



UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté de Génie de la Construction

Département de Génie Civil



Mémoire de Magistère

Spécialité : Génie Civil

Option : modélisation et calcul non linéaire

Présenté par :

M^{lle} HAMRI Amel

Ingénieur d'état en génie civil

THEME :

***Influence des fibres sur la résistance et la rupture
à l'effort tranchant des éléments de structures***

Devant le jury d'examen composé de :

MEHADDENE Rachid	Professeur	UMMTO	Président
BOUAFIA Youcef	Professeur	UMMTO	Rapporteur
DAHMANI Lahlou	Professeur	UMMTO	Examineur
SAAD Mohammed	Maître de conférences A	UMMTO	Examineur
DJEBALI Said	Maître de conférences B	UMMTO	Invité

Soutenu le : 06 /06 /2015

Remerciements

Je tiens d'abord à exprimer mes respectueux remerciements envers Monsieur le professeur Youcef. BOUAFIA, pour avoir proposé et dirigé ce mémoire, aussi pour son aide précieuse, sa grande disponibilité et ces conseils qui m'ont permis d'élaborer ce travail.

Je tiens à remercier le directeur de la société nationale des véhicules industriels (SNVI) de Ruiba à Alger, ainsi que Mr BENAKLI Atmane, pour m'avoir facilité la tâche de récupération des déchets d'usinage des pièces en aciers « copeaux », afin de pouvoir réaliser cette étude expérimentale.

Mes remerciements et ma sympathie vont également aux techniciens du laboratoire de Génie Civil de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou M^{me} MEDJBER Fadhila, Mr BOUHERAOUA Rachid et Mr MAMOUCHE Mohand pour leurs aides précieuses dans la réalisation de la partie expérimentale et leurs encouragements.

Un grand merci à mes collègues de promotion, pour leur précieuse aide durant la réalisation des essais expérimentaux. Aussi, je rends hommage à toute ma famille et amis pour le soutien qu'ils m'ont apporté durant toutes ces années d'étude.

J'adresse enfin mes respectueux remerciements aux membres de jury qui me font l'honneur d'accepter de juger ce travail.

Dédicaces

*Je dédie cet humble travail à la mémoire de mon regretté grand père **Rabah**,
que dieu l'accueil dans son vaste paradis.*

A mes chers parents ;

*A ma grande mère **Fatma** et ma tante **Farida** ;*

*A ma très chère sœur **Meriem** et à mes frères **Sidali** et **Hakim** ;*

A mon fiancer ;

*A toute la famille **HAMRI** et **LIASSINE** ;*

A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à accomplir ce modeste travail...

SOMMAIRE

Introduction générale	1
I. SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE	
Introduction.....	3
I.1. Généralités sur les bétons de fibres	4
1. Les bétons de fibres	4
1.1. Historique	4
1.2. Définition du béton de fibres.....	5
2. Les fibres.....	5
2.1. Différents types de fibres.....	5
2.1.1. Fibres organiques.....	5
2.1.2. Fibres non organique.....	6
2.2. Rôle des fibres.....	7
2.3. Principe d'action des fibres.....	9
2.4. Action des fibres métalliques sur le béton à l'état frais.....	10
2.5. Comportement mécanique des bétons renforcés de fibres.....	11
3. Mise en œuvre du béton renforcé de fibres.....	13
3.1. Composition du béton de fibres.....	13
3.2. Formulation du béton de fibres.....	15
4. Domaine d'utilisation du béton renforcé de fibres.....	16
I.2. Propriétés physiques et mécaniques des bétons de fibres	18
1. Influence des fibres sur les principales caractéristiques du béton.....	18
1.1. Résistance à la compression.....	18
1.2. Résistance à la traction.....	18
1.3. Résistance à la traction par flexion.....	19
1.4. Résistance à la traction par fendage.....	19
1.5. Résistance au cisaillement.....	20
I.3. Rappel du mécanisme de fonctionnement d'une poutre en flexion et à l'effort tranchant	21
1. Comportement globale d'une poutre en béton armé en flexion.....	21
2. Différents mécanisme de rupture.....	23

2.1. Rupture par plastification de l'armature tendue (due à la flexion).....	23
2.2. Rupture par compression du béton associée à la plastification de l'armature tendue.....	23
2.3. Rupture due à la contrainte principale oblique.....	24
2.4. Rupture due à la compression par cisaillement.....	24
2.5. Rupture due à la perte d'adhérence par cisaillement.....	25
3. Paramètres influençant le comportement d'une poutre fléchie.....	25
4. Comportement d'une poutre à l'effort tranchant.....	26
4.1. Avant fissuration.....	26
4.2. Après fissuration.....	28
5. Effet des fibres sur le comportement d'une poutre en béton armé en flexion et à l'effort tranchant.....	32
5.1. Effet des fibres sur le comportement global en flexion.....	32
5.2. Effet des fibres sur la résistance à l'effort tranchant.....	32
5.3. Effet des fibres sur la fissuration et le mode rupture.....	34
I.4. Quelques essais sur le comportement des poutres à l'effort tranchant.....	36
1. Essai de l'université of Thrace, « Grèce ».....	36
2. Essai de l'université de São Paulo, « Brésil ».....	39
3. Essai de l'université de « South Korea ».....	42
4. Essai de l'université de North Carolina state Etat Unis « USA ».....	46
5. Travaux de T.M.Roberts et N.L.Ho.....	53
II. ETUDE EXPERIMENTALE	
Introduction.....	57
II.1. Etude de la formulation de béton.....	59
II.1.1. Formulation du béton ordinaire.....	59
1. Introduction.....	59
2. Les différents constituants du béton.....	59
2.1. Les liants.....	59
2.2. Les sables.....	59
2.3. Les granulats.....	60
2.4. L'eau de gâchage.....	61
2.5. Les adjuvants.....	61

3. Analyse granulométrique.....	62
3.1. Principe de l'essai.....	62
3.2. Préparation de l'échantillon.....	62
3.3. Description de l'essai.....	62
3.4. Masse volumique absolu et apparente.....	65
3.5. Coefficient d'absorption (NF P18-554).....	66
3.6. Module de finesse.....	66
4. Formulation du béton ordinaire par la méthode de Dreux-Gorisse.....	67
4.1. Principe de la méthode.....	67
4.2. Dosage en eau et en ciment.....	68
4.3. Tracé de la courbe granulaire de référence.....	70
4.4. Tracé des lignes de partage.....	71
4.5. Coefficient de compacité.....	71
4.6. Dosage des granulats.....	72
5. Conclusion.....	73
II.1.2. Optimisation du béton de fibre.....	74
1. Introduction.....	74
2. Mesure de l'ouvrabilité du béton armé de fibres métalliques.....	75
2.1. Description de l'appareil « maniabilimètre » du LCPC.....	75
2.2. Préparation et mesure de l'ouvrabilité du béton de fibres.....	75
2.3. Résultats et discussions.....	78
2.3.1. Résultats.....	78
2.3.2. Discussions.....	80
3. Conclusion.....	80
II.2. Caractérisation mécanique du béton de fibres.....	83
II.2.1. caractérisation par l'essai de compression	83
1. Introduction.....	83
2. Principe de l'essai.....	83
3. Résultats et discussions.....	84
3.1. Influence du pourcentage des fibres.....	84
3.2. Influence de la longueur des fibres (effet de l/d).....	86
4. Photos des essais de compression.....	88
5. Conclusion.....	91

II.2.2. caractérisation par l'essai de flexion a trois et quatre points...	92
1. Introduction.....	92
2. Principe de l'essai.....	92
3. Résultats et discussion.....	93
2.2. Résultat et discussion pour l'essai de flexion à trois points.....	93
2.3. Résultat et discussion pour l'essai de flexion à quatre points.....	98
4. Résistance a la traction et capacité portante résiduelle du béton renforcé par des copeaux.....	100
5. Les modes de rupture observés.....	101
6. Conclusion.....	101
II.2.3. caractérisation par l'essai de fendage.....	102
1. Introduction.....	102
2. Principe de l'essai.....	102
3. Résultats et discussion.....	103
4. Conclusion.....	105
II.2.4. caractérisation par l'essai de traction directe.....	106
1. Introduction.....	106
2. Procédure expérimentale.....	106
2.1. Géométries des éprouvettes.....	106
2.2. Principe de l'essai.....	107
3. Résultats et discussions.....	108
3.1. Influence du pourcentage des fibres.....	109
3.2. Influence de la longueur des fibres (effet de l/d).....	112
4. Processus de rupture.....	114
5. Conclusion.....	117
II.2.5. caractérisation par l'essai de cisaillement.....	118
1. Introduction.....	118
2. Calcul de la charge de rupture.....	118
2.1. Calcul en flexion.....	118
2.2. Calcul à la rupture par effort tranchant.....	119
2.3. Calcul selon le BAEL 91.....	121
2.4. Calcul selon la formule du BPEL 90.....	121
2.5. Calcul selon le modèle empirique de KORDINA.....	122
2.6. Calcul selon la formule simplifiée du CEB [BOU. 91].....	124

3. Procédure expérimentale.....	125
3.2. Principe de l'essai.....	125
3.3. Résultats et interprétation.....	128
4. Contribution du béton de fibre à la résistance à l'effort tranchant.....	131
5. Photos et modes de ruptures.....	136
6. Conclusion.....	139
Conclusion générale.....	141
Références bibliographiques.....	143

Résumé :

Dans la présente étude expérimentale, nous nous intéressons à l'étude du comportement mécanique du béton fibré et du béton armé renforcé de fibres. Les fibres en question sont des copeaux métalliques de forme ondulée issus des déchets d'usinage des pièces en acier. Les copeaux sont fournis par la société nationale des véhicules industriels de Rouiba à Alger (SNVI). Les fibres utilisées sont coupées en longueurs de 30 mm avec quatre ondulations et 50 mm avec quatre et huit ondulations. Une fraction volumique en fibres de 0.6% et 0.8% est utilisée pour chaque longueur de fibres.

L'objectif de l'étude expérimentale est de déterminer la composition optimale du béton renforcé de fibres. Il s'agit alors de faire varier les différentes proportions de granulats et de sable en fonction du pourcentage de fibres. Un temps d'écoulement est déduit des essais au maniabilimètre en utilisant la méthode de Baron-Lesage. La caractérisation du comportement mécanique du béton de fibres par les essais mécaniques de : compression, traction directe, flexion 3 points et 4 points, et fendage est effectuée. Il s'agit aussi de caractériser le comportement mécanique des poutres en béton armé renforcé de fibres métalliques par l'essai de rupture à l'effort tranchant (cisaillement). Ceci nous a permis d'évaluer l'apport des fibres vis-à-vis de la résistance à l'effort tranchant et la possibilité de substitution de quelque cadre d'effort tranchant par des fibres.

Mots clés : Béton - Fibres - Copeaux- Effort tranchant - Rupture.

Abstract

In the present experimental study, we are concerned with the study of the mechanical behavior of fiber-reinforced concrete and reinforced concrete reinforced with fibers. The fibers in question are metallic chips of a corrugated shape from the machining waste of steel parts. The chips are provided by the National Society of Industrial vehicles Rouiba Algiers (SNVI). The used fibers are cut into 30 mm lengths with four undulations, and 50 mm with four and eight undulations. A fiber volume fraction of 0.6% and 0.8% is used for each length of fiber.

The objective of the experimental study is to determine the optimal composition of fiber reinforced concrete. It is then possible to vary the different proportions of aggregates and sand according to the percentage of fibers. A flow time is deducted from workability tests using the method of Baron-Lesage. The characterization of the mechanical behavior of reinforced concrete by mechanical tests: compression, direct tension, bending 3 points and 4 points, and splitting is performed. The mechanical behavior of concrete beams reinforced with metal fibers is studied by a shear test at break. This allowed us to assess fiber contribution vis-à-vis the resistance to shear and the possibility of substitution of some framework of shear with fibers.

Key words: Concrete - Chips - Shavings- Shear - Failure.

INTRODUCTION GENERALE

Introduction générale

Depuis le début des années soixante beaucoup de recherches sont faites sur le béton de fibres, notamment en ce qui concerne ses propriétés mécaniques et le procédé de sa mise en œuvre. Il ressort de ces travaux [ROM. 63] que ce composite présente une bonne résistance à la traction et surtout un comportement ductile après la première fissuration. De part ses propriétés, l'utilisation du béton de fibres est orientée principalement vers la réalisation d'éléments et plaques minces telles que ; les dallages industriels, les routes, les pistes d'aéroport, les murs de soutènement, les pieux, les murs de façade...

Les fibres utilisées comme moyen de renforcement du béton sont les fibres en acier, verre, fonte, polypropylène et matière plastique. Cependant, les plus utilisées sont les fibres métalliques.

Ce présent travail, porte sur la caractérisation des éléments de structures en béton de fibres métalliques et vise surtout l'utilisation des déchets d'usinage des pièces en acier : possibilité de recyclage des copeaux comme renfort pour le béton. Pour cela, une évaluation de l'apport en termes de comportement et de caractéristiques mécaniques engendré par l'incorporation des copeaux dans le béton est effectuée.

Avant d'entamer l'étude expérimentale, il est nécessaire de faire une synthèse bibliographique concernant le béton de fibres. Nous exposons dans l'étude bibliographique, après un bref historique, la technologie du béton de fibres (fibres utilisées, formulation du béton de fibres, applications potentielles de ces bétons, etc.) et ses principales caractéristiques physiques et mécaniques. Nous nous intéressons ensuite au comportement mécanique du composite et nous terminons par la présentation de quelques essais sur le comportement des poutres à l'effort tranchant.

Le programme de recherche expérimentale dont l'objectif principal est de montrer que les copeaux peuvent être utilisés comme renforts dans le béton, englobe les points suivants :

- détermination de la composition de la matrice en béton ;
- optimisation de la composition du béton fibré ;

- caractérisation du comportement mécanique du béton de fibres par les essais mécaniques conventionnels (essai de compression simple, essai de traction par flexion trois points et quatre points, essai de traction par fendage, essai de traction directe et essai de cisaillement).

Nous commençons l'étude expérimentale par la détermination de la composition optimale du béton renforcé par des copeaux. Cette étape consiste à fixer, en fonction du pourcentage de copeaux, les proportions optimales des divers constituants du béton (sable, graviers, ciment, eau, fluidifiant) lui garantissant une bonne ouvrabilité et possédant, après durcissement, de bonnes caractéristiques (bonne étanchéité, bonne résistance mécanique, faible retrait, bonne durabilité...). Ces copeaux, classés dans la catégorie des fibres métalliques fonctionnant par ancrage, sont fournis par la société nationale de véhicules industriels de Rouiba (S.N.V.I.).

Après l'optimisation de la composition du béton renforcé par des copeaux, nous abordons l'étude de son comportement mécanique par l'essai de traction directe. Cet essai, le plus représentatif du phénomène de la traction, est très délicat à réaliser ; c'est pour cela qu'il est souvent remplacé par l'essai de flexion ou de fendage.

La caractérisation mécanique du béton de fibres par l'essai de traction directe est suivie de la caractérisation par les essais de compression simple, de flexion et de fendage. Les caractéristiques mécaniques de traction déterminées indirectement avec ces trois essais sont confrontées à celles obtenues par l'essai de traction directe afin de vérifier les corrélations entre :

- la résistance par traction et la résistance par compression,
- la résistance par traction et la résistance par flexion,
- la résistance par traction et la résistance par fendage.

La vérification de ces corrélations nous permet de valider les résultats de l'essai de traction directe.

Des essais de rupture des éléments de poutre sont aussi réalisés ; des ruptures en flexion et à l'effort tranchant sont obtenues sur des poutres de longueur 1,20 mètre. Ces poutres sont soit armées, soit armées et renforcées par ces fibres. Les résultats obtenus ont permis d'apprécier l'apport de ces fibres en termes de résistance et d'augmentation possible de la charge de rupture.

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

I. Synthèse bibliographique

Introduction

En 1910, s'inspirant du concept de l'utilisation des fibres pour améliorer le comportement des matériaux fragiles (briques en terre armées de paille, plâtre armé de filasse, ciment renforcé de fibres d'amiante,...), H.F. Porter [POR. 90] appliqua ce procédé pour le béton et signala que les propriétés physiques du béton pouvaient être considérablement améliorées en y ajoutant des clous. Pour augmenter la résistance du béton à la fissuration et à l'usure, il a aussi proposé l'utilisation des copeaux métalliques comme renfort. Par la suite, une série de brevets ont été établis par J. Graham (1910), Weakly (1912), Fickley (1914). Depuis le début des années soixante beaucoup de recherches ont été faites sur le béton de fibres, notamment en ce qui concerne ses propriétés mécaniques et le procédé de sa mise en œuvre. L'utilisation des fibres comme moyen de renforcement du béton ne s'est pas limité uniquement aux fibres d'acier. Des fibres de verre, en matière plastique, de fonte et de polypropylène ont été utilisées. Ce type de renforcement par des clous fut alors abandonné au profit des armatures filantes.

