.69	0.1

Tableau 5-7 : Déplacement de la dalle s250-F0-P1400

	Déplacement diagonal	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 5	LVDT 6			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0.0067	0	89	1.49	0
	Charge de fissuration	0.16	0	642	7.20	0.1
	Charge maximale	0.49	0.39	893	10.73	0.2
	Déplacement transversal	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		Pot 1	Pot 2			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0.017	0	290	3.68	0
	Charge de fissuration	-	-	-	-	-
	Charge maximale	0.37	0.7	893	10.73	-
	Déplacement longitudinal dans la zone comprimée	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 1	LVDT 2			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0.005	0	19	0.53	0
	Charge de fissuration	-	-	-	-	-
	Charge maximale	0.35	0.08	893	10.73	0
	Déplacement longitudinal dans la zone tendue	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 3	LVDT 4			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0.016	0	88	1.49	0
	Charge de fissuration	0.32	0.017	516	5.69	0.05
	Charge maximale	0.62	0.50	893	10.73	0.1

### 5.2.3 Dalles F60-P1400-1 et F60-P1400-2

La troisième dalle était en béton renforcé avec 0.75% de fibres métalliques ( $60 \text{ kg/m}^3$ )

et elle est précontrainte par prétension par 7 câbles de diamètres 15 mm.

La figure 5-4 montre la courbe effort tranchant-flèche des deux côtés testés. L'allure de la phase élastique est très similaire, elles croissent jusqu'à atteindre le pic. Cependant, la dalle F60-P1400-1 s'est cassée brusquement par cisaillement dans la zone médiane juste après avoir atteint le pic.

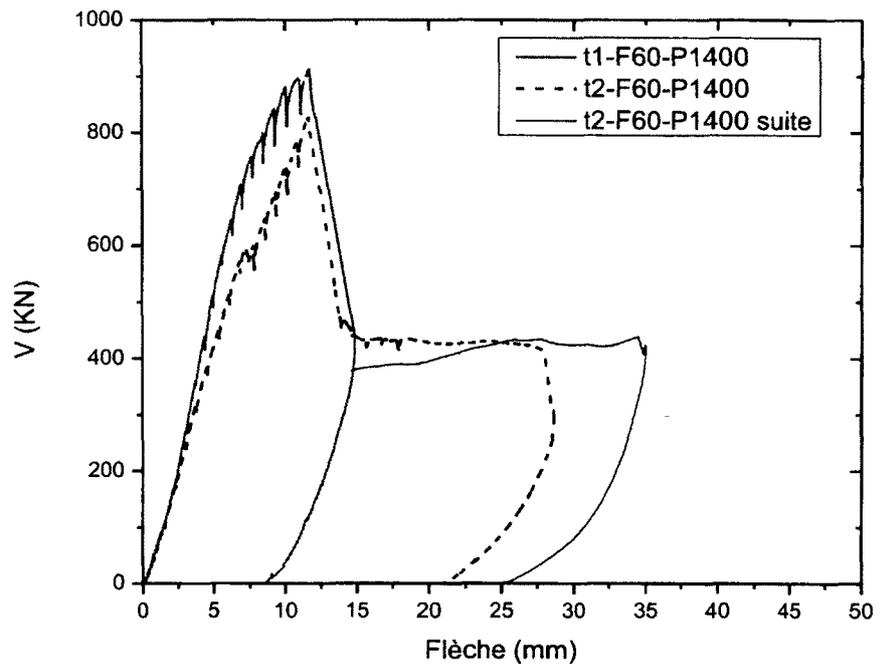


Figure 5-4 : Courbes résistance en cisaillement-flèche des dalles F60-P1400-1 et F60-P1400-2

Pour cette raison, il a été décidé de faire un renforcement extérieur (qui est présenté à la figure 5-5) dans la partie médiane afin d'éviter toute rupture dans cette section pour

l'autre test (F60-P1400-t2). Après le renforcement, le deuxième bout de la dalle a été testé, et la rupture était par cisaillement.

L'essai sur la première extrémité a été continué, mais cette fois-ci sans renforcement extérieur et il nous a donné la courbe appelée "suite" qui est présentée à la figure 5-4.

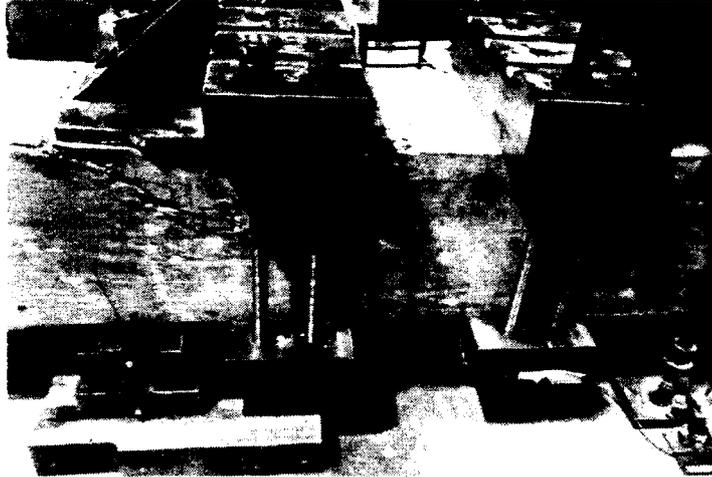


Figure 5-5 : renforcement extérieur de la dalle F60-P1400 lors de l'essai de l'autre coté

Après avoir testé les deux extrémités, quelques hypothèses ont été avancées pour expliquer la rupture inattendue de F60-P1400-t1 qui sont :

- L'orientation des fibres peut changer le mode de rupture si elles sont orientées diagonalement pour favoriser la résistance en cisaillement dans la zone à tester.
- Les armatures de précontraintes sont proches et la distance entre elles est inférieure à la longueur des fibres, donc il est possible que ces armatures empêchent le déplacement homogène des fibres sous les torons de précontrainte, et par la suite les fibres s'accumulent et induisent de la ségrégation, qui mène aussi à une autre zone faible en fibres.