I.1. Généralités sur les bétons de fibres

1. Les bétons de fibres

1.1. Historique

Le béton, depuis son origine, a été réalisé à partir des composants de base qui sont: le ciment, l'eau et les granulats. Le ciment, avec une taille de grains comprise entre 1 et 100 micromètres, constitue la phase liante des éléments du béton. Ces éléments sont le sable, avec une taille de grains comprise entre 1 et 5 mm et les granulats ou graviers de grosseur comprise entre 5 et 25 mm. Les romains le confectionnaient à partir de la chaux, de céramique écrasée et de sable volcanique.

En 1910, s'inspirant du concept de l'utilisation des fibres pour améliorer le comportement des matériaux fragiles (briques en terre armées de paille, plâtre armé de filasse, ciment renforcé de fibres d'amiante, etc. [MEH. 86, ANT. 85, COM. 84, BRA. 80]), H.F. Porter a suggéré pour la première fois l'utilisation de fibres métalliques dans le béton dans l'optique d'améliorer les performances mécaniques du béton [NAA. 85, FRI. 09]. Par la suite une série de brevets ont été établis par J. Graham (1910), Weakly (1912), Fickley (1914). Les fibres sont ajoutées dans la matrice dans le but de contrôler la fissuration, d'empêcher la coalescence des fissures et de changer le comportement du matériau renforcé de fibres en cousant les fissures [AYD. 07]. Cependant, le béton renforcé de fibres métalliques (BFM), en tant que matériau dans les applications industrielles, a vu le jour aux Etats-Unis au début des années 60 suite aux travaux de [ROM. 63]. Il était produit en utilisant du ciment hydraulique classique, des granulats (sable et gravier), de l'eau et des fibres. Afin d'améliorer la maniabilité et la stabilité du béton renforcé de fibres, un superplastifiant peut également être ajouté dans le mélange. Ce béton n'est pas considéré comme un substitut du béton ordinaire, mais comme un matériau de type différent.

A partir de l'année 1970, il s'est produit une sorte de réveil dans le domaine de la technologie des bétons renforcés de fibres. L'amélioration de certaines propriétés spécifiques des bétons renforcés de fibres a permis leur utilisation de façon permanente dans des applications industrielles. Mais aujourd'hui, avec le développement des moyens expérimentaux, l'utilisation de ce type de matériaux s'est orientée vers les structures présentant des phénomènes de fissuration avec des bétons traditionnels. Le premier article dans ce concept peut être attribué à Lankard et Sheets [LAN. 71]. Dans cet article, ces auteurs confirment que l'ajout de 1% à 2% de fibres au béton réfractaire entraîne une amélioration significative de sa résistance, de sa ténacité et de sa durabilité.

1.2. Définition du béton de fibres

Un béton armé de fibres est un mélange contenant une répartition de fibres discontinues dans une matrice de béton traditionnel. Les fibres sont assimilables à un granulat spécial, susceptible d'améliorer légèrement la résistance à la traction du matériau et de ralentir la propagation des fissures. En pontant les fissures, les fibres améliorent le comportement post fissuration de la matrice en maintenant une forte portance pendant l'accroissement des déformations [ABS. 94, DJE. 11].

Le béton renforcé de fibres métalliques est un matériau composite dont les propriétés mécaniques résultent de la combinaison des propriétés du béton, des fibres et de l'interface entre les matériaux. D'un point de vue simplifié, les composites sont constitués de trois phases : la matrice, les fibres de renfort et les zones de transition (interface fibre – matrice). La diversité des composites est essentiellement due à la variabilité du renfort fibreux qui peut être différencié selon son aspect géométrique (fibres courtes, longues, droites, ondulées, ...) ou le type du matériau constitutif (fibres polymériques, naturelles, métalliques, de verre...).

2. Les fibres

2.1. Différents types de fibres

Les fibres sont classées selon leur origine (naturelle, synthétique ou artificielle), leur forme (droite, ondulée, aiguille, ...etc.), leurs dimensions (macro ou microfibres) et leurs propriétés mécaniques. Les principales fibres utilisées sont les fibres organiques et les fibres inorganiques [DJE. 11].

2.1.1. Fibres organiques

Ces fibres ne sont pas utilisées pour renforcer le béton, vu que leurs caractéristiques mécaniques sont inférieures à celles du béton. Elles sont par contre mieux adaptées pour le renforcement des sols, notamment dans le corps des chaussées [DJE. 11], nous pouvons citer :

- *Les fibres végétales et animales* : la principale fibre végétale est la cellulose qui résiste aux alcalis. Les fibres végétales résistent aussi à la plupart des acides organiques mais sont détruites par les acides minéraux forts. Elles sont souvent utilisées dans la fabrication du papier et dans les panneaux de construction (fibres de bois).

- *Les fibres synthétiques* : cette famille regroupe plusieurs types de fibres comme le nylon, le polypropylène, l'acrylique, le polyester ...etc. Elles sont dérivées de la cellulose naturelle. Aujourd'hui, la plupart des fibres synthétiques proviennent de produits dérivés du pétrole et de polymères dont la structure ressemble à celle des matières plastiques. La première fibre plastique commercialisée avec succès est le nylon, date de 1938. Depuis, de nombreuses fibres synthétiques, dont les fibres acryliques, l'aramide et le polystyrène sont apparus.

2.1.2. Fibres non organique

Ces fibres ont une bonne résistance à la traction et un module d'élasticité élevé, comparativement à la matrice. Dans cette catégorie de fibres, nous pouvons citer :



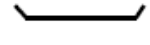


- *Les fibres minérales* : Elles regroupent plusieurs sortes de fibres (amiante, alumine ...etc.). Elles sont utilisées en grande quantité dans plusieurs applications traditionnelles. Les fibres d'amiante autrefois utilisées pour l'isolation, se sont aujourd'hui révélées cancérogènes.

- *Les fibres artificielles* : Ce type de fibres est le plus utilisé dans le domaine industriel en général et dans le domaine du génie civil en particulier. Il regroupe les fibres de verre, les fibres de carbone, les fibres métalliques et autres. Elles sont aujourd'hui les plus répandues dans l'industrie de la construction.

Les principales fibres utilisées pour renforcer les mortiers et les bétons sont les fibres métalliques. Ce type de fibres, qui regroupe les fibres d'acier et les fibres de fonte amorphe, a été et reste encore un objet de recherches très important. Les propriétés mécaniques du béton renforcé par ces fibres sont influencées par la résistance d'adhésion inter faciale fibre - matrice. Les fabricants des fibres d'acier ont essayé d'améliorer l'adhérence en jouant sur l'irrégularité de la surface de la fibre, ce qui les a conduits aux nombreuses variétés de fibres qui se différencient les unes des autres par leurs diamètres, leurs sections (ronde, carrée, rectangulaire), leurs longueurs et leurs modes d'opération. Les diamètres des fibres d'acier varient généralement entre 0.1 et 0.7 mm, avec des longueurs de 10 à 70 mm [DJE. 11]. Les fibres métalliques sont classées en deux catégories :

- Les fibres fonctionnant par adhérence, de forme généralement plate, ayant une surface spécifique importante. Elles sont peu ductiles. Leur principal apport est la limitation de l'ouverture des fissures.

- Les fibres fonctionnant par ancrage, de forme cylindrique en acier tréfilé, ayant un comportement ductile. L'ancrage est assuré par des crochets aux extrémités de la fibre ou par la forme ondulée de la fibre. Ces fibres confèrent une bonne ductilité au béton car elles ont une capacité de reprise d'efforts importante lorsque les fissures sont assez ouvertes. Quelques types de fibres couramment usitées sont donnés dans le tableau I.1 suivant :

Type de fibre	Forme/ géométrie	Matière constituante	R_t $\times 10^2$ [MPa]	E $\times 10^5$ [MPa]	L [mm]	l [mm]	D [mm]	e [mm]
Bekaert Dramix ZC50/50		Fil d'acier étiré à froid	11	2	50	0,5
Eurosteel 50/80 60/100		Acier tréfilé à moins de 0.15% C	14	2	50 60		0,8 à 1
Twincon E à 2 têtes		Acier tréfilé	12	2	54	1
Pont à Mousson		Fonte amorphe à 5% de Cr	20	1,4	60	1,5 à 2	0,03
Harex		Obtenues par le fraisage de blocs d'acier.	7	2	32	2	0,25

R_t : résistance à la traction du matériau de la fibre, E : module d'élasticité à la traction du matériau de la fibre, L : Longueur, l : Largeur, D : Diamètre, e : Epaisseur.

Tableau I.1 : Caractéristiques des fibres couramment utilisées [BOUZ. 03].

2.2. Rôle des fibres

Au début, les chercheurs ont essayé, par l'addition des fibres, d'augmenter les caractéristiques mécaniques du béton, comme la résistance à la compression et la résistance à la flexion, mais le résultat obtenu était limité [SOK. 04]. Il a été constaté que le rôle principal des fibres dans un matériau cimentaire peut-être apprécié sous deux volets :

- Le contrôle de la propagation d'une fissure dans un matériau en état de service en réduisant l'ouverture des fissures, comme schématiquement illustré par la Figure I.1-a.
- La transformation du comportement fragile d'un matériau en un comportement ductile qui accroît la sécurité lors des états de chargement ultimes (Figure I.1-b).

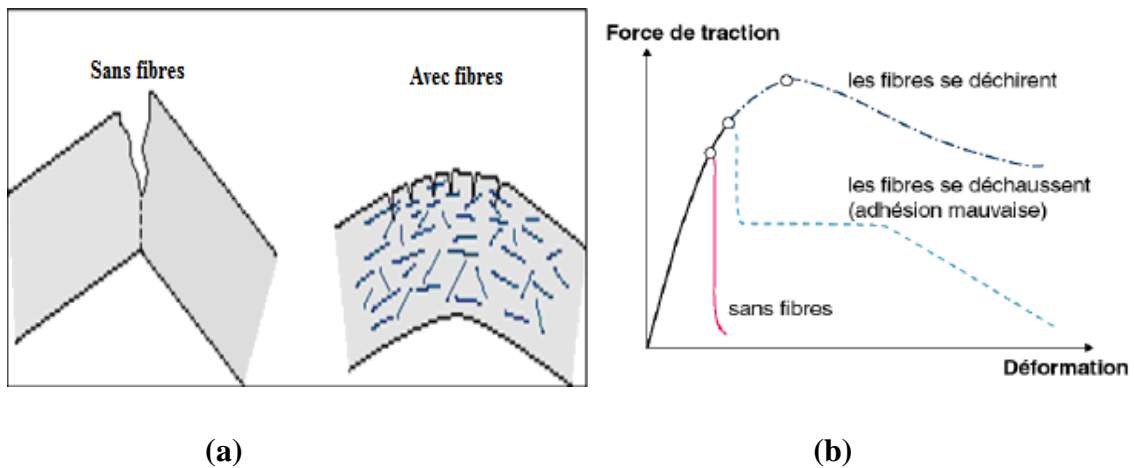


Figure I.1 : Illustration de l'apport du renfort par des fibres [COT. 96].

Les fibres ont généralement pour rôle de renforcer la structure en s'opposant au développement des fissures et à leur propagation. Selon le type, le dosage et les éléments en béton dans lesquels elles sont insérées, les fibres permettent :

- l'amélioration de la cohésion du béton frais ; par exemple, les fibres rigides changent la structure du squelette granulaire,
- l'augmentation de la ductilité et le comportement post-fissuration,
- la réduction de la microfissuration due aux variations dimensionnelles notamment au jeune âge,
- la réduction de la fissuration d'origine mécanique (chargement extérieur),
- l'augmentation de la résistance à la traction par flexion,

En réalité, les fibres ont des effets sur les performances mécaniques des bétons dans tous les modes de rupture [GOP. 87]. La Figure I.2 illustre les différents facteurs influant sur le comportement d'un béton renforcé de fibres.

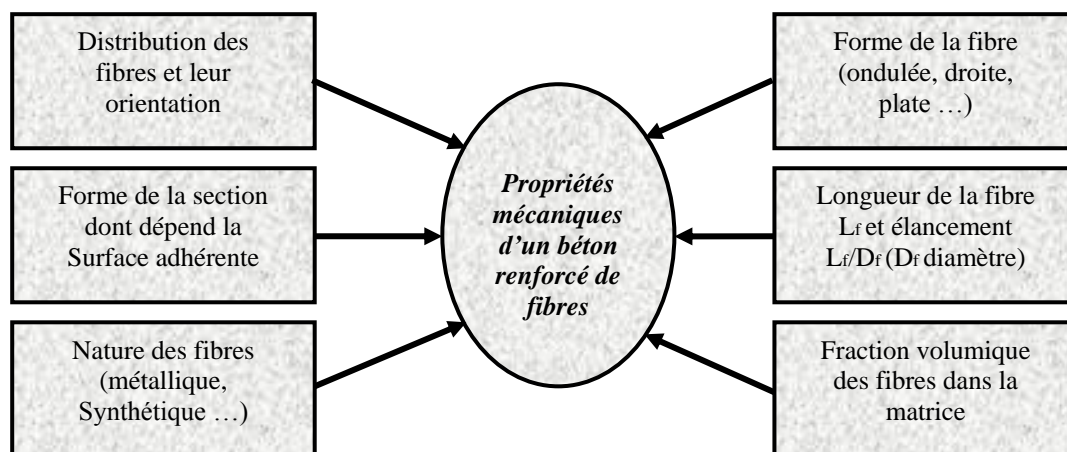


Figure I.2 : Différents facteurs influant sur le comportement mécanique d'un béton renforcé de fibres.

On peut donc aisément comprendre qu'il est extrêmement difficile de généraliser l'apport exact des fibres par rapport à un béton ordinaire car le nombre des paramètres influant sur son comportement est considérable.

2.3. Principe d'action des fibres

D'après [ROS. 87], le principe d'action des fibres se manifeste à deux échelles : le matériau et la structure. Considérons une pièce de béton renforcé de fibres soumise à un effort de traction. On peut distinguer 3 phases sur la courbe contrainte - déformation qui représente son comportement (Figure I.3). Une première phase où l'on observe la formation de microfissures qui se développent très tôt, généralement dans des zones de moindre résistance mécanique comme l'interface entre les granulats et la matrice (auréoles de transition). La longueur de ces fissures est de l'ordre du diamètre des granulats, leur largeur de l'ordre du micron. Durant cette phase, les fibres sont inactives. La deuxième phase correspond au développement des macrofissures qui résultent de la coalescence des microfissures. A ce stade, des contraintes sont transférées aux fibres qui contribuent à limiter la propagation des fissures. Cette étape est suivie par la propagation d'une macrofissure (phase 3) séparant l'éprouvette en deux blocs, et provoquant ainsi la ruine de l'éprouvette [SHA. 91 ; BAN. 94 ; Li. 98 et DEN. 07].

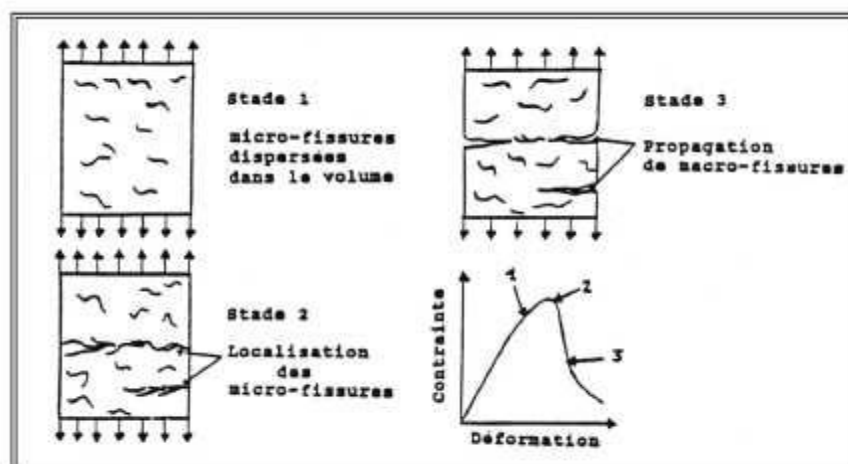


Figure I.3 : Processus de fissuration du béton [CUS. 56].

La Figure I.4 illustre le principe de couture des fibres à travers une fissure dans la matrice [BEA. 90] et [YUN. 07].

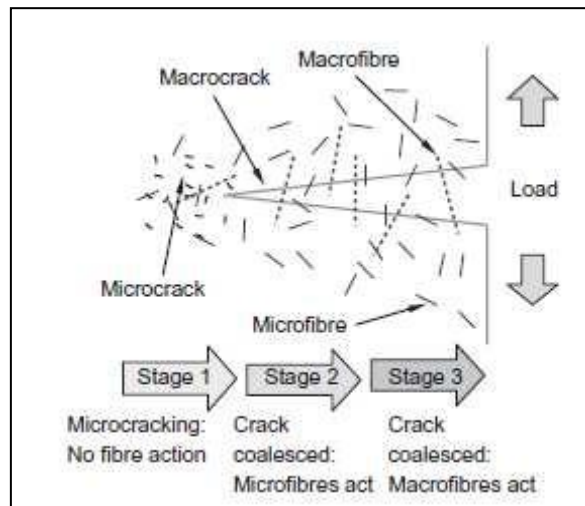


Figure I.4 : Schéma de l'interaction des fibres avec le développement des fissures dans un composite [YUN. 07].

Le mécanisme de couture des fibres assure une redistribution uniforme des contraintes dans la matrice, contribue à l'amélioration de la résistance post-fissuration et à la limitation de la propagation des fissures et confère ainsi une ductilité au béton [DHO. 05].

2.4. Action des fibres métalliques sur le béton à l'état frais

La maniabilité des bétons est affectée de manière significative par l'addition de fibres : la porosité du squelette granulaire est d'autant plus grande que le volume des fibres est important [GRU. 01a]. Pour que les fibres soient efficaces à l'état durci, il est recommandé de choisir des fibres plus longues de 2 à 4 fois que la taille du plus gros granulat [JOH. 96, FRI. 09]. L'introduction des fibres entraînant une diminution de l'affaissement estimé entre 50 et 75 mm, l'ajout d'un superplastifiant est donc fortement conseillée afin de remédier à cette perte d'ouvrabilité [JOH. 01].

Récemment, [ROS. 91] a mis au point une méthode d'optimisation de la composition des bétons renforcés de fibres métalliques devant être utilisés dans des structures en béton armé. La démarche est basée aussi sur la méthode de J. Baron et R. Lesage [BAR. 76], mais contrairement à [ROS. 84], qui a utilisé le cône d'Abrams, cette étude a été réalisée avec le maniabilimètre L.C.L et le temps d'écoulement a été déterminé en appliquant une vibration externe. La figure I.5 montre l'effet général du rapport sable/gravier sur le temps d'écoulement, la teneur et la composition de la pâte ayant été maintenues constante.

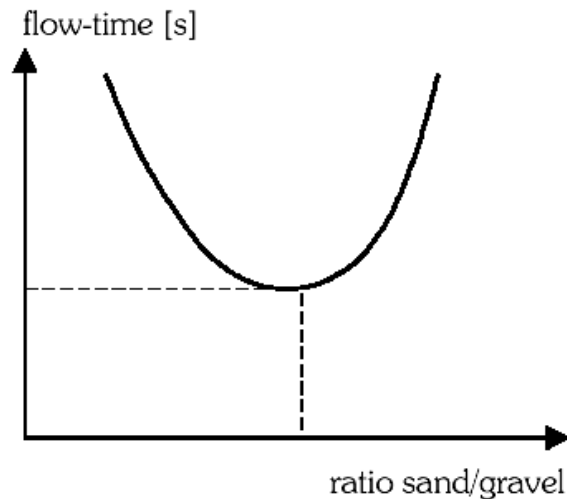


Figure I.5 : Effet du rapport sable/gravier sur la maniabilité du béton renforcé par des fibres [ROS. 90].

2.5. Comportement mécanique des bétons renforcés de fibres

Les fibres interviennent essentiellement dans la phase post-fissuration assumant un transfert des contraintes à travers la discontinuité du champ des déplacements. Avant fissuration, les fibres n'ont aucune ou peu d'influence sur le comportement mécanique, que ce soit à la compression ou à la traction. Une fois la fissure ouverte, les fibres par leur action directe restreignent la propagation de la fissure [FRI. 09]. La figure I.6 montre le comportement global d'une éprouvette en béton fibré soumise à la traction directe.

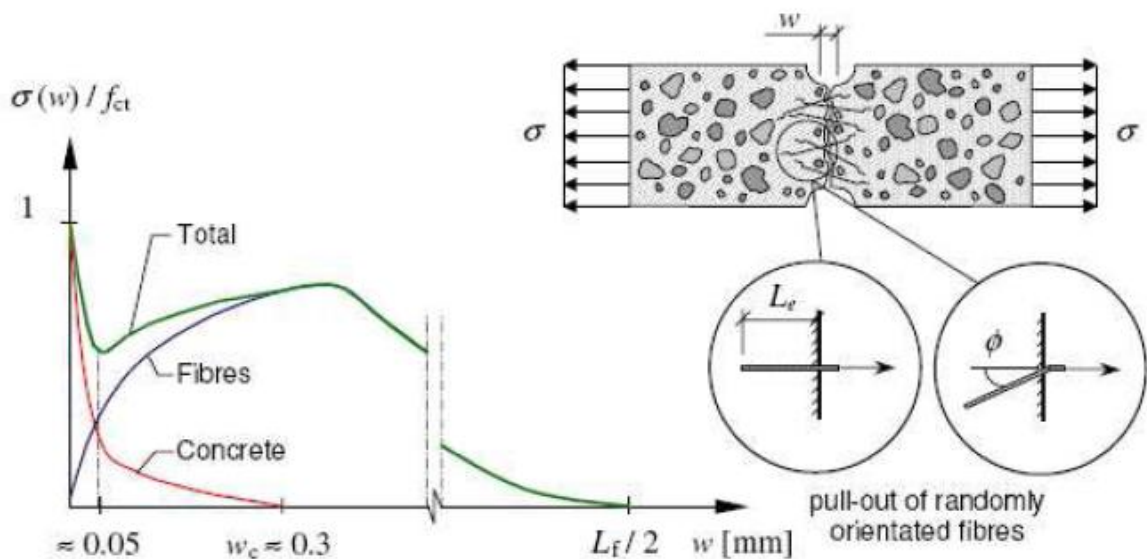


Figure I.6 : Contribution des fibres dans le comportement à la traction [LOF. 05].

On peut noter l'apport des fibres dans le comportement post-fissuration par rapport à un béton ordinaire : en première approximation, il est évalué en faisant la différence entre la réponse du béton fibré et celle du béton de référence.

Abstraction faite des propriétés intrinsèques du matériau constitutif de la fibre et de sa géométrie, l'efficacité du renfort par des fibres est intimement liée à leur espacement moyen dans la matrice. Le nombre de fibres par unité de surface de la fracture, N_1 , est donc un paramètre qui gouverne le comportement post fissuration.

La littérature [SOR. 90] propose quelques outils pour accéder à N_1 , en particulier une des relations les plus usuelles :

$$N_1 = \alpha \frac{V_f}{A_f}$$

où V_f est le dosage volumique en fibres, A_f est la section de la fibre et α est le facteur orientation.

Quand des fibres sont dispersées dans un volume « infini » de béton (Figure I.7-a, configuration 3-D), on peut penser que la probabilité d'une orientation privilégiée est nulle. Lorsque ce béton se retrouve entre deux parois aussi proches comparativement à la longueur de la fibre (Figure I.7-b), ce confinement nous éloigne des conditions précédentes (configuration 3-D) pour nous rapprocher d'une configuration à deux dimensions (2-D). Avec 4 parois (Figure I.7-c), les degrés de liberté sont plus limités et l'on s'éloigne de plus en plus des conditions sans orientation privilégiée pour tendre un alignement unidirectionnel (configuration 1-D).

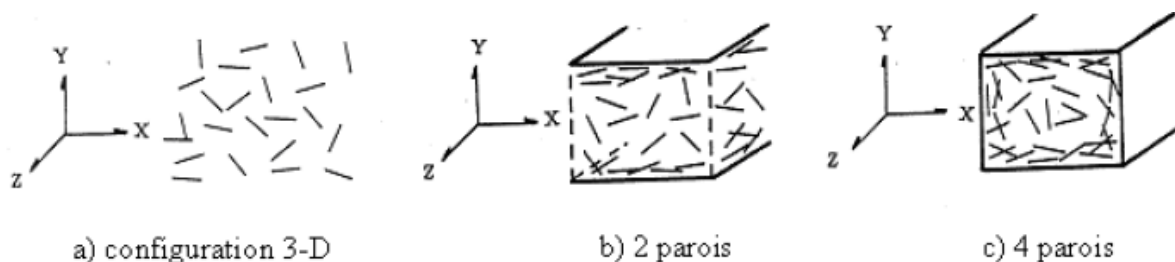


Figure I.7 : Schématisation de l'orientation des fibres métallique dans le béton [SOR. 90].

Les effets de cette orientation préférentielle des fibres sont généralement pris en compte à travers le facteur orientation qui correspond au rapport entre la longueur de la fibre projetée suivant la direction du chargement et la longueur réelle de cette même fibre. Il s'agit bien entendu d'un rapport moyen dans ce sens où il faut balayer toutes les orientations possibles de la fibre. D'après de nombreux auteurs [KAM. 79], [SWA. 81] et [KOOI. 00], ce facteur orientation est compris entre 0,41 et 0,82.

L'orientation des fibres dans une structure (poutre, dalle ...) est influencée par plusieurs paramètres. L'analyse a montré qu'un effet d'orientation des fibres limité se manifeste dans les cas où les dimensions de l'élément sont inférieures à 5 fois la longueur des fibres [SOR. 90] et [KOOI. 00].

3. Mise en œuvre du béton renforcé de fibres

Lors de la mise en œuvre du béton de fibres, le dosage en fibres ne peut pas dépasser certaines limites car au delà, le gâchage et la mise en œuvre deviennent impossibles. Compte tenu des rôles opposés dévolus aux paramètres fondamentaux des fibres (dosage en volume, forme et rapport longueur sur le diamètre) sur l'ouvrabilité et la mise en œuvre, et sur l'efficacité mécanique après durcissement, on doit se limiter à une gamme de pourcentages qui ne donne qu'une efficacité mécanique réduite mais qui permet une mise en œuvre acceptable [ABS. 94].

3.1. Composition du béton de fibres

La composition du béton de fibres est différente de celle du béton armé. L'ouvrabilité et l'homogénéité du béton de fibres dépendent de trois facteurs principaux qui sont la géométrie des fibres, la granulométrie de la matrice et le volume de fibres dans le composite.

Pour avoir un renforcement efficace de la matrice, les fibres doivent être suffisamment longues pour s'opposer à l'ouverture des fissures inter granulaires. Cette longueur doit représenter trois fois la dimension du plus gros granulat [BER. 88]. Aussi, pour couder efficacement les deux parties des fissures, il faut que les fibres soient munies d'un système d'accrochage qui leur assure un ancrage solide dans la matrice. Cependant, il faut noter que l'augmentation de la longueur des fibres et la présence de systèmes d'ancrage spécifiques diminuent l'ouvrabilité du béton [HUG. 76].

La granulométrie du béton est étroitement liée à la dimension des fibres. Les dimensions des granulats doivent être telles qu'un nombre réduit de fibres suffise à les encadrer (Figure : I.8) [DEH. 75]. Pour que les granulats soient bien encadrés par les fibres il est nécessaire d'avoir une matrice riche en éléments fins. Une composition granulaire appropriée s'avère donc nécessaire pour le béton armé de fibres, afin d'obtenir une distribution uniforme des fibres dans le béton et parer à la formation des pelotes de fibres.

La granulométrie influe beaucoup sur la maniabilité du béton, la présence de gros granulats crée des frictions entre les particules ce qui a tendance à réduire l'ouvrabilité. De plus, les

fibres incorporées au mélange interfèrent avec les gros granulats et se trouvent de ce fait limitées dans leurs possibilités de mouvement ce qui affecte aussi la maniabilité. Les fibres s'accommodent mieux de bétons relativement fins dont le diamètre maximum des grains est de l'ordre du quart de la longueur de la fibre, les bétons de sable se prêtent particulièrement bien à l'inclusion de fibres.

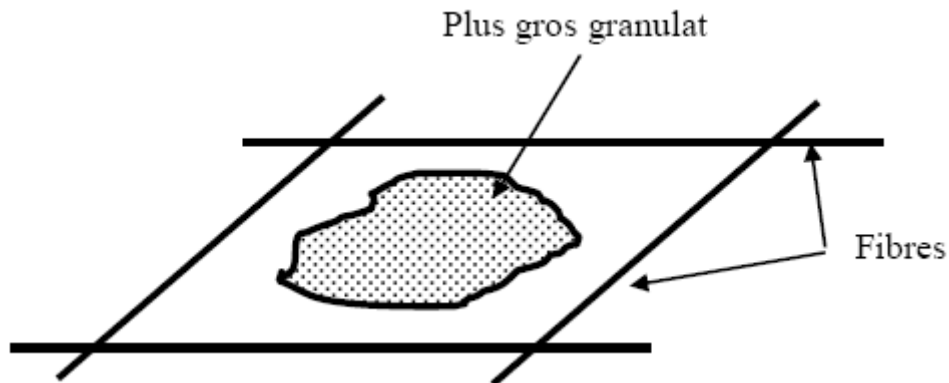


Figure I.8 : Encadrement d'un granulat.

Concernant la teneur en fibres, il a été montré [SWA. 76] que la teneur maximale dans la matrice est limitée par le pourcentage de gros granulats car les fibres doivent être bien enrobées. Une forte teneur en fibre entraîne une diminution rapide de l'ouvrabilité du béton du fait que l'incorporation des fibres se traduit par une augmentation de la surface spécifique dans le mélange. Cette augmentation de surface tend, par absorption d'eau, à sécher le mélange, ce qui engendre une perte de compacité et d'ouvrabilité (figure. 1.9). Pour augmenter l'ouvrabilité du béton de fibres on ajoute en général des plastifiants dans le mélange. La quantité de plastifiant à ajouter dépend de son efficacité [KACH. 97]. Il faut, dans ce cas là, un ajustement de la composition des granulats pour que l'adjuvant atteigne son maximum d'efficacité. La teneur en fibre est fixée par une relation empirique dite « limite de faisabilité » :

$$V_f \cdot L/D < 3$$

Avec :

- $V_f = V_f \% \cdot 100$: fraction volumique des fibres
- L/D : élancement des fibres.

Le dosage limite couramment utilisé pour les bétons de fibres métalliques est de l'ordre de 2% [BER. 91].

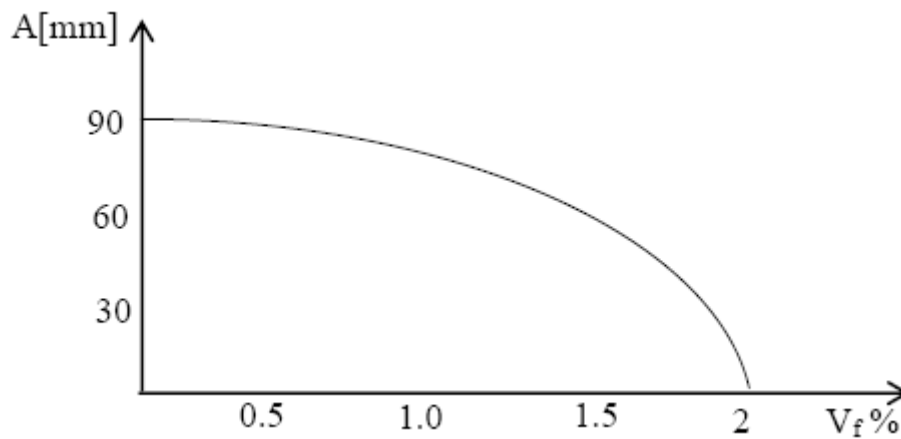


Figure I.9 : Effets des fibres sur l'affaissement du béton au cône d'Abrams [JEJ. 77].

3.2. Formulation du béton de fibres

Les méthodes de composition des bétons renforcés par des fibres métalliques [ROS. 89b, BER. 91, ZHA. 91], pour la plupart empiriques, sont basées essentiellement sur un grand nombre d'études expérimentales. Elles aboutissent à des recommandations qui ne sont pas adaptées à toutes les utilisations que l'on fait du béton de fibres et ne permettent pas de tirer la meilleur parti de ce composite. Suivant l'application industrielle envisagée, la composition du béton renforcé de fibres métalliques doit être à chaque fois spécifique et conduit à un composite optimisé vis-à-vis de l'objectif visé. Ainsi, suivant que l'on désire obtenir un béton de fibres métalliques très maniable, très résistant ou ayant une influence sur la ductilité des structures, la composition du matériau composite sera complètement différente.