Le tableau 5-9 présente les figures des dalles testées, reportant aussi les valeurs des efforts tranchants et des flèches au pic et à la rupture. La première fissure diagonale détectée pour F60-P1400-t1 était sous un effort tranchant de 705 kN avec une ouverture de 0.1 mm, et pour la dalle F60-P1400-t2 était de 598 kN avec une ouverture de 0.4 mm. La capacité maximale de F60-P1400-t1 est de 913 kN avec une flèche de 11.65 mm, tandis que celle de F60-P1400-t2 est de 827 kN avec une flèche de 11.55 mm. La rupture

de la dalle F60-P1400-t1 était par flexion sous un effort tranchant de 913 kN avec une flèche de 11.65 mm, et elle était par cisaillement pour F60-P1400-t2 sous un effort tranchant de 432 kN avec une flèche de 17.54 mm.

Tableau 5-8 : Photos d'essais des dalles F60-P1400-1 et 2 à différents points particuliers

F60-P1400-1 au pic			F60-P1400-1 à la rupture		
P (kN)	V (kN)	Flèche (mm)	P (kN)	V (kN)	Flèche (mm)
1522	913	11.65	1522	913	11.65
					
F60-P1400-2 au pic			F60-P1400-2 à la rupture		
P (kN)	V (kN)	Flèche (mm)	P (kN)	V (kN)	Flèche (mm)
1378	827	11.55	719	432	17.54
					

Tableau 5-9 : Déplacement de la dalle F60-P1400-1

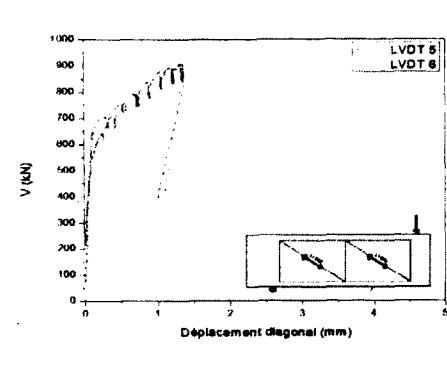
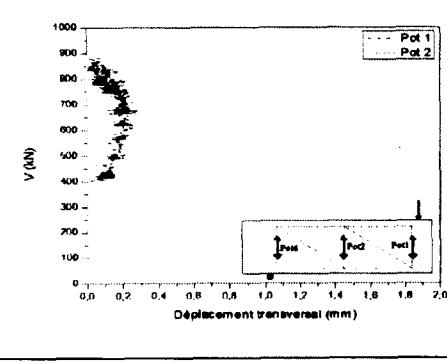
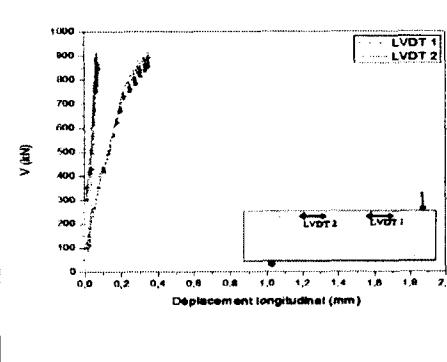
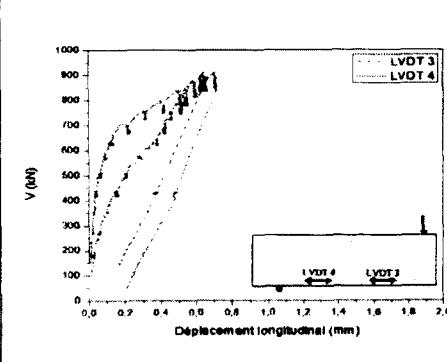
	Déplacement diagonal	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 5	LVDT 6			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0.01	0	78	1.16	0
	Charge de fissuration	0.33	0.42	705	7.12	0.1
	Charge maximale	1.36	1.32	913	11.65	0.3
	Déplacement transversal	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		Pot 1	Pot 2			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0.07	0	406	4.05	0
	Charge de fissuration	-	-	-	-	-
	Charge maximale	0.15	0	913	11.65	-
	Déplacement longitudinal dans la zone comprimée	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 1	LVDT 2			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0.01	0	296	3.24	0
	Charge de fissuration	-	-	-	-	-
	Charge maximale	0.06	0.36	913	11.65	-
	Déplacement longitudinal dans la zone tendue	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 3	LVDT 4			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0.003	0	100	1.53	0
	Charge de fissuration	0.18	0.43	705	6.89	0.1
	Charge maximale	0.71	0.63	913	11.65	0.15

Tableau 5-10 : Déplacement de la dalle F60-P1400-2

	Déplacement diagonal	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 5	LVDT 6			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0.012	0	43	1.65	0
	Charge de fissuration	0.79	0.55	598	7.74	0.4
	Charge maximale	2.12	1.64	827	11.55	0.5
	Déplacement transversal	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		Pot 1	Pot 2			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0.024	0	276	3.36	0
	Charge de fissuration	-	-	-	-	-
	Charge maximale	0.08	0	827	11.55	-
	Déplacement longitudinal dans la zone comprimée	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 1	LVDT 2			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0.019	0	42	0.82	0
	Charge de fissuration	-	-	-	-	-
	Charge maximale	0.052	0.19	827	11.55	-
	Déplacement longitudinal dans la zone tendue	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 3	LVDT 4			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0.0022	0	78	1.18	0
	Charge de fissuration	0.066	0.16	598	7.74	0.15
	Charge maximale	0.016	0.33	827	11.55	0.15

### 5.2.4 Dalles F60-P0-1 et F60-P0-2

La dalle F60-P0 contenant 0.75 % de fibres métalliques n'est pas précontrainte et ne possède aucune armature transversale. Les deux courbes sont très similaires (figure 5-6), elles sont linéaires du début du chargement jusqu'à l'apparition de la première fissure. Après la formation de la première fissure qui était une fissure de flexion, l'effort tranchant chute brutalement et reste constant après jusqu'à rupture.