Pour mieux optimiser la composition des bétons de fibres métalliques, le laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC) propose une méthode expérimentale basée sur la méthode de Baron Lesage, utilisée aussi pour les bétons courants [ROS. 91]. Cette méthode est basée sur deux hypothèses:

- pour un dosage en eau et ciment fixé au départ (E/C fixé), le béton le plus maniable est le plus compact et son squelette minéral est optimal.
- le dosage optimal en granulats ne dépend pas de la nature et du volume de pâte de ciment (Eau+ciment).

Pour appliquer cette méthode au béton de fibres métalliques on introduit une troisième hypothèse : l'ajout de fibres métalliques ne modifie pas les deux premières hypothèses [ROS. 91].

La méthode de Baron-Lesage consiste à:

- fixer au départ, le rapport eau sur ciment(E/C) ainsi que le pourcentage de fibres à incorporer,
- faire varier le rapport S/G (sable sur granulats) et déterminer pour chaque rapport la maniabilité du béton de fibres,
- tracer la courbe reliant la maniabilité et le rapport S/G et déterminer le rapport S/G pour lequel la maniabilité est la plus grande.

L'application de la méthode de BARON LESAGE pour la composition du béton de fibres métalliques conduit à une composition totalement différente de celle du béton courant. La composition obtenue est riche en pâte de ciment, ce qui favorise l'adhérence des fibres à la matrice. Lors de l'élaboration du béton de fibres métalliques il convient :

- de bien choisir la méthode de mesure de l'ouvrabilité du béton car toutes les méthodes ne conviennent pas au béton de fibres. Les méthodes de mesure faisant appel à la vibration (maniabilimètre LCL, flow test) sont plus indiquées.
- de choisir judicieusement le type et le pourcentage de fibres à incorporer en relation avec l'application industrielle visée.
- d'éviter l'utilisation de l'aiguille vibrante du fait de l'orientation préférentielle des fibres et de l'effet de cheminée. Il est préférable d'utiliser les vibreurs de coffrage et les règles vibrantes.
- de porter une grande attention à la méthode de malaxage, donc à la séquence d'introduction des différents matériaux, de façon à assurer une distribution uniforme des fibres dans le mélange frais.

4. Domaine d'utilisation du béton renforcé de fibres

Les bétons de fibres métalliques, sont de plus en plus utilisés dans le Bâtiment et les travaux publics. Deux grands groupes d'application peuvent être distingués : il s'agit de la préfabrication et du coulage in-situ sur l'ouvrage.

Le tableau I.2 illustre quelques applications de bétons renforcés de fibres et leurs intérêts.

Applications	Intérêts apportés par l'ajout des fibres dans le béton
Canalisations et coques minces faiblement sollicité	- Amélioration de la tenue des pièces aux jeunes âges. - Modification des variations dimensionnelles, lutte contre la fissuration.
Dallages, chaussées en béton, dallage manufacturés, et éléments structuraux soumis à la flexion.	- Diminution de 40% de l'ouverture des fissures. - Augmentation de la rigidité après fissuration. - Augmentation de la résistance au cisaillement. - Augmentation de la résistance à l'usure.
Eléments structuraux soumis à la compression (poteaux, pieux, fondations.....)	- Amélioration de la charge ultime. - Pas de rupture fragile.
Structures soumises à des sollicitations dynamiques (piste d'aéroport)	- Energie absorbée plus importante. - Augmentation de la résistance aux chocs. - Loi de comportement du matériau fortement améliorée.
Réparation des revêtements routiers, tabliers de ponts.	- Amélioration de la résistance aux chocs. - Amélioration de la déformabilité et de la durabilité.
Parties exposées aux fortes variations de température et même aux très hautes températures.	- Remplacement avec succès de revêtement réfractaire. - Diminution du coût de réparation des éléments réfractaires.
Stabilisation des parois rocheuses, les talus, tunnels, et galerie souterrains.	- Suppressions du travail de fixation du grillage ordinairement employé. - Diminution du coût de réparation des éléments réfractaires.
Fabrication de pieux, revêtements ignifuges isolants, panneaux de revêtement de façade.	- Augmentation de la résistance aux chocs. - Augmentation de la résistance à l'usure. - Augmentation de la durabilité de revêtement.

Tableau I.2 : Quelques applications de bétons renforcés de fibres [CHE. 10].

D'autres applications potentielles peuvent aussi être envisagées.

a) Dans le domaine du bâtiment

· Mise en œuvre in situ :

Les dallages industriels sans joints, les bétons projetés, pieux forés à la tarière creuse en zone sismique, voiles extérieurs de bâtiments en béton banché, poutres et planchers.

· Préfabrication :

Poutres en T inversé précontraintes, panneaux de façade et plus généralement les éléments minces, dalles alvéolées.

b) Dans le domaine des travaux publics**· Mise en œuvre in situ :**

Pieux forés à la tarière creuse en zone sismique, revêtements définitifs de tunnel en BFM projeté, coulé ou extrudé, parois clouées, parois moulées, chaussées et pistes aéroportuaires sans joints, dalles de ponts mixtes, renforcement des buses métalliques corrodées.

· Préfabrication :

La seule application industrielle qui semble vraiment prometteuse pour les années à venir, concerne les voussoirs préfabriqués de tunnel. On peut aussi citer les cas spéciaux où les exigences du maintien de la continuité structurale est imposé y compris en cas de choc : colis en béton de déchets radioactifs (ANDRA).

I.2. Propriétés physiques et mécaniques des bétons de fibres

1. Influence des fibres sur les principales caractéristiques du béton

1.1. Résistance à la compression

La résistance à la compression simple est, pour l'ingénieur concepteur, la caractéristique de base des bétons employés dans les structures. Plusieurs études théoriques et expérimentales ont montré que la présence des fibres dans le béton influe peu sur sa résistance à la compression. L'ajout des fibres métalliques augmente la résistance à la compression du composite d'environ 20% [ZHA. 91]. Selon Serna Ross [ROS. 84], la résistance ultime et le module d'élasticité du béton armé de fibres diffèrent peu de la résistance ultime et du module d'élasticité de la matrice de béton. Néanmoins, la présence des fibres dans le béton augmente la déformation à la rupture et confère ainsi une plus grande ductilité au composite.

1.2. Résistance à la traction

Comme la matrice de béton a un caractère fragile et une faible résistance à la traction, le comportement mécanique en traction est conditionné par la fissuration du béton. Les fibres apportent une légère augmentation de la résistance à la traction du béton de fibres (un accroissement de 16% selon ZHAN [ZHA. 91]) et une certaine ductilité du comportement post-rupture du composite [SHA. 78 ; ROS. 89a ; BOU 98 ; BOU 02]. La présence des fibres dans le béton joue un rôle important dans le comportement en traction du composite. En effet les fibres interviennent à deux échelles:

- à l'échelle du matériau en "cousant" les microfissures, elles retardent la localisation de la fissuration. Cette action peut provoquer une augmentation de la résistance à la traction. Cette augmentation dépend de la teneur en fibres et de leur orientation dans la masse de béton.

- à l'échelle de la structure, en "retenant" les deux blocs de béton fissuré grâce à leur ancrage des deux côtés de la fissure. Les fibres permettent d'atténuer la fragilité du béton et lui procurent ainsi une plus grande ductilité.

1.3. Résistance à la traction par flexion

Le comportement du béton en flexion est conditionné par la fissuration de la zone tendue. Néanmoins, la présence des fibres peut jouer un rôle de stabilisateur après rupture de la matrice de béton. En effet, alors que les bétons sans fibres se désagrègent rapidement après fissuration, les bétons de fibres d'acier continuent à reprendre des efforts même après que la charge maximale soit atteinte.

De nombreuses études ont montré une nette amélioration de la résistance à la traction par flexion. Pour Swamy et al [SWA. 75b] la résistance à la traction par flexion des bétons de fibres est 2 à 6 fois plus grande que celle des bétons sans fibres, alors que ZHAN [ZHA. 91] a remarqué lors de son étude expérimentale que l'effort à l'apparition de la première fissure peut être augmenté de 40 à 50 %.

Contrairement à ces résultats encourageants, Mamillan et al [MAM. 87] ont constaté que seules les fibres à crochets (DRAMIX) avec un pourcentage de 1% peuvent augmenter de façon significative la résistance ultime à la traction par flexion.

1.4. Résistance à la traction par fendage

L'essai de fendage (appelé essai brésilien) est une méthode pour déterminer la résistance à la traction. Il s'agit d'écraser une éprouvette cylindrique d'élanement 2, placée horizontalement entre les deux plateaux d'une presse.

Nanni [NAN. 88], par des essais de fendage, (les fibres utilisées sont des fibres à crochets aux extrémités), remarque qu'avec un pourcentage de fibres relativement élevé (> 0.8%) l'effort continue d'augmenter après la première fissure du matériau.

Zhan [ZHA. 91], par des essais de fendage non asservis, remarque une augmentation d'environ 34% de la résistance à la traction. L'augmentation de la quantité de ciment joue un rôle peu important concernant la résistance à la traction du béton (une augmentation de 8% au lieu de 30% en flexion). Avec des essais asservis, le même auteur montre que la présence des

fibres permet au composite d'avoir une bonne ductilité et augmente la charge maximale dans le domaine post fissuration.

1.5. Résistance au cisaillement

Selon El Hachem [ELH. 90], Jindal [JIN. 81] et Valade [VAL. 87], la présence des fibres dans le béton augmente sa résistance au cisaillement. Ils ont montré aussi que la résistance au cisaillement augmente avec l'accroissement, jusqu'à 1%, de la teneur en fibres.

Narayanan et al [NAR. 87] lors des essais sur des poutres armées traditionnellement (2 à 3% d'armatures), renforcées par des fibres métalliques, ont noté que:

- la résistance au cisaillement des bétons de fibres dépend de la géométrie, de la forme et du pourcentage des fibres. Ces paramètres peuvent être caractérisés par un facteur des fibres 'F' défini par la relation suivante :

$$F = V_f \cdot D_f \cdot l / d$$

avec :

- V_f : pourcentage des fibres,

- D_f : facteur de l'efficacité de l'adhérence fibre matrice,

- l/d : élancement de la fibre.

- l'augmentation du facteur F permet d'améliorer la ductilité du comportement du béton au cisaillement,

- l'augmentation du pourcentage de fibres peut changer le mode de rupture au cisaillement en un mode de rupture à la flexion.

La rupture par cisaillement peut intervenir aussi dans le cas d'une poutre soumise à la flexion si le rapport a/d est compris entre 3 et 7 [ROB. 82] (a : distance entre le point d'application de la charge et l'appui, d : hauteur efficace de la poutre).

I.3. Rappel du mécanisme de fonctionnement d'une poutre en flexion et à l'effort tranchant

1. Comportement globale d'une poutre en béton armé en flexion

Le comportement global d'une poutre en béton armé soumise à un essai de flexion peut se décomposer en 3 phases. La figure I.10 présentant l'évolution de la flèche (déplacement vertical maximal à mi-travée) en fonction de la charge appliquée, ce qui permet de mettre en évidence ces différentes phases.

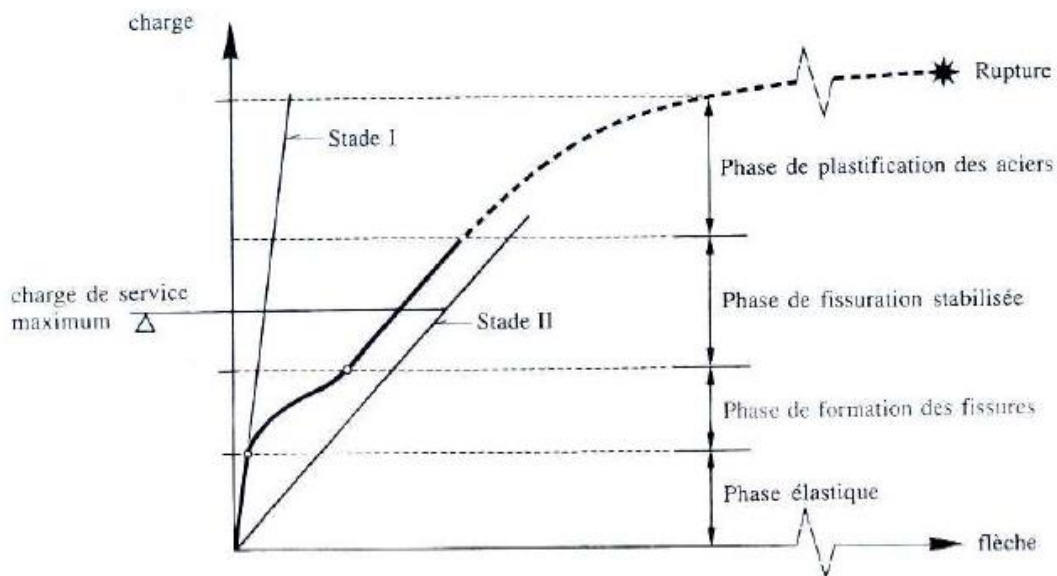


Figure I.10 : Courbe caractéristique charge - flèche d'une poutre en béton armé soumise à de la flexion [FAV. 99]

- Phase I : Élastique non fissurée :

La première phase (phase I) linéaire traduit le comportement élastique des matériaux, béton et acier, de la poutre. Cette phase correspond au domaine des déformations réversibles. Dans cette zone aucune fissure d'origine mécanique n'apparaît.

- Phase II : Élastique fissurée :

La deuxième phase est caractérisée par une diminution significative de la pente de la courbe force – flèche. Cette diminution est due à l'apparition de la première fissure de flexion qui se forme dans la section où le moment fléchissant est le plus élevé. La fissure apparaît lorsque la contrainte normale de traction en fibre inférieure atteint la valeur correspondante à la résistance en traction du béton en flexion. Le moment pour lequel ce phénomène se produit est appelé moment de fissuration. L'augmentation de la charge provoque la propagation

verticale de cette dernière et l'apparition de nouvelles fissures du fait de l'élargissement en partie centrale de la zone où la valeur du moment de fissuration est dépassée. Ces premières fissures dites de flexion se propagent vers le haut de la poutre et remontent vers l'axe neutre de la section fissurée. Cette phase est caractérisée par une diminution progressive de la rigidité au fur et à mesure de l'apparition de nouvelles fissures. Cette phase est dite élastique-fissurée car les armatures longitudinales de traction demeurent dans leur domaine élastique. Ainsi, si un déchargement est pratiqué, on constate une refermeture des fissures qui s'explique par la réversibilité des déformations de l'acier. Néanmoins, une flèche résiduelle traduit une irréversibilité liée à la fissuration du béton. Les fissures dans les zones de cisaillement élevées se propagent suite à la contrainte principale de traction oblique. Ces fissures sont appelées fissures de cisaillement. La phase de fissuration peut être divisée en deux : phase de formation des fissures et phase de fissuration stabilisée.

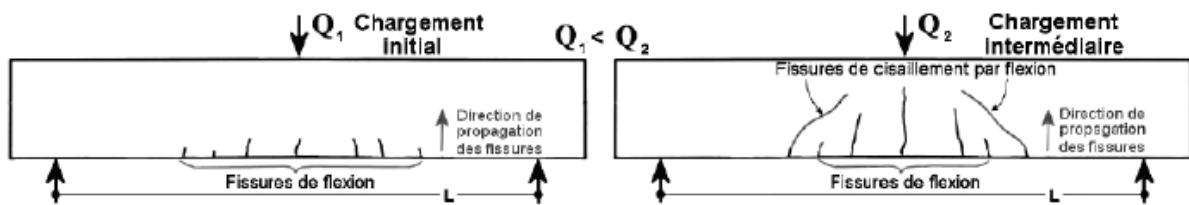


Figure I.11 : Représentation de la fissuration initiale et intermédiaire par flexion d'une poutre en béton armé [CRO. 06]

- Phase III : Rupture :

La troisième phase de ce comportement est la phase de rupture qui est atteinte juste après la plastification des armatures tendues. On note deux mécanismes principaux de rupture: Rupture par flexion, et rupture par cisaillement.

La rupture par cisaillement est due soit à :

- La contrainte principale oblique.
- La rupture en compression par cisaillement.
- La perte d'adhérence par cisaillement.

Ces mécanismes sont détaillés dans le paragraphe suivant. Ils sont fonctions de différents paramètres que nous allons présenter.

2. Différents mécanisme de rupture

La fissuration représente le premier type d'endommagement qui se développe lorsque la structure se trouve chargée mécaniquement. Les fissures peuvent alors s'étendre de la microfissuration à la macrofissuration, jusqu'à la ruine. Ces fissures d'origine mécanique représentent certainement la forme d'altération la plus fréquente. Des formes très diverses peuvent être observées et leurs origines sont nombreuses et dépendent de plusieurs paramètres. Nous allons à présent décrire les différents modes de rupture.

2.1. Rupture par plastification de l'armature tendue (due à la flexion)

Une poutre est considérée endommagée par flexion si la plupart des fissures sont verticales et positionnées dans la zone de moment positif (tiers central de la travée dans le cas d'une poutre « simplement » posée sur deux appuis). La première fissure verticale apparaît à mi-travée au niveau de la fibre inférieure dans le cas d'une flexion 3 points. Ensuite, avec l'augmentation du chargement, on observe de nouvelles fissures qui apparaissent dans cette même zone centrale, alors que les anciennes fissures continuent à s'ouvrir et à s'étendre vers la fibre supérieure, (figure : I.12).

Les armatures longitudinales sont généralement soumises à de forts efforts de traction jusqu'à atteindre la plastification. Cette rupture est dite « ductile » car elle se caractérise par une importante flèche ultime. On atteint la rupture par flexion dans une poutre, seulement si sa résistance au moment fléchissant est inférieure à celles relatives aux autres sollicitations en particulier l'effort tranchant.

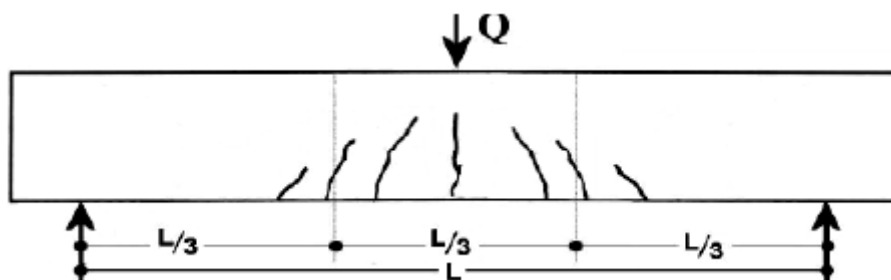


Figure I.12 : Schéma d'une poutre en BA endommagée par flexion [CRO. 06].

2.2. Rupture par compression du béton associée à la plastification de l'armature tendue

Ce type de rupture est initié de la même façon que la rupture par flexion avec l'apparition des fissures dans la zone centrale et écrasement du béton en compression par fendage.

2.3. Rupture due à la contrainte principale oblique

La rupture de poutres à l'effort tranchant se produit lorsque la résistance au cisaillement des poutres est inférieure à la résistance à la rupture par moment de flexion. Les premières fissures apparaissent toujours dans la zone du moment fléchissant maximal de la poutre, suivies à des niveaux élevés de chargement, par d'autres fissures inclinées généralement à 45° dues à une perte d'adhérence entre l'armature longitudinale et le béton dans la zone près de l'appui. Ces fissures apparaissent d'abord au niveau des extrémités des aciers longitudinaux à une distance entre $1,5d$ et $2d$ de l'appui (d étant la hauteur utile), et sont inclinées vers le point d'application de la charge (figure I.13). Cette rupture fragile est due à la contrainte principale oblique provoquant une ruine instantanée de la poutre avec des déformations plus faibles au centre.

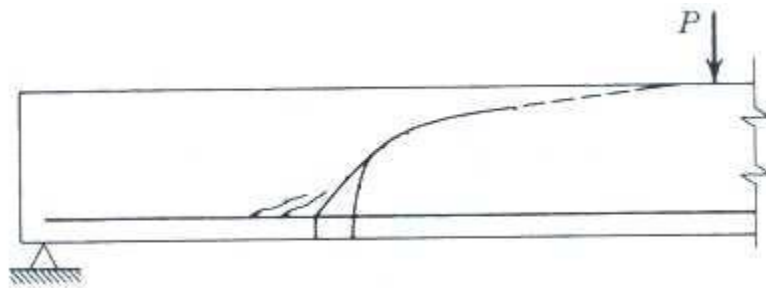


Figure I.13 : Schéma d'une poutre sans renforcement transversal endommagée par la contrainte principale oblique [FER. 87].

2.4. Rupture due à la compression par cisaillement

La rupture due à la compression par cisaillement est semblable à celle produite par la contrainte principale oblique. La seule différence provient de l'inclinaison généralement plus importante de la fissure provoquant la ruine par rapport à celle produite par la contrainte oblique (Figure I.14). Elle se développe également moins vite vers l'axe neutre. Cette différence a pour origine l'écrasement du béton dans la zone comprimée et aussi à la redistribution des efforts internes dans la zone supérieure. Cette rupture est moins fragile que la précédente.

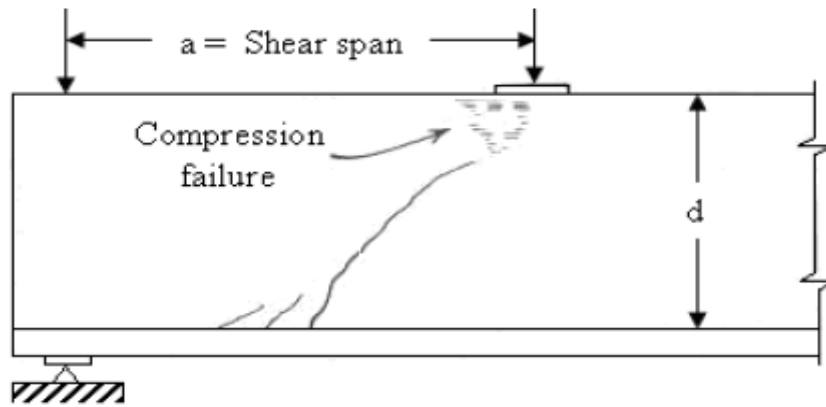


Figure I.14 : Schéma d'une poutre en béton armé endommagée par la compression due au cisaillement [FER. 87].

2.5. Rupture due à la perte d'adhérence par cisaillement

Ce mode de rupture est caractérisé par l'amorçage d'une fissure longitudinale très importante, avec l'écrasement du béton en zone comprimée. Ce mécanisme de rupture est similaire au précédent, car l'endommagement dû à la perte d'adhérence entre l'acier longitudinal et le béton aux extrémités de la poutre provoque ainsi une redistribution des efforts internes. La seule différence réside dans la présence d'une fissure horizontale le long de l'armature tendue, (figure I.15).

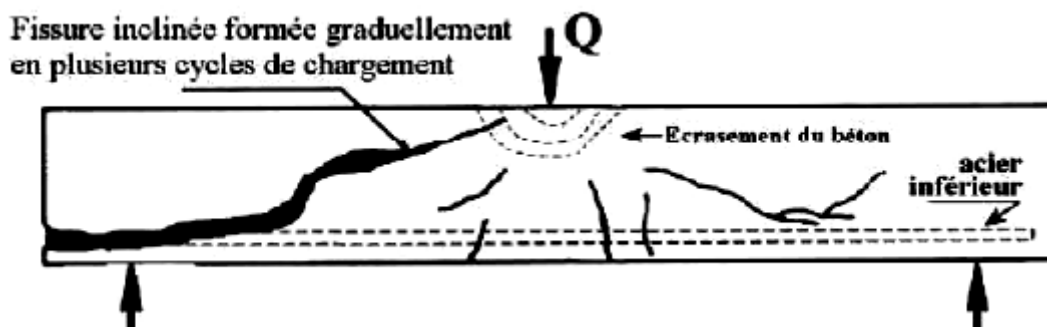


Figure I.15 : Schéma d'une poutre en BA endommagée par la perte de l'adhérence due au cisaillement [CRO. 06]

3. Paramètres influençant le comportement d'une poutre fléchie

La fissuration et le mode de rupture sont influencés par les paramètres suivants :

- Le mode de chargement,

- La portée de l'effort tranchant qui correspond au rapport a/d ('a' étant la distance entre le point d'application de la force et l'appui, 'd' la hauteur utile (distance entre le centre de gravité des armatures de traction et la fibre supérieure)),
- La quantité, répartition et type du renforcement transversal,
- La quantité et type des armatures longitudinales,
- Les caractéristiques mécaniques du béton et des aciers,
- La géométrie et dimensions de la poutre.

4. Comportement d'une poutre à l'effort tranchant

Depuis l'invention du béton armé, les chercheurs ont essayé d'élaborer une théorie du comportement à l'effort tranchant des poutres en béton armé. Contrairement au comportement en flexion qui est correctement maîtrisé, la compréhension du comportement à l'effort tranchant d'une poutre lorsque la fissuration se développe demeure complexe, et ce malgré les recherches menées sur le sujet pour tenter d'évaluer la redistribution des contraintes internes [KOT. 83]. Les codes actuels Eurocode 2 [EN 1992-1-1 2004] s'appuient sur des règles issues de résultats expérimentaux [CEB-FIP 1999] et ayant pour base l'analogie avec le treillis de Ritter-Mörsch. On distinguera deux cas : comportements avant fissuration et post-fissuration.

4.1. Avant fissuration

Si l'on considère une poutre en béton armé sollicitée en flexion, son comportement demeure linéaire élastique durant la phase de chargement n'engendrant pas de fissuration. Les contraintes normales dues à l'effort de flexion sont linéairement réparties sur la section, avec les valeurs maximale et minimale au niveau des deux fibres extrêmes. Les contraintes de cisaillement sont calculées selon la théorie simplifiée des poutres fléchies :

$$\tau(x, y) = \frac{V(x)S(y)}{I_z b(y)}$$

où :

$\tau(x, y)$ est le cisaillement sur une facette de normale x au niveau de y (figure I.16),

$V(x)$ est l'effort tranchant à l'abscisse x ,

$S(y)$ est le moment statique de la poutre située au dessus ou en dessous du niveau y ,

$b(y)$ est la largeur de la section au niveau y ,

I_z est le moment quadratique d'inertie par rapport à l'axe z passant par le centre de gravité de la section.

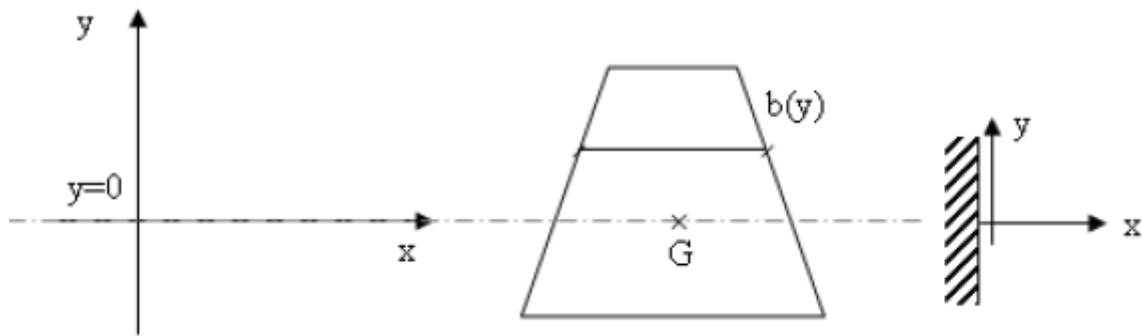


Figure I.16 : Orientation et position des axes pour une section quelconque de largeur variable.

L'application de cette formule permet de mettre en évidence une répartition parabolique de la contrainte de cisaillement de flexion, avec une valeur maximale au niveau du centre de gravité et nulle au niveau des surface libres. La figure I.17 présente la répartition des contraintes de cisaillement pour des poutres de section rectangulaire et section en T (sections supposées épaisses).

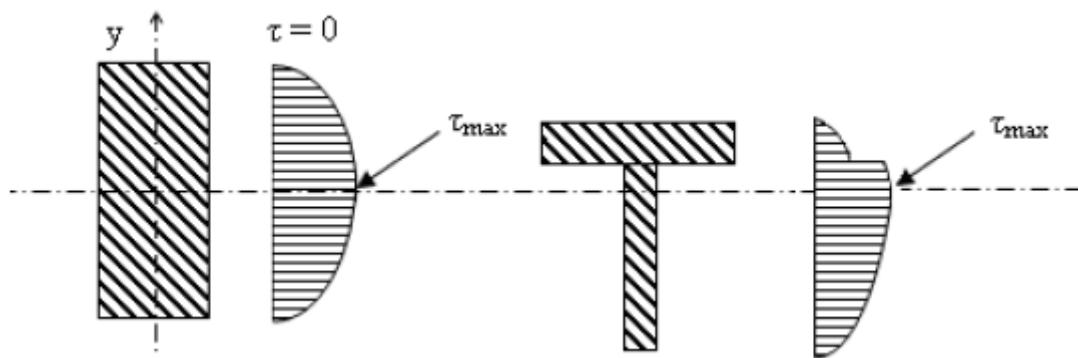


Figure I.17 : Répartition de la contrainte de cisaillement dans une section.

Sur la base de la répartition des contraintes normales et de cisaillement de flexion, l'équilibre interne d'une poutre soumise à une charge répartie est caractérisé par des contraintes principales de traction et de compression, dont les isostatiques sont présentées sur la figure I.18.

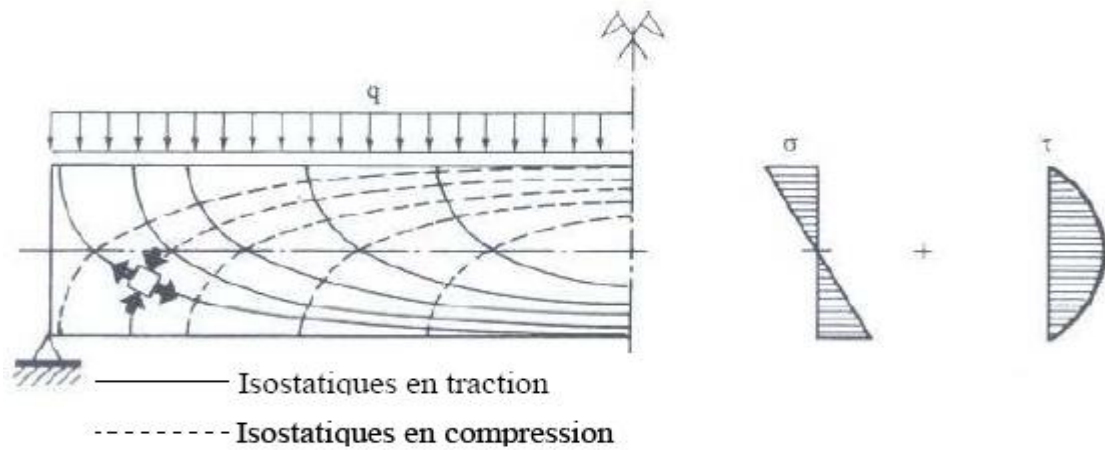


Figure I.18 : Trajectoires des contraintes principales à l'état non fissuré [WAL. 90].

4.2. Après fissuration

Lorsque la contrainte principale de traction atteint la résistance à la traction du béton, une ou plusieurs fissures apparaissent au niveau de la fibre tendue, dans la zone où le moment de flexion est maximal. Les fissures dues au moment de flexion, perpendiculaires à l'axe de la poutre, sont contrôlées par les armatures longitudinales et le béton comprimé. En présence d'effort tranchant, des fissures diagonales apparaissent généralement dans le prolongement des fissures de flexion [ROB. 62], et [KIM. 91], ce qui conduit aux tracés des trajectoires des contraintes principales représentés sur la figure I.19.

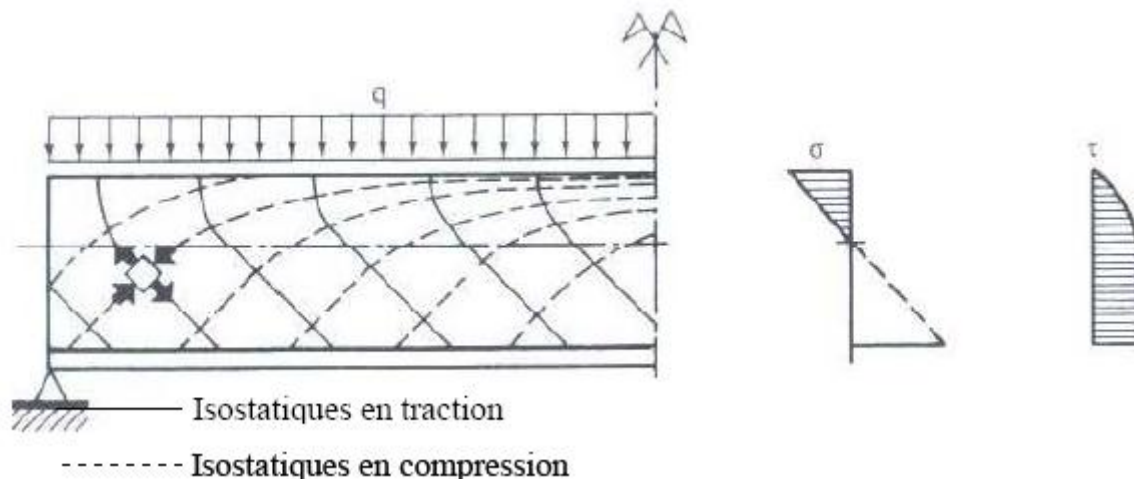


Figure I.19 : Trajectoires des contraintes principales à l'état fissuré [WAL. 90].