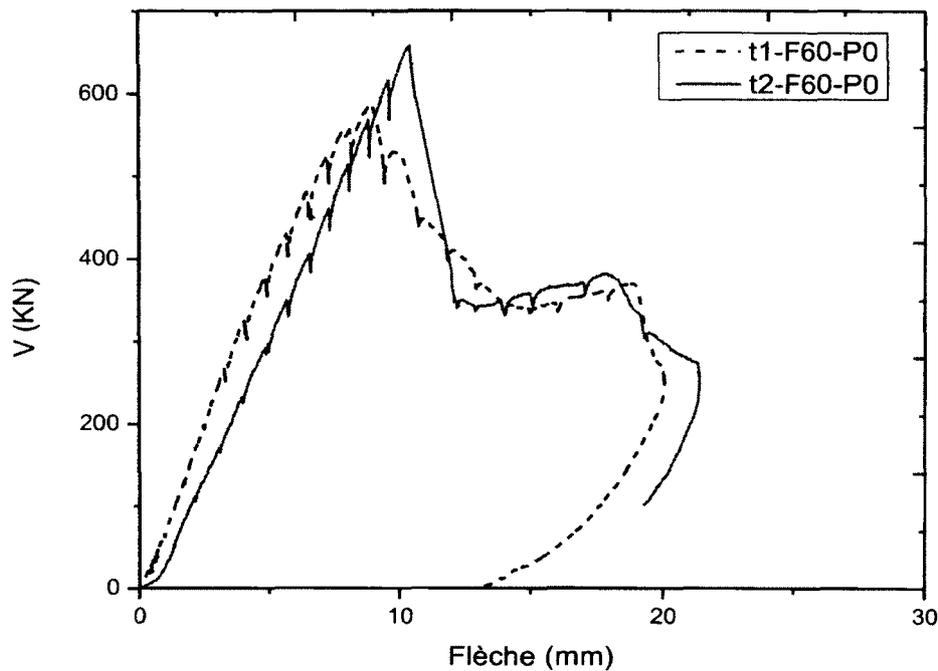


Figure 5-6 : Courbes résistance en cisaillement-flèche des dalles F60-P0-1 et F60-P0-2

Durant le chargement, le béton se déforme, des forces de compression et de traction se développent, la première fissure remarquée sur la dalle (F60-P0-1) est une fissure de flexion qui est située dans la fibre inférieure près de la zone de chargement avec une ouverture de 0,1 mm. Cette fissure est détectée sous une résistance de 290 kN, tandis que pour l'extrémité de la dalle F60-P0-2 la première fissure de flexion avec une ouverture de 0,05 mm est détectée sous une résistance de 265 kN.

Avec la progression du chargement, une fissure diagonale apparait pour les deux dalles, celle de la dalle F60-P0-1 qui est présentée au tableau 5-13 a été détectée sous un effort tranchant de 344 kN et celle de la dalle F60-P0-2 a été détectée sous un effort tranchant de 323 kN. La rupture des deux extrémités de la dalle était par cisaillement sous un effort tranchant de 381 kN avec une flèche de 17.72 mm pour F60-P0-1, et elle est sous un effort tranchant de 361 kN avec une flèche de 17.79 mm pour F60-P0-2. L'ouverture des fissures diagonales au pic mesurée manuellement était de 0.8 mm pour F60-P0-1, tandis que pour F60-P0-2 elle était de 1.3 mm.

Les tableaux 5-14 et 5-15 présentent les différents mesures du déplacements du béton mesuré à l'aide des LVDT et potentiomètres. Vu que les LVDT surestiment l'ouverture des fissures parce qu'ils prennent la somme de toutes les fissures, on a donc mesuré l'ouverture manuellement à l'aide d'un fissuromètre.

Tableau 5-11 : Photos d'essais des dalles F60-P0-1 et 2 à différents points particuliers

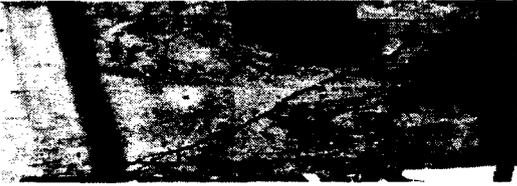
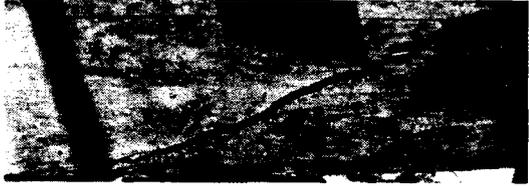
F60-P0-1 au pic			F60-P0-1 à la rupture		
P (kN)	V (kN)	Flèche (mm)	P (kN)	V (kN)	Flèche (mm)
1097	658	10.37	635	381	17.72
					
F60-P0-2 au pic			F60-P0-2 à la rupture		
P (kN)	V (kN)	Flèche (mm)	P (kN)	V (kN)	Flèche (mm)
980	588	8.89	601	361	17.79
					

Tableau 5-12 : Déplacement de la dalle F60-P0-1

	Déplacement diagonal	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 5	LVDT 6			
	1 <sup>ère</sup> déplacement détecté	0.0029	0	106	2.13	0
	Charge de fissuration	0.2	0.3	344	5.69	0.15
	Charge maximale	1.55	1.50	658	10.37	0.8
	Déplacement transversal	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		Pot 1	Pot 2			
	1 <sup>ère</sup> déplacement détecté	0.028	0	130	2.43	0
	Charge de fissuration	-	-	-	-	-
	Charge maximale	1.01	1.41	658	10.37	-
	Déplacement longitudinal dans la zone comprimée	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 1	LVDT 2			
	1 <sup>ère</sup> déplacement détecté	0.011	0	50	1.36	0
	Charge de fissuration	-	-	-	-	-
	Charge maximale	0.21	0.06	658	10.37	-
	Déplacement longitudinal dans la zone tendue	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 3	LVDT 4			
	1 <sup>ère</sup> déplacement détecté	0.012	0	50	1.35	0
	Charge de fissuration	0.073	0.32	290	4.83	0.1
	Charge maximale	0.61	0.76	658	10.37	0.35

Tableau 5-13 : Déplacement de la dalle F60-P0-2

	Déplacement diagonal	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 5	LVDT 6			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0.017	0	86	1.21	0
	Charge de fissuration	0.17	0.2	323	4.01	0.1
	Charge maximale	1.77	1.81	588	8.89	1.3
	Déplacement transversal	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		Pot 1	Pot 2			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0.08	0	322	3.97	0
	Charge de fissuration	-	-	-	-	-
	Charge maximale	1.97	0.082	588	8.89	-
	Déplacement longitudinal dans la zone comprimée	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 1	LVDT 2			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0.015	0	20	0.46	0
	Charge de fissuration	-	-	-	-	-
	Charge maximale	0.06	0.09	588	8.89	-
	Déplacement longitudinal dans la zone tendue	Déplacement (mm)		V (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure (mm)
		LVDT 3	LVDT 4			
	1 <sup>ere</sup> déplacement détecté	0.0076	0	74	1.06	0
	Charge de fissuration	0.14	0.08	265	3.2	0.05
	Charge maximale	0.49	0.65	588	8.89	0.1

## **6 ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX SUR LES DALLES**

Ce chapitre présente l'analyse des résultats expérimentaux obtenus lors de cette étude. Ces résultats sont exprimés en terme de : a) résistance en cisaillement et les gains de capacité dus à l'ajout des fibres métalliques, b) la fissuration observée manuellement à l'aide d'un fissuromètre. Ensuite, une évaluation de la capacité des spécimens de dalles testés sera effectuée et les résultats obtenus expérimentalement et théoriquement seront comparés.

### **6.1 Effet des fibres métalliques sur la résistance en cisaillement des dalles testées**

#### **6.1.1 Dalles non précontraintes (s0-F0-P0, s250-F0-P0, F60-P0-1 et F60-P0-2)**

Les courbes résistances en cisaillement-flèche présentées à la figure 6-1 permettent de comparer le comportement des dalles non précontraintes pendant les différentes phases de chargement jusqu'à la rupture. Le tableau 6-1 présente les valeurs des flèches obtenues au pic, à la fissuration et au même chargement. Ces flèches sont mesurées au droit du point de l'application de la charge à l'aide des potentiomètres.

De ces courbes, on remarque que les dalles fibrés (F60-P0-1 et F60-P0-2) se caractérisent par une résistance en cisaillement plus élevée comparativement aux dalles non fibrés. C'est que l'ajout de fibres métalliques améliore la capacité à l'effort tranchant de la dalle s0-F0-P0 de 104 % si on le compare avec F60-P0-1, et de 82 % si on le compare avec F60-P0-2. L'ajout d'armatures transversales minimale à s0-F0-P0 ne permet pas d'obtenir des gains de résistance aussi important qu'avec des fibres (23 % d'augmentation de capacité).

On peut aussi souligner que la dalle s250 est beaucoup plus ductile en cisaillement que toutes les autres et que la ductilité des dalles avec fibres est similaire à celles sans fibres.

Les dalles testées ont toutes cassées en cisaillement, cette rupture est survenue par la progression d'une large fissure diagonale suivant la direction qui relie l'appui à la zone de chargement.

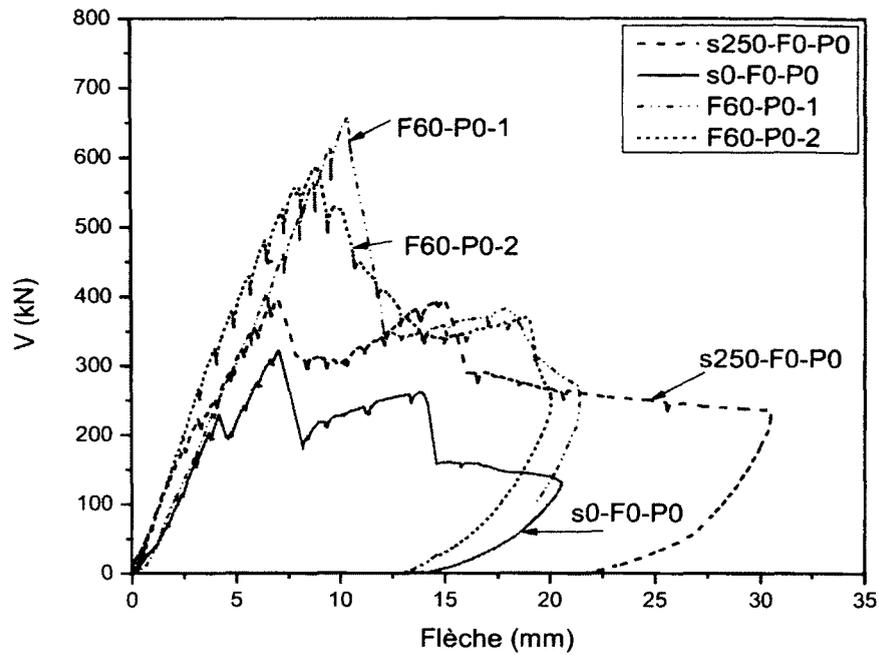


Figure 6-1 : Courbes comparatives de résistance de cisaillement-flèche des dalles non précontraintes

Tableau 6-1 : Résistance en cisaillement des dalles non précontraintes

Spécimens	À la fissuration		Au pic		Sous même charge	
	Résistance en cisaillement (kN)	Flèche (mm)	Résistance en cisaillement (kN)	Flèche (mm)	Résistance en cisaillement (kN)	Flèche (mm)
s0-F0-P0	201	3.72	322	7.05	322	7.05
S250-F0-P0	251	3.99	397	6.97	322	5.49
F60-P0-1	344	5.69	658	10.4	322	5.25
F60-P0-2	323	4.01	588	8.89	322	4.16

### 6.1.2 Dalles précontraintes (s250-F0-P1400, s0-F0-P1400, F60-P1400-1 et F60-P1400-2)

Les courbes d'effort tranchant-flèche présentées à la figure 6-2 permettent de suivre le comportement des dalles précontraintes pendant les différentes phases de chargement jusqu'à la rupture. Le tableau 6-2 présente les valeurs de flèches obtenues au pic, à la fissuration et au même chargement. Ces flèches sont mesurées au droit du point de l'application de la charge à l'aide des potentiomètres.

Les résultats obtenus pour les dalles précontraintes, qui sont présentés aux figures 6-2, sont très similaires pour les dalles fibrées et non fibrées. En effet, l'ajout de 0.75 % de fibres métalliques ne permettra qu'un faible gain de la capacité maximale des spécimens, contrairement à ce qu'on voit précédemment pour les dalles non précontraintes.

On peut voir que le comportement de toutes les dalles est très similaire, linéaires du début du chargement jusqu'au pic (figure 6-2). Après avoir atteint le pic, l'allure de toutes les courbes n'est plus linéaire, il présente une chute jusqu'à une certaine résistance, et qui maintient après ça une augmentation de la flèche à charge constante jusqu'à la rupture.