- Comportement en l'absence de cadres :

Fenwick et Paulay [FEN. 68] ont montré qu'une poutre rectangulaire sans armatures transversales peut résister au cisaillement et à la flexion au moyen de l'effet voûte. On dit qu'elle se comporte comme un arc-tirant (figure I.20).

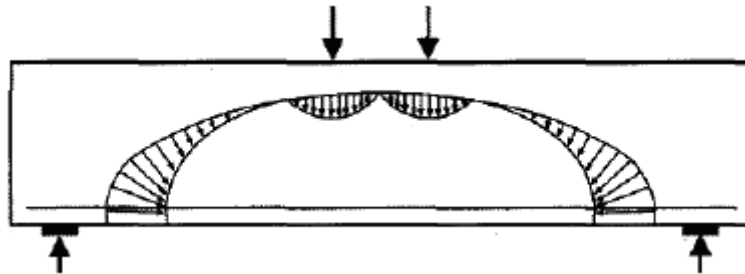


Figure I.20 : Fonctionnement d'une poutre rectangulaire sans armatures transversales soumise à l'effort tranchant [Kani 1969].

Le mécanisme de transfert des efforts dans les poutres sans armatures transversales est difficile à identifier clairement en raison de la complexité de la redistribution des contraintes qui se produisent après la fissuration [JUN. 07].

A travers une fissure inclinée d'effort tranchant, le mécanisme d'équilibre est assuré par les efforts internes répartis dans les différents éléments, comme le montre la figure I.21 :

- effort transmis par le béton comprimé,
- effort transmis par effet d'engrènement des granulats au niveau des lèvres d'une fissure,
- effort transmis par effet de goujon de l'armature longitudinale,
- effort transmis par effet voûte du béton.

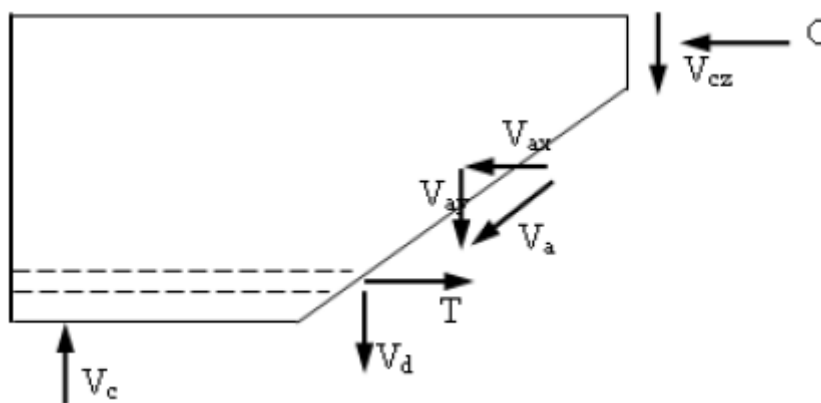


Figure I.21 : Efforts internes dans une poutre fissurée sans armatures transversales.

Le bilan des forces dans la poutre en béton armé suivant une fissure inclinée est le suivant :

- C : effort normal interne de compression ;
- T : effort de traction dans les armatures longitudinales ;
- V_a : résultante des forces dues à la transmission du cisaillement à l'interface par engrènement de composantes V_{ax} et V_{ay} respectivement suivant les axes x et y ;

- V_d : effort de goujon équilibré par l'armature longitudinale ;
- V_{cz} : effort équilibré par le béton comprimé ;
- V_c : réaction d'appui.

A partir de l'équilibre statique du tronçon de poutre, V_c est ainsi égal à : $V_{cz} + V_d + V_{ay}$

Le processus de rupture des poutres sans armatures transversales découle d'un enchaînement de plusieurs mécanismes successifs. Une modification du champ de contrainte élastique se produit, dans un premier temps, au moment de la fissuration à la flexion, c'est-à-dire avant qu'une fissure diagonale n'apparaisse. Lorsque celle-ci se forme, le béton entre les fissures reste isolé, réduisant progressivement la contrainte dans l'armature longitudinale. Dans la majorité des cas, la rupture se produit par un écaillage de la zone comprimée suite à une fissure critique qui peut se propager d'une façon instable. Avec l'ouverture importante de la fissure diagonale, V_a et V_d deviennent moins effectives et s'atténuent, forçant V_{cz} à reprendre tout l'effort, entraînant la rupture de la poutre initiée par écrasement du béton [TAY. 74]. L'effort tranchant qui peut être repris par des éléments sans armatures d'effort tranchant est ainsi assez faible.

- Comportement en présence de cadres :

La fissuration diagonale intervient lorsque la contrainte de traction par cisaillement est atteinte. Une poutre en béton armé transversalement peut être assimilée à une poutre à treillis fissurée.

Au début du 20ème siècle, le modèle treillis était utilisé comme un outil de conception dans l'analyse et le dimensionnement des poutres en béton armé. Une fois la limite en traction du béton atteinte, des fissures inclinées généralement à 45° se propagent formant ainsi des bielles soumises à la compression. L'équilibre est donc assuré par les cadres généralement verticaux (montants tendus dans la représentation treillis) d'une part, et le béton comprimé d'autre part. Les armatures transversales, en reprenant directement une part importante des contraintes de cisaillement, empêchent le développement des fissures d'effort tranchant soulageant ainsi la fibre comprimée qui est moins sollicitée [VEC. 86]. Le transfert des efforts et la cohésion du treillis sont assurés par les armatures longitudinales et la membrure tendue. Ce comportement est détaillé sur la figure I.22.

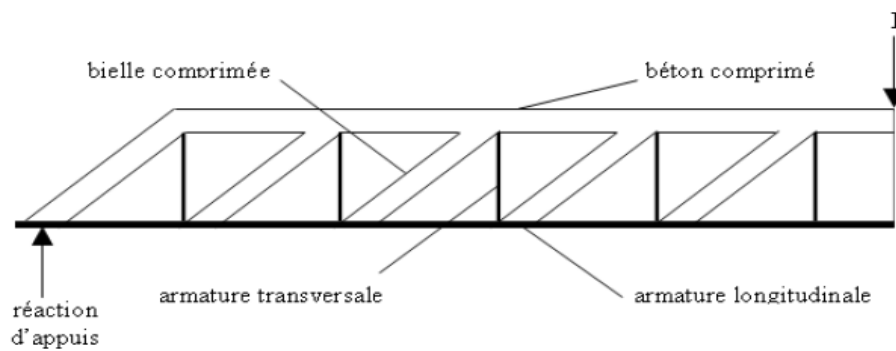


Figure I.22 : Mécanisme du treillis.

A travers une fissure inclinée d'effort tranchant (figure I.23), le mécanisme d'équilibre est assuré par les efforts internes présentés précédemment auxquels il convient désormais d'ajouter l'effort transmis par les armatures transversales.

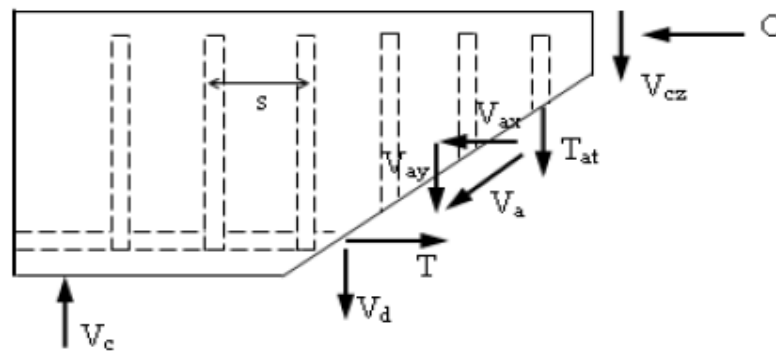


Figure I.23 : Efforts de cisaillement dans une poutre fissurée en béton armé avec aciers transversaux d'effort tranchant répartis selon un espacement s .

Le mécanisme de rupture des poutres avec armatures transversales fait désormais intervenir, en complément des forces précitées dans la relation, l'effort normal de traction T_{at} dans les armatures transversales.

A partir de l'équilibre statique du tronçon de poutre, V_c est alors égal à :

$$T_{at} + V_{cz} + V_d + V_{ay}$$

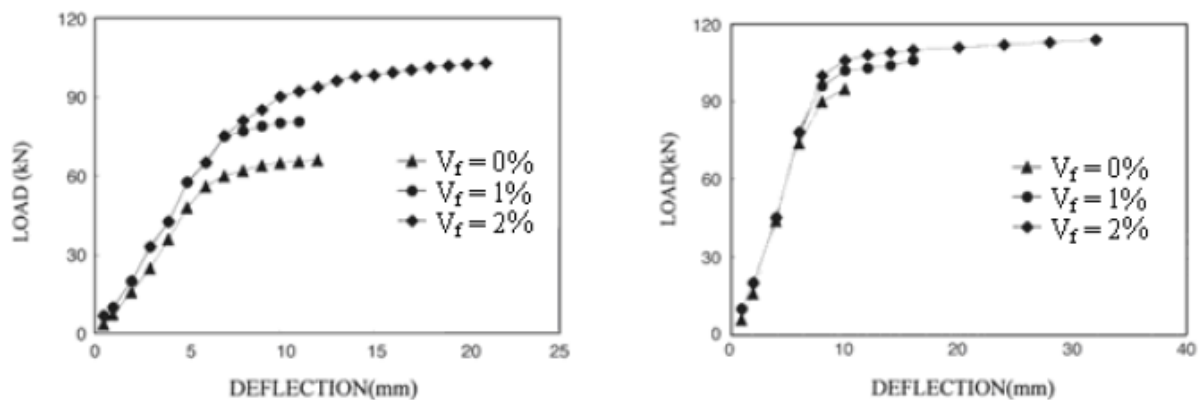
5. Effet des fibres sur le comportement d'une poutre en béton armé en flexion et à l'effort tranchant

5.1. Effet des fibres sur le comportement global en flexion

Il est actuellement établi qu'en présence de fibres, les poutres en béton armé résistent à des niveaux de charges plus élevés [Lim. 99] dans des proportions variables en fonction de différents paramètres (type de fibres, dosage,...). Cet effet est plus prononcé lorsque les armatures transversales sont omises (figure I.24), et le ratio des armatures longitudinales faible. D'autres chercheurs [BAR. 02] ont également conclu qu'en présence des fibres les charges de rupture mais aussi de fissuration sont supérieures.

Après fissuration, les fibres améliorent aussi la rigidité et la capacité portante des éléments en béton armé grâce à un contrôle plus efficace de la fissuration indépendamment de la valeur du module d'élasticité [BAR. 02].

Les résultats concernant le comportement mécanique global avant fissuration sont plus contradictoires. Ainsi, les flèches mesurées à la première fissure dans l'étude menée par [BAR. 02] sont plus élevées pour les poutres en béton fibré, alors que [Lim. 99], [NAR. 87], et [FUR. 97] n'ont observé aucune différence.



a) sans armatures transversales

b) avec 50% armatures transversales requises

Figure I.24 : Influence des fibres sur la Courbe force – flèche, a) sans armatures transversales, b) avec 50% d'armatures transversales [Lim. 99].

5.2. Effet des fibres sur la résistance à l'effort tranchant

La contribution des fibres à la reprise de l'effort tranchant a été étudiée sur des poutres renforcées ou non d'armatures transversales.

D'après [Lim. 99], dans le cas où les fibres sont présentes dans un élément de structure sans cadres, le mécanisme de rupture fait intervenir un terme supplémentaire V_f dans l'équation d'équilibre des efforts agissant au droit d'une fissure d'effort tranchant. Ce terme supplémentaire traduit la contribution mécanique des fibres. Cette action (V_f) dans l'équilibre interne apparaît sur la figure I.25.

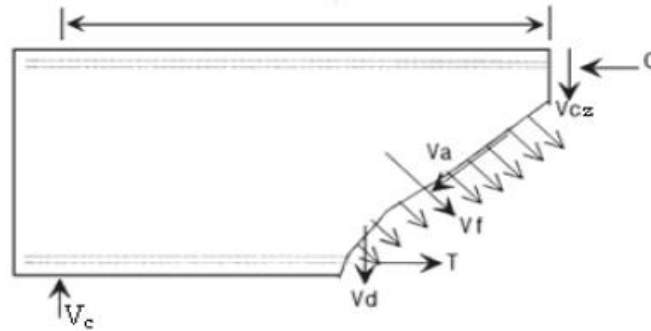


Figure I.25 : Efforts internes dans une poutre fissurée en béton renforcé de fibres sans armatures transversales [Lim. 99].

[Lim. 99] ont établi, pour des poutres avec et sans armatures transversales, l'évolution de la contrainte de cisaillement ultime en fonction de la fraction volumique des fibres, et le résultat est illustré sur la figure I.26. Les performances et les comportements des poutres avec 75 % de cadres requis pour éviter une rupture par effort tranchant et 1% de fibres métalliques, étaient similaires à celles avec 100 % d'armatures transversales sans renfort de fibres, démontrant la faisabilité de substituer partiellement les cadres par les fibres.

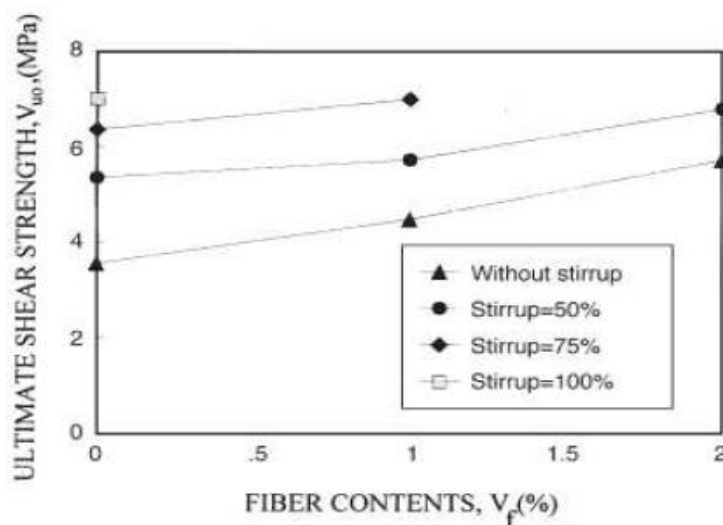


Figure I.26 : Contrainte de cisaillement ultime en fonction de la fraction volumique des fibres.

Afin d'évaluer la participation mécanique des fibres à la résistance à l'effort tranchant [FUR. 97 ; HAN. 97 et JUA. 07] ont étudié les déformations des armatures transversales avec ou sans fibres. La figure I.27 donne les courbes effort-déformation des cadres situés dans la zone d'effort tranchant maximal. A même charge, les déformations des cadres dans les poutres renforcées de fibres métalliques (P3A, P4A, P5A, P6A, P7A avec des dosages variant entre 0,5 et 2% et deux longueurs de fibres : 25,4 et 38,1 mm) sont plus faibles que celles enregistrées dans les cadres de la poutre sans fibres (P1A), probablement grâce à une meilleure contribution du béton fibré tendu dans la reprise des efforts, provoquant ainsi une relaxation des armatures transversales. En présence de fibres, les cadres sont mis en tension pour des efforts plus élevés, suite à l'apparition tardive de la fissure diagonale d'effort tranchant.

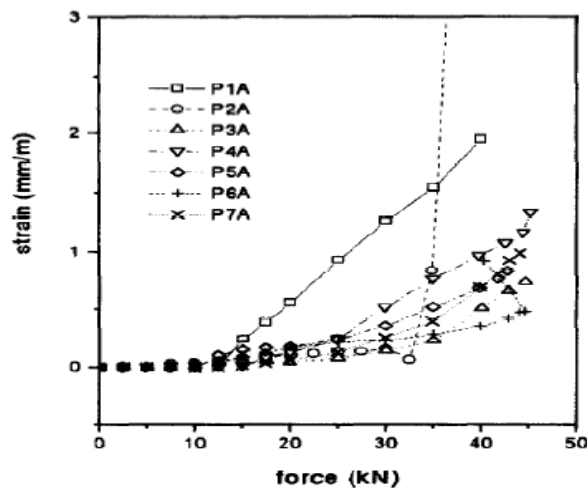


Figure I.27 : Déformations dans les cadres dans la région d'effort tranchant maximal [FUR. 97].