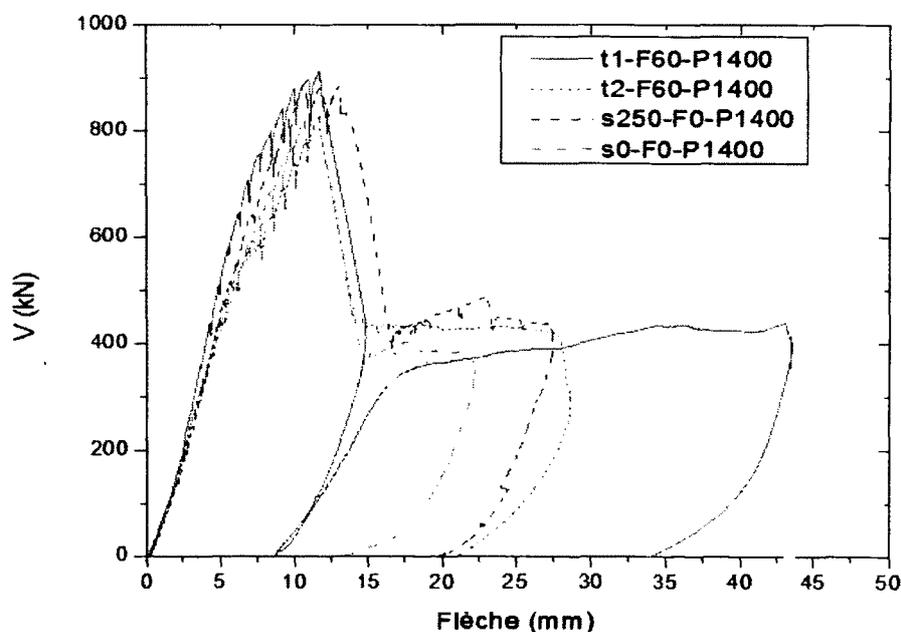


Figure 6-2 : Courbes comparatives de la résistance de cisaillement-flèche des dalles précontraintes

Tableau 6-2 : Résistance en cisaillement des dalles précontraintes

Spécimens	À la fissuration		Au pic		Sous même charge	
	Résistance en cisaillement (kN)	Flèche (mm)	Résistance en cisaillement (kN)	Flèche (mm)	Résistance en cisaillement (kN)	Flèche (mm)
s0-F0-P1400	587	6.93	830	11.69	830	11.69
S250-F0-P1400	642	7.2	893	10.73	830	9.9
F60-P1400-1	705	7.12	913	11.65	830	9.02
F60-P1400-2	598	7.74	827	11.55	830	11.65

## 6.2 Effet des fibres métalliques sur la fissuration

### 6.2.1 Dalles non précontraintes (s0-F0-P0, s250-F0-P0, F60-P0-1 et F60-P0-2)

Tel qu'indiqué précédemment, l'ouverture des fissures a été mesurée à l'aide d'un fissuromètre au fur et à mesure du chargement des dalles. Le tableau 6-3 présente les valeurs de l'ouverture de fissures diagonales au pic et à la charge de la première fissuration détectée sur les dalles non précontraintes.

Dans la dalle s0-F0-P0, la première fissure diagonale apparaît subitement à un effort tranchant de 201 kN avec une ouverture de 0,9 mm. Avec la progression du chargement, cette fissure progresse jusqu'à atteindre une ouverture de 3 mm au pic. Tandis que, pour la dalle contenant des étriers, la première fissure d'ouverture 0,2 mm se produit sous un effort tranchant de 251 kN. Alors que pour la dalle fibrée elle est de 0,15 mm sous un effort tranchant de 344 kN.

En comparant ces résultats, on constate que l'apparition de fissures diagonales se produit plus tard dans la dalle fibrée, et elles sont restées très fines même avec la progression du chargement. On peut conclure que les fibres métalliques offrent un meilleur contrôle de la fissuration.

Tableau 6-3 : Ouverture des fissures diagonales sur les dalles non précontraintes

Spécimens	Première Fissuration		Fissures au pic	
	V (kN)	Ouverture (mm)	V (kN)	Ouverture (mm)
s0-F0-P0	201	0.9	322	3
s250-F0-P0	251	0.2	397	0.98
F60-P0-1	344	0.15	658	0.8
F60-P0-2	323	0.1	588	1.3

### 6.2.2 Dalles précontraintes (s250-F0-P1400, s0-F0-P1400, F60-P1400-1 et F60-P1400-2)

Le tableau 6-4 affiche les valeurs de l'ouverture des fissures diagonales au pic et à la charge de la première fissuration détectée sur les dalles précontraintes.

Ici on peut constater que pour toutes les dalles, les fissures sont restées très fines, ceci montre que la précontrainte empêche l'ouverture excessive des fissures et on voit que les fibres jouent un rôle comparable aux étriers.

Tableau 6-4 : ouverture des fissures sur les dalles précontraintes

Spécimens	Première Fissuration		Fissures au pic	
	V (kN)	Ouverture (mm)	V (kN)	Ouverture (mm)
s0-F0-P1400	587	0.2	830	1
s250-F0-P1400	642	0.2	893	0.2
F60-P1400-1	705	0.1	913	0.3
F60-P1400-2	598	0.4	827	0.5

## 6.3 Prédiction de la capacité des dalles

**Prédiction de la capacité en cisaillement des dalles fibrées selon la méthode RILEM TC 162-TDF [35]:**

La résistance en cisaillement d'une poutre en BFM est calculée de la façon suivante :

1-Dalle non précontrainte (F60-P1400)

$$V_{Rd,3} = V_{cd} + V_{fd} + V_{wd}$$

Où  $V_{cd}$  est la contribution du béton, et il est calculé en utilisant l'équation suivante :

$$V_{cd} = \left[ 0.12 K (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma_{cp} \right] b_w d$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.7 \leq 2$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w d} = 0.019 \leq 2 \%$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c} = 7 \text{ MPa}$$

$N_{sd}$  – charge axiale dû à l'effet de précontrainte

$A_c$  - aire transversale effective

$V_{fd}$  – la contribution des fibres, et elle est déterminée de la façon suivante :

$$V_{fd} = 0.7 K_f K_1 \tau_{fd} b_w d$$

$$K_f = 1$$

$$K_1 = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1.7$$

$$\tau_{fd} = 0.12 f_{R,4}$$

$$f_{R,4} = \frac{3 F_{R,4} L}{2 b h^2}$$

$F_{R,4}$  est la charge qui correspond à une flèche de 3 mm comme le montre la figure 1.

$$f_{R,4} = \frac{3 * \frac{30550 + 24120}{2} * 540}{2 * 180 * 180^2} = 3.79 \text{ MPa}$$

$$V_{fd} = 0.7 * 1 * 1.7 * 0.12 * 3.79 * 450 * 400 = 97.41 \text{ kN}$$

$$V_{cd} = \left[ 0.12 * 1.7 * (100 * 0.019 * 50)^{\frac{1}{3}} + 0 \right] * 450 * 400 = 165 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,3} = 165 + 97.41 + 0 = 262.41 \text{ kN}$$

### 2-Dalle précontrainte (F60-P1400)

$$V_{cd} = \left[ 0.12 K (100 \rho_1 f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma_{cp} \right] b_w h$$

$$f_{R,4} = \frac{3 * \frac{36370 + 28930}{2} * 540}{2 * 180 * 180^2} = 4.53 \text{ MPa}$$

$$V_{fd} = 0.7 * 1 * 1.7 * 0.12 * 4.53 * 450 * 400 = 116.43 \text{ kN}$$

$$V_{cd} = \left[ 0.12 * 1.7 * (100 * 0.019 * 49.3)^{\frac{1}{3}} + 0.15 * 7 \right] * 450 * 440 = 165 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,3} = 388.57 + 116.43 + 0 = 505 \text{ kN}$$

La figure 2 montre les charges  $F_{R,4}$ .

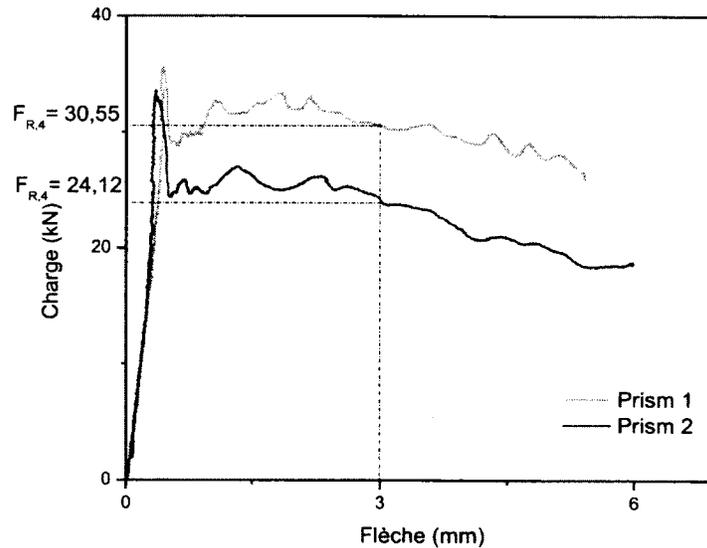


Figure 6-3 : Charges  $F_{R,4}$  qui correspondent à une flèche de 3 mm (F60-P0)

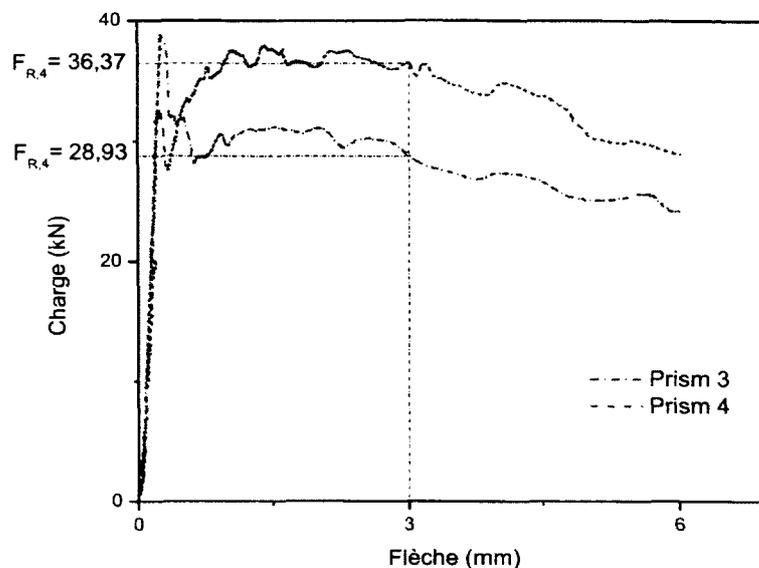


Figure 6-4 : Charges  $F_{R,4}$  qui correspondent à une flèche de 3 mm (F60-P0)

La comparaison des valeurs maximales de la résistance en cisaillement ( $V_{maxexp}$ ) mesurée expérimentalement et ( $V_{maxtheo}$ ) calculé à l'aide du code S6 et le MTQ sont présentées au tableau 6-5. Selon le MTQ (section 8.2.4.3 du code), lors du calcul de la résistance en cisaillement, on néglige la présence de l'armature transversale. On ne tient compte que de la contribution du béton, qui doit être déterminée tout en suivant la méthode générale du chapitre 8 du code S6.

Pour le calcul de la résistance en cisaillement, les coefficients de tenue des matériaux ne sont pas pris en compte ( $\phi_c = \phi_s = \gamma_c = 1$ ).

Tableau 6-5 : Résistance maximale en cisaillement

Dalle	P	$V_{maxexp}$ kN	$M_f$	$\varepsilon_x$	$\beta$	$\theta$	$V_{maxthéo}$ kN	$V_{maxthéo}$ kN	$\frac{V_{maxthéo}}{V_{maxexp}}$	
									S6 et RIL- EM	MTQ et RIL- EM
s0-F0-P0	537	322	116	0.0005	0.23	32.4	303 MTQ	303 S6	0.94	0.94
s250-F0-P0	661	397	143	0.0007	0.19	33.8	255 MTQ	427 S6	1.07	0.64
s250-F0-P1400	1487	893	321	0.0001	0.34	29.7	460 MTQ	632 S6	0.7	0.51
s0-F0-P1400	1383	830	299	0.000	0.4	28.9	530 MTQ	530 S6	0.63	0.63
F60-t1-P1400	1522	913	329	-	-	-	505(RILEM)		0.55	
F60-t2-P1400	1378	827	298	-	-	-	505 (RILEM)		0.61	
F60-P0-1	1097	658	237	-	-	-	262 (RILEM)		0.39	
F60-P0-2	980	588	212	-	-	-	262 (RILEM)		0.44	

Les résultats présentés dans le tableau 6-5 montrent des écarts importants entre les données expérimentales et les prédictions théoriques du guide du MTQ et aussi pour les prédictions de la méthode RILEM. Par contre, ces écarts sont très petits si on les compare avec le code S6, qui donne des valeurs très proches de l'expérimental pour les dalles non fibrées et non précontraintes.