Les performances et les comportements des poutres sans cadres et 2% de fibres métalliques, étaient similaires à celles avec les armatures transversales requises, démontrant ainsi la possibilité de remplacer totalement les cadres par les fibres. Cependant, [NAR. 88] ont, quant à eux, conclu que les fibres ne peuvent pas remplacer entièrement les armatures transversales dès lors que les éléments (poutres) sont soumis à un effort tranchant très important.

5.3. Effet des fibres sur la fissuration et le mode rupture

[Narayanan et Darwish 1987] et [Cucchiara et al 2004] ont montré que les poutres renforcées de fibres métalliques présentaient une fissuration de flexion plus dense.

L'espacement entre les fissures dans le cas d'un béton renforcé de fibres peut être divisé par 5. Ce phénomène est attribué à une distribution plus uniforme des efforts en présence de fibres. [Oh. 92] a mesuré l'ouverture de fissure à différents taux de chargement et a remarqué une réduction significative de leur largeur (figure I.28), ce qui témoigne de l'action des fibres vis-à-vis du contrôle de la fissuration.

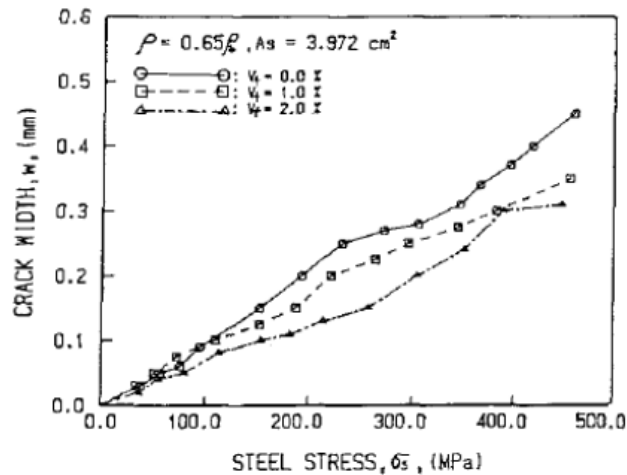


Figure I.28 : Evolution de l'ouverture de fissure en fonction de la contrainte dans l'armature tendue [Oh. 92].

[MED. 05] ont montré que les fibres métalliques réduisent considérablement l'ouverture des fissures d'effort tranchant. L'utilisation des fibres atténue la sévérité du mode de rupture et peut parfois faire basculer ce dernier d'une rupture fragile par cisaillement à une rupture ductile en flexion [CAS. 97]. Toutefois, ce changement de mode de ruine dépend de nombreux paramètres : la quantité d'armatures longitudinales, la géométrie et les dimensions de la poutre, les caractéristiques mécaniques des matériaux, la configuration de chargement, ainsi que la quantité et le type de fibres utilisées [NAR. 88].

D'autres études réalisées par [FUR. 97] et [Li. 92] ont signalé une différence dans l'action des fibres polypropylènes qui sont moins efficaces par rapport aux fibres métalliques. Néanmoins, elles peuvent contribuer au contrôle de la fissuration jusqu'à des ouvertures de fissures plus larges.

I.4. Quelques essais sur le comportement des poutres à l'effort tranchant

Cette partie présente une synthèse bibliographique, des essais expérimentaux réalisés par des chercheurs à fin d'étudier le comportement en flexion et à l'effort tranchant « cisaillement » des bétons armés de fibres. Des poutres en béton armé renforcé de fibres.

1. Essai de l'université of Thrace, « Grèce »

Cette étude expérimentale [CHA. 11] a pour objectif l'étude de l'influence des fibres d'acier sur le comportement au cisaillement des poutres en béton armé soumises à un chargement monotone et cyclique. Les matériaux utilisés dans cette étude expérimentale étaient : le ciment portland (type 35 II a), la sable avec un module de finesse élevé et des agrégats bruts avec un diamètre maximale de $\varnothing=9.5\text{mm}$. Le mélange de béton a été fait avec un rapport eau/ciment ($E/C=0.57$). Des fibres en acier de type Dramix ZC, d'une longueur de 60 mm et un diamètre de 0.8 mm ont été disposées à la main, pour assurer une disposition homogène sur toute la surface. Deux fractions volumiques de 0.5 % et 0.75 % de ces fibres ont été utilisées.

Toutes les poutres testées lors de cette étude ont les mêmes dimensions, une longueur de 1.60 m, largeur 0.1 m, hauteur 0.3 m et une hauteur utile de 0.275 m, et sont ferrailleur comme indiqué sur la figure I.29.

La contrainte de compression du béton renforcé (acier-fibre), avec des fractions volumiques des fibres ($V_f=0.5\%$ et 0.75%) étaient respectivement de (23.0, 28.4 et 30.3 Mpa), Ces valeurs moyennes ont été obtenues sur trois cylindres standards de dimensions ($150 \times 300 \text{ mm}^2$).

L'installation expérimentale est montée sur la figure I.29. Les poutres reposent sur deux appuis à 1.45 m de distance. Un chargement monotone croissant a été imposé à deux points (essai flexion à quatre points). Les déformations sont mesurées par des capteurs piézoélectriques avec une exactitude de 0.05KN. La flèche des poutres testées a été mesurée par des capteurs variables linéaires (LVDT) avec une exactitude de 0.01mm. Des mesures de la charge-flèche et les largeurs des fissures ont été lues et enregistrées sans interruption.

Nom du code de la poutre	chargement	étriers	Vf (%)
MP	Monotone	-	-
MF50	Monotone	-	0.50
CP	Cyclique	-	-
CF50	Cyclique	-	0.50
CF75	Cyclique	-	0.75
CP-S	Cyclique	Ø8/200mm	-
CF50-S	Cyclique	Ø8/200mm	0.75

Tableau I.3 : Caractéristiques des poutres testées [CHA. 11]

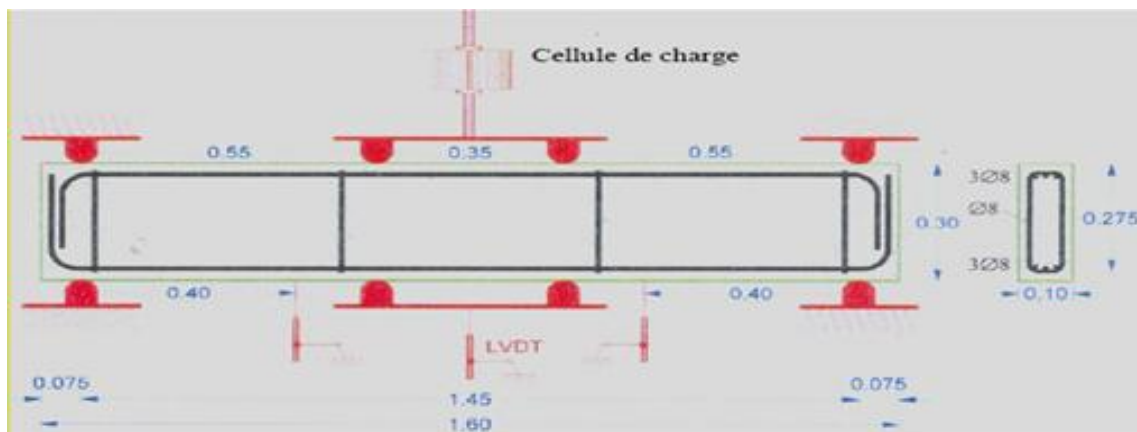


Figure I.29 : installation d'essai des poutres testées [CHA. 11]

D'après les résultats des essais, des fissures diagonales sur les poutres testées ont été remarquées, ce qui explique la rupture par cisaillement. La figure I.30 présente la charge monotone appliquée en fonction de la largeur des fissures des poutres testées. La flèche maximale à la rupture de ces poutres est également rapportée dans cette figure. La réponse entière au cisaillement des poutres soumises aux déformations cycliques en terme de charge appliquée en fonction de la flèche est mesurée expérimentalement est présenté par les figures I.31 et I.32.

Les conclusions basées sur les résultats expérimentaux obtenus par cette étude, ont montrés que : - les poutres avec fibres améliorent la résistance au cisaillement. - Les flèches maximales et les capacités de dissipation d'énergie pour les poutres sans fibres et les poutres de contrôle sont du même ordre. On observe principalement la contribution des fibres en acier après fissuration du béton vis-à-vis du comportement au cisaillement. Le renforcement des poutres sans étriers (avec fibres) ont présentés une meilleure résistance au cisaillement et aux déformations.

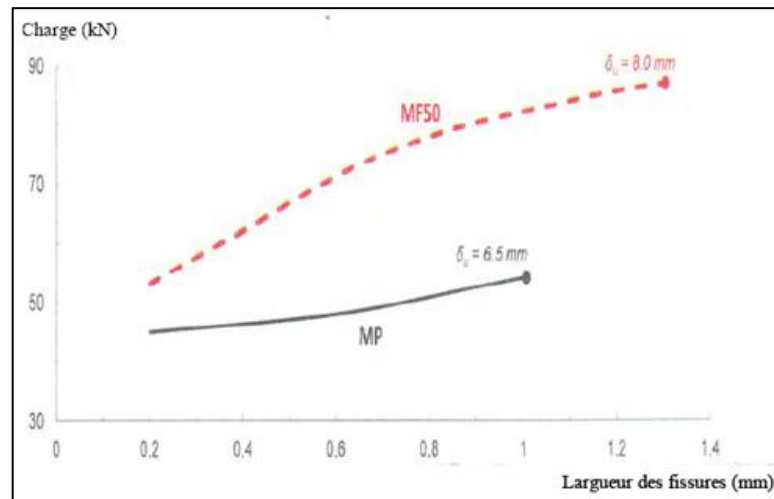


Figure I.30 : Courbe charge en fonction de la largeur des fissures [CHA. 11]

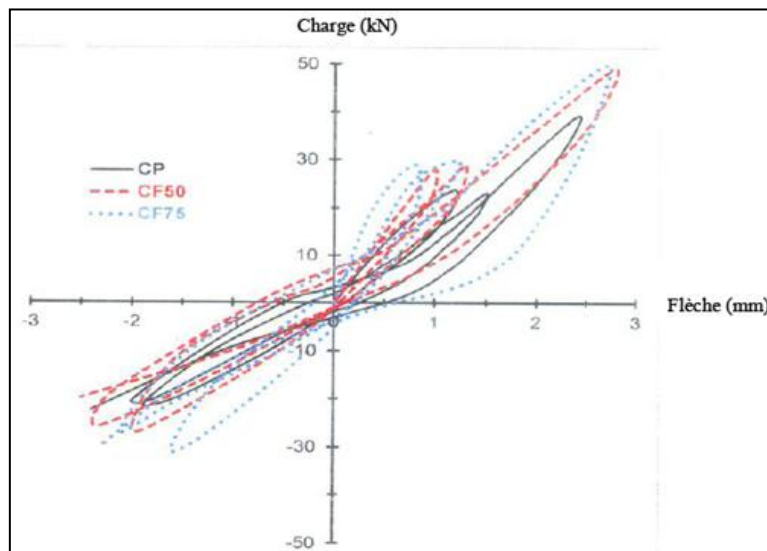


Figure I.31 : Courbe charge-flèche pour les poutres CP, CF50 et CF75 [CHA. 11]

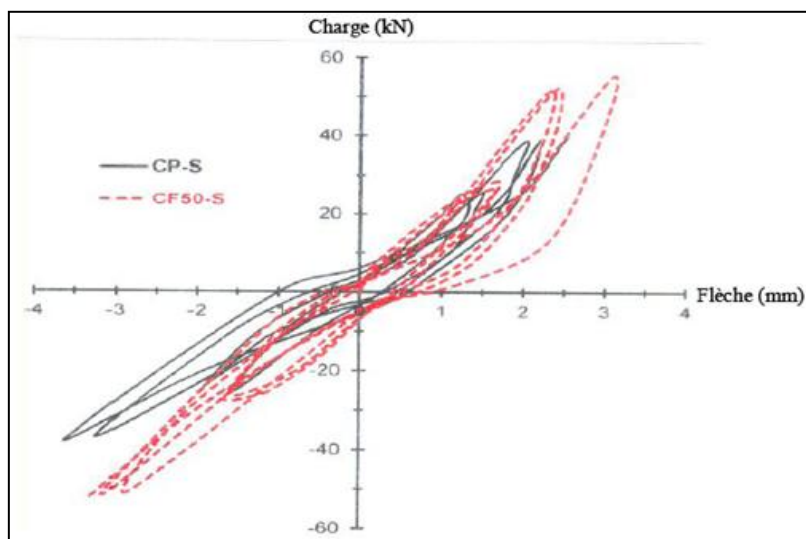


Figure I.32 : Courbe charge-flèche pour les poutres CP-S, CF50-S [CHA. 11]

2. Essai de l'université de São Paulo, « Brésil »

L'objectif de cette étude expérimentale [SYD. 97] est d'étudier le comportement en cisaillement et en flexion des poutres en béton armé renforcé des fibres d'aciers et de polypropylène, aussi d'analyser l'influence des fibres sur les performances structurelles par rapport aux différents pourcentages des armatures transversales. Les poutres testées ont été confectionnées à partir de la même composition de béton, (rapport eau/ciment égale 0.45), Les variables d'essai étant le type et le volume des fibres. Un super plastifiant a été utilisé pour la bonne maniabilité du mélange. Les fibres de type polypropylène ont une longueur de 42 mm et un diamètre de 0.05 mm, par contre les fibres en aciers ont une section rectangulaire (0.20x2.30) mm², avec deux longueurs différentes 25.4 mm et 38.10 mm.

Deux séries de poutres de section [100x100x1000] mm³ ont été préparés : Poutres avec étriers (série A), poutres sans étriers (série B). Ces poutres reposent sur deux appuis distants de 900 mm, et ont été testées en appliquant deux charges égales (Figure : I.33.a). Les caractéristiques des mélanges des poutres testées sont résumées dans le tableau I.4. Des essais de compression ont été réalisés en utilisant des cylindres de section (150x300) mm² pour déterminer les propriétés mécaniques du béton.

La figure I.33 illustre la géométrie et le ferrailage (renforcement) des poutres testées pour les deux séries (série A et B). Les poutres ont été instrumentées avec des jauges électriques dans la zone de compression du béton (symbole C), sur les armatures transversales (symbole A). En plus, des jauges de (LVDT) ont été installées sur les supports et au milieu de la poutre, à fin de mesurer les déformations (déplacement) des poutres, la figure I.34 montre la disposition et les nombres de jauges installées.