Concernant la dalle témoin s0-F0-P0, les prédictions théoriques des deux codes (MTQ et S6) sous-estiment légèrement la résistance en cisaillement. Ainsi que pour la dalle précontrainte non fibrée, les valeurs expérimentales sont nettement plus élevées que celles obtenues par le code S6. En revanche, si on considère les prédictions du guide MTQ, et de la RILEM l'écart est encore plus significatif.

Il est aussi intéressant de constater qu'en soustrayant la résistance de la dalle fibrée à la dalle non fibrée sans armature, on obtient  $623-322 = 301$  kN dans le cas des dalles non précontrainte, et  $870-830 = 60$  kN dans le cas des dalles précontraintes. La valeur de 60 kN correspond à la valeur du RILEM mais pas la valeur de 301 kN. Il est donc difficile de conclure sur la méthode RILEM pour les dalles fibrées.

## 7 Conclusion

Le but de la présente recherche était de développer une dalle structurale précontrainte sans armature passive et d'étudier les ancrages sur ces dalles. Les objectifs spécifiques consistaient à :

- Évaluer l'influence de l'ajout de fibres sur le comportement en cisaillement tout en comparant les dalles fibrées et non fibrées.
- Étudier la possibilité de remplacer l'armature transversale minimale de cisaillement exigée par le MTQ par des fibres métalliques.
- Étudier la capacité de la zone d'ancrage des spécimens renforcés de fibres métalliques pour savoir si cette zone d'ancrage pouvant résister aux efforts de régularisation, d'éclatement et de surface avec fibres uniquement, et donc sans mettre en place de l'armature transversale locale.

La réalisation de ces objectifs reposait sur des investigations expérimentales conduites au laboratoire de structure de l'Université de Sherbrooke. Pour cela nous avons commencé par des tests de caractérisation de matériau, tel l'essai de compression, l'essai de flexion trois-points et l'essai de compression sur le bloc d'ancrage. Quatre dalles ont été construites, deux dalles renforcées de fibres métalliques, et deux non fibrées pour des fins comparatives, pour un total de 8 essais en cisaillement (2 par dalle). Les résultats des essais ont indiqué que la rupture de toutes les dalles était par cisaillement, sauf une seule dalle qui a rompu dans la zone médiane.

Les avantages apportés par l'ajout de fibres métalliques sont les suivants :

- On peut remplacer l'armature transversale exigée par le MTQ par 0.75 % de fibres métalliques puisque ces dernières améliorent d'une façon significative la

résistance en cisaillement des dalles et procurent une ductilité plus ou moins similaire.

- La formation de la première fissure est retardée, et même si elles apparaissent elles restent toujours fines avec l'ajout de fibres.
- L'armature de confinement pour les zones d'ancrage peut être remplacée par des fibres métalliques.
- Une amélioration marginale de la rigidité est constatée.
- Dans les essais de flexion trois-points, on voit une nette amélioration de la résistance postfissuration.

Un calcul prédictif de la résistance en cisaillement des dalles testées a été effectué tout en utilisant les méthodes prescrites au chapitre 3. La comparaison de ces méthodes avec les données expérimentales obtenues montrent des écarts importants entre les données expérimentales et les prédictions théoriques du guide du MTQ qui semblent très sécuritaires. Par contre, ces écarts sont très petits (de l'ordre de 0.94% et 1.07 %) si on les compare avec les prédictions du code S6, qui donne des valeurs très proches de l'expérimental pour les dalles non fibrées. La méthode RILEM pour les dalles fibrées ne semble pas satisfaisante et sous-estime largement la capacité en cisaillement des dalles, de même que l'apport des fibres à la résistance.

Pour les recherches futures, il est recommandé de mener des travaux expérimentaux plus ciblés afin d'étudier des aspects qui sont encore moins bien connus tels que le comportement en cisaillement des dalles structurales avec l'utilisation de différentes dimensions tout en variant les pourcentages et les types de fibres, le rapport a/d et la précontrainte.

## Références

- [1] A.Bélangier (2000), *Conception de dalles de ponts avec armature réduite et béton de fibres d'acier*, Mémoire de maîtrise, Département des génies civil, géologiques et des mines, École Polytechnique de Montréal, 251 p.
- [2] Association Béton Québec (2005), *Guide de bonnes pratiques pour l'utilisation des fibres dans le béton*, Bibliothèque nationale du Québec, ISBN 2-923379-00-4.
- [3] ACI Committee 544 (1999), *Design consideration for steel fiber reinforced concrete*, American Concrete Institute, pp.1-18.
- [4] D.R.Sahoo et S.H.Chao (2010), *Use of steel fiber reinforced concrete for enhanced performance of deep beams with large openings*, Department of civil engineering, University of Texas, pp.1981-1990.
- [5] Y.K Kwak, M.O.Eberhard, W.S.Kim et J.Kim (2002), *Shear strength of steel fiber-reinforced concrete beams without stirrups*, ACI Structural Journal, Vol. 99, No. 4, pp. 530-538.
- [6] G.Russo, G.Somma et D.Mitri (2005), *Shear strength analysis and prediction for reinforced concrete beams without stirrups*, Journal of Structural Engineering, Vol. 131, No. 1, pp. 66-74.
- [7] O.Unal, F.Demir, T.Uygunoglu (2007), *Fuzzy logic approach to predict stress-strain curves of steel fiber-reinforced concretes in compression*. Afyon Kocatepe University, Construction Department, Turkey, Volume 42, Issue 10, pp. 3589-3595.
- [8] A.Sivakumar et M.Santhanam (2007), *Mechanical properties of high strength concrete reinforced with metallic and non-metallic fibres*. Department of Civil Engineering, IIT Madras, Chennai 600 036, India, Volume 29, Issue 8, pp. 603-608.

- [9] B.B.Barragan, R.Getta, M.A.Martin et P.L.Zerbino (2002), *Uniaxial tension test for steel fibre reinforced concrete a parametric study*. Department of Construction Engineering, Structural Technology Laboratory, Universitat Politecnica de Catalunya, ETSECCPB, Barcelona, Spain, Volume 25, Issue 7, pp.767-777.
- [10] J.L.Granju et S.U.Balouch (2005), *Corrosion of steel fibre reinforced concrete from the cracks*, Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions, INSA, Toulouse, France, pp.572-577.
- [11] P.Casanova (1995), *Béton renforcés de fibres métalliques : du matériau à la structure*, Thèse de Doctorat, École Nationale des ponts et chaussées, 203 p.
- [12] P.S.Mangat et K.Gurusamy (1987), *Long-term properties of steel fibre reinforced marine concrete*, Department of Engineering, University of Aberdeen, Aberdeen, Scotland, Volume 20, pp.273-282.
- [13] B.Bissonnette, Y.Therrien, R.Pleau, M.Pigeon et F.Saucier (2000), *Les bétons renforcés de fibres d'acier et la Multifissuration*. Centre de recherche interuniversitaire sur le béton (CRIB), Département de génie civil, Université Laval, Québec, QC G1K 7P4, Canada, pp.774-784.
- [14] S.Yazıcı, G.Inan et V.Tabak. (2007), *Effect of aspect ratio and volume fraction of steel fiber on the mechanical properties of SFRC*. Civil Engineering Department, Ege University, 35100 Izmir, Turkey, Volume 21, Issue 6, pp.1250-1253.
- [15] D.Bastien (2004), *Utilisation structurale du béton fibré pour la conception des dalles de pont*, Mémoire de Maitrise, Université de Montréal, Département de Génie Civil, Géologique et des Mines, 167 p.
- [16] P.Rossi (1998), *Les bétons de fibres métalliques*, Paris, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 309 p.

- [17] N.V.Chanh (2005), *Steel fiber reinforced concrete*, Faculty of Civil Engineering, University of Technology, pp. 108-116.
- [18] H.Aoud (2007), *Structural behaviour of steel fibre reinforced concrete members*, Thèse de Doctorat, Department of civil Engineering and Applied Mechanic, MacGill University, 269 p.
- [19] C.Cucchiara, L.L.Mendola et M.Papia (2004), *Effectivness of stirrups and steel fibres as shear reinforcement*, Cement and Concrete Composite, Vol. 26, No. 7, pp. 777-786.
- [20] R.Bouras, S.Kacis et J.C.Roth (2006), *Approche théorique et expérimentale du comportement rhéologique des bétons de fibres métalliques à l'état frais*, Facultés de Genie et de la Construction, Laboratoire de Physique et Mécanique des Matériaux, Université de Metz, Ile du Saulcy, Volume 9, pp. 22-27.
- [21] Q.S.Wang, X.Li, G.Zhao, P.Chao et J.Yao (2008), *Experiment on mechanical properties of steel fiber reinforced concrete and application in deep underground engineering*, Henan Polytechnic University, Jiaozuo, Henan, China, Volume 18, Issue 1, pp. 64-81.
- [22] Z.L.Wang, Y.S.Liu et R.F.Shen (2008), *Stress-strain relationship of steel fiber-reinforced concrete under dynamic compression*, School of civil engineering and architecture, east China Jiaotong University, Nanchang, China, Volume 22, Issue 5, pp.811-819.
- [23] S.Nolet (2002), *Comportement des dalles de pont fortement sollicitées par les surcharges routières*, Mémoire de Maitrise, Université de Montréal, Département de Génie Civil, Géologique et des Mines, 246 p.
- [24] J.A.O.Barros, V.M.C.F.Cunha, A.F.Ribeiro et J.A.B.Antunes (2004), *Post cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete (RILEM Recommendation)*, RILEM TC 162-TDF, pp.547-556.

- [25] ASTM (2008), *Standard test method for flexural performance of fiber reinforced concrete (using beam with third point loading)*, Committee C 1609/C 1609M-07, pp.832-840.
- [26] S. Elavenil et C.M. Samuel Knight (2007), *Behaviour of steel fibre reinforced concrete beams and plates under static load*, Journal of research in Science, computing and Engineering, Vol 4, No.3, pp.11-28
- [27] A.R.Khaloo et M.Afshari (2005), *Flexural behaviour of small steel fibre reinforced concrete slabs*. Department of civil Engineering, Sharif University of technology, Tehran, Iran. Volume 27, Issue 1, pp.141-149
- [28] D.H. Lim et B.H. Oh (1999), *Experimental and theoretical investigation on the shear of steel fibre reinforced concrete beams*, Engineering Structures, Vol. 21, No. 10, pp. 937-944.
- [29] F.Majdzadeh, S.M.Soleimani et N.Banthia (2006), *Shear strength of reinforced concrete beams with a fiber concrete mix*, NRC Research Press, Vol. 33, pp. 726-734.
- [30] A.Hassan, M.Kawakami, K.Niitani et T.Yoshioka (2002), *An experimental investigation of steel-free deck slabs*. Department of Civil and Environmental Engineering, Akita University, Tegata,Gakuen-cho, Akita 010-8502, Japan. Volume 29, pp.831-841.
- [31] Transport Québec (2008), *Manuel de conception des structures*, Québec, Bibliothèque et archives nationales du Québec, octobre 2008, 360 p.
- [32] Association canadienne de normalisation (2006), *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, Mississauga, Canadian standards association, Novembre 2006, 809 p.
- [33] H.Oh (1992), *Flexural analysis of reinforced concrete beams containing steel fibers*, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol.118, No 10, pp.2821-2836.

[34] R.N.Swamy, R.Jones et A.T.P.Chiam (1993), *Influence of steel fibers on the shear resistance of light weight concrete I-Beam*, ACI Structural Journal, Vol. 90, No. 1, pp. 103-114.

[35] RILEM TC 162-TDF (2003), *Test and design methods for steel fibre reinforced concrete*, Material and structures, Vol. 36, October, pp. 560-567.