Mélange du béton	poutres	Type de fibres	Volume de fibres V_f (%)	Super plastifiant (%)
1	P1A/P1B	-	-	-
2	P2A/P2B	Polypropylène	0.5	1.0
3	P3A/P3B	Acier 25.4mm	1.0	1.0
4	P4A/P4B	Acier 25.4mm	2.0	1.0
5	P5A/P5B	Acier 38.1mm	1.0	1.0
6	P6A/P6B	Acier 38.1mm	2.0	1.0
7	P7A/P7B	Acier 25.4mm	0.5	1.0

Tableau I.4 : Caractéristiques du mélange des poutres testées [SYD. 97]

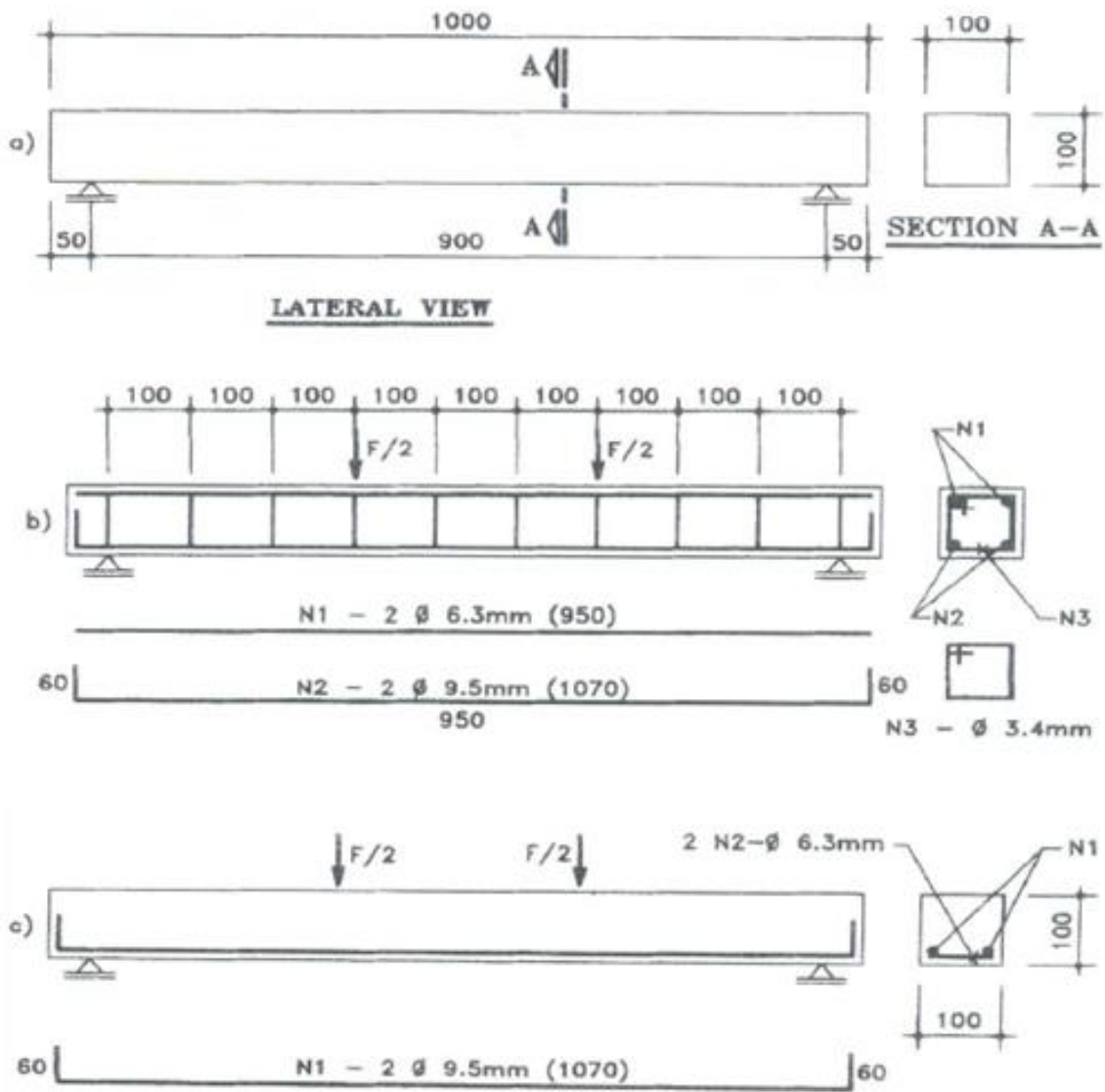


Figure I.33 : (a) Géométrie, (b) Renforcement des poutres série A, (c) Renforcement des poutres série B [SYD. 97]

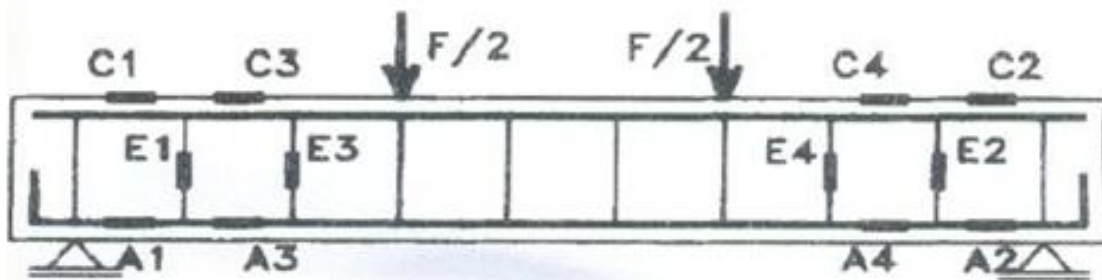


Figure I.34 : Position et nombres de jauges installées [SYD. 97]

Les courbes qui présentent la force en fonction de la flèche des poutres (série A et B) testées sont présentées par les figures I.35 et I.36.

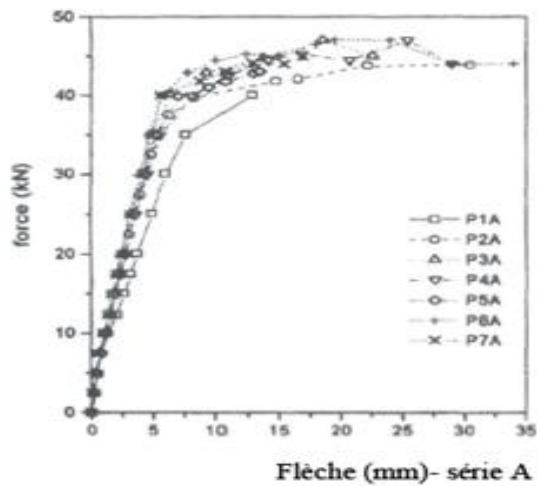


Figure I.35 : Force-Flèche des poutres série A [SYD. 97]

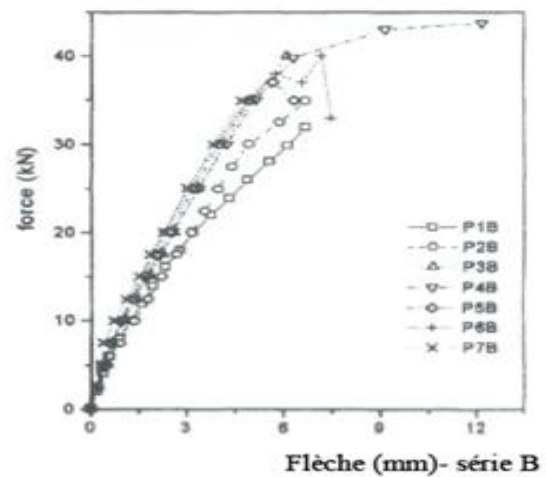


Figure I.36 : Force-flèche des poutres série B [SYD. 97]

Les figures I.37 et I.38 montrent respectivement la progression des déformations dans les étriers aux points (E3-E4) et la progression des déformations dans les armatures longitudinales aux points (A3-A4) des poutres (série A) testées.

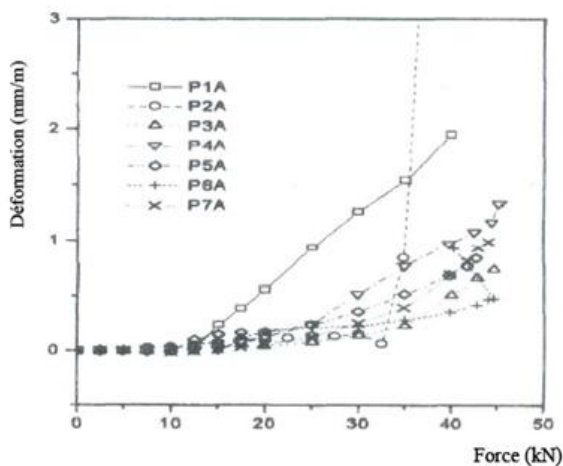


Figure I.37 : Déformation dans les étriers aux points E3-E4 [SYD. 97]

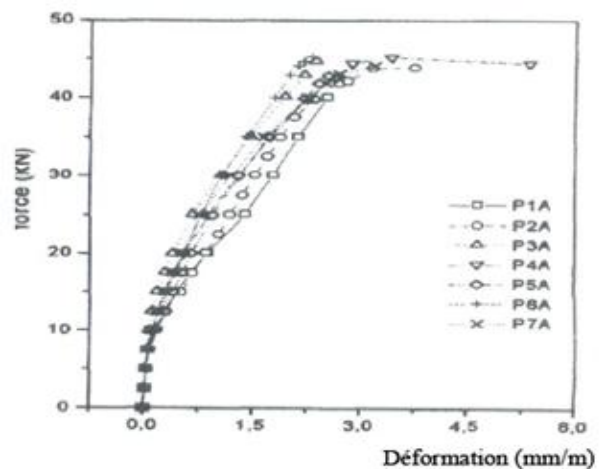


Figure I.38 : Déformations dans les armatures longitudinales aux points A3-A4 [SYD. 97]

Les conclusions tirées de cette étude sont :

- L'ajout des fibres diminue l'ouvrabilité du béton, en particulier dans le cas des fibres de polypropylène.
- L'ajout des fibres d'acier a donné une légère augmentation de la résistance à la traction.

- La propagation des fissures du béton renforcé de fibres a été relativement lente et par conséquent les déformations (flèche) ont été réduites.
- L'ajout de fibres a augmenté la résistance au cisaillement, la rupture était plus ductile dans pratiquement toutes les poutres renforcées de fibres.
- Les résultats obtenus montrent qu'il y a des différences entre les fibres d'acier et polypropylène. Cette différence est due à la différence des modules d'élasticité.

3. Essai de l'université de « South Korea »

Les objectifs de cette étude expérimentale [LIM. 99] sont : D'étudier le comportement mécanique au cisaillement des poutres en béton armé contenant des fibres d'acier. D'étudier la possibilité de faire un mélange (étriers + fibres) pour améliorer la ductilité au cisaillement et limité les ouvertures des fissures.

Toutes les poutres testées ont les dimensions : une longueur de 1300 mm, largeur 100 mm et une hauteur de 180 mm (figure : 1.39). Les variables des essais étant la fraction volumique des fibres en acier (varie de 0 % à 2 %) et le pourcentage des armatures transversales (étriers qui varie entre 0 % à 100 %). Les caractéristiques des aciers et des fibres utilisées sont présentées dans le tableau I.5. Les poutres ont été testées sous applications de deux charges concentrées égales. Trois comparateurs d'une précision de 0.01 mm ont été utilisés pour mesurer les déformations à plusieurs endroits. Des jauges ont été attachées sur les barres longitudinales et les étriers afin de mesurer les déplacements (figure I.39).

	Limite d'élasticité [MPa]	Résistance à la traction [MPa]	Module de Young [MPa]
Barres d'aciers	420	545	2×10^5
Etriers	359	534	2×10^5
Fibres d'acier	1 303	1 784	2×10^5

Tableau I.5 : Caractéristiques des aciers et fibres utilisées [LIM. 99]

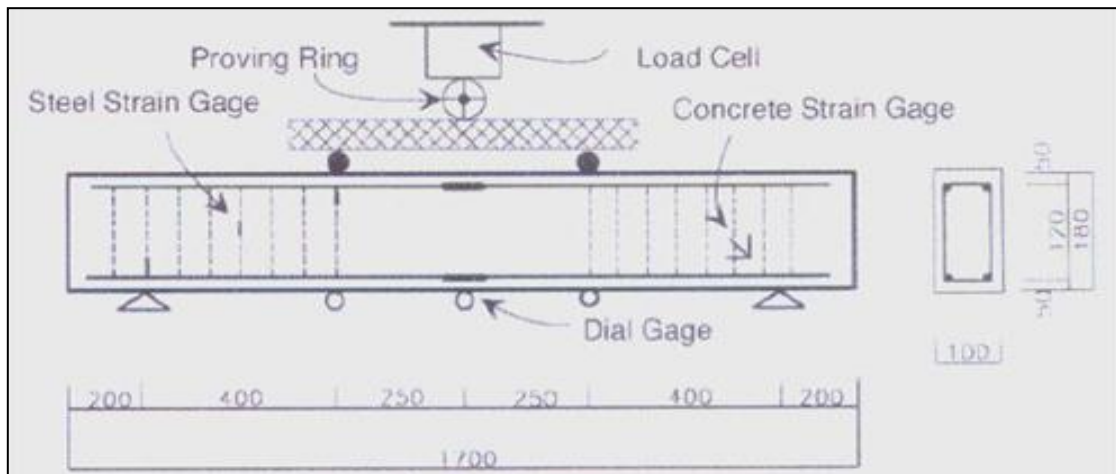


Figure I.52 : Dispositif d'essai des poutres testées [LIM. 99]

La figure I.40 montre la comparaison des différentes résistances relative (compression, flexion, traction) en fonction des teneurs en fibres (%) pour les poutres testées.

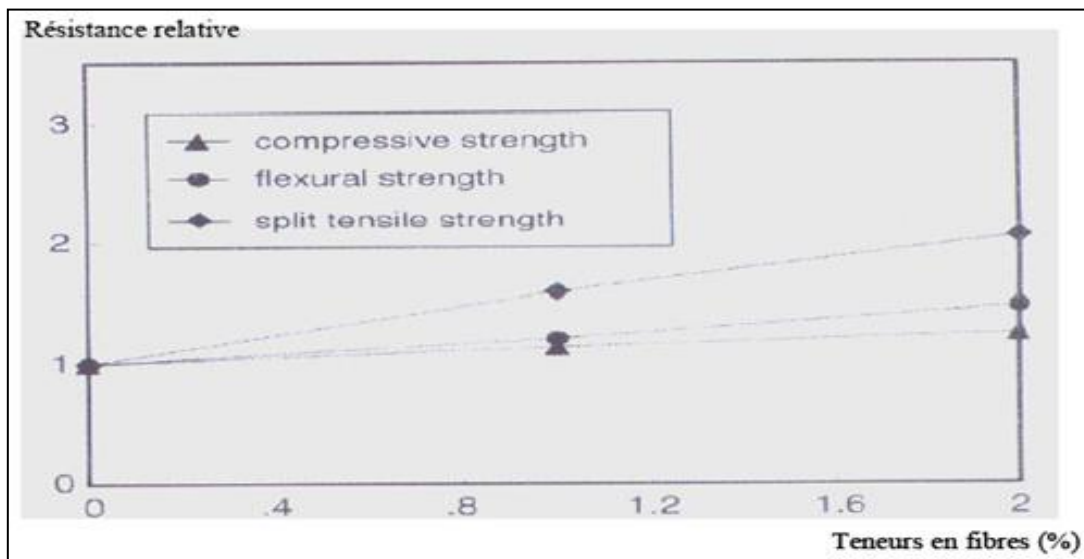


Figure I.40 : Comparaison des différentes résistances relatives en fonction des teneurs en fibres [LIM. 99]

La figure I.41 montre le mode de fissuration pour les différentes poutres testées.



Figure I.41 : Mode de fissuration pour les différentes poutres testées [LIM. 99]

Les courbes charges-flèche pour les poutres testées avec et sans armatures transversales (étriers) sont présentées par les figures I.42 et I.43.

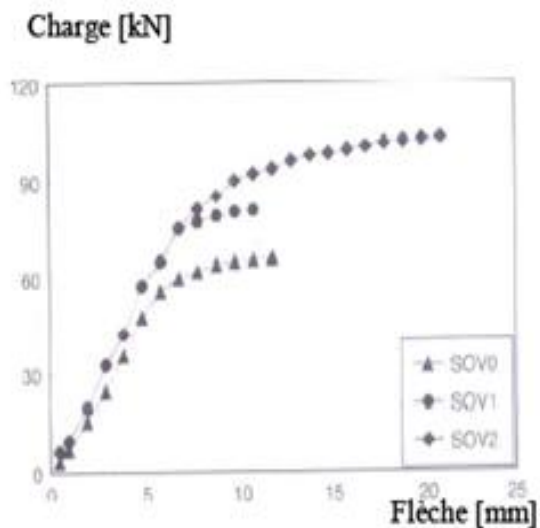


Figure I.42 : Courbe charges-flèche pour poutre sans étriers [LIM. 99]

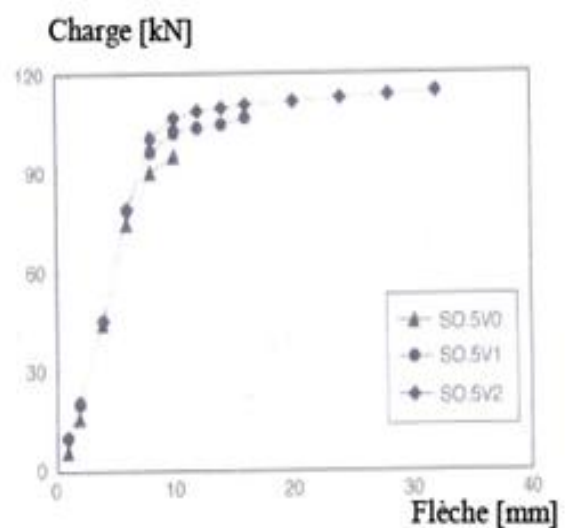


Figure I.43 : Courbes charge-flèche pour les poutres avec 50% des étriers conventionnels [LIM. 99]

La courbe résistance à la fissuration au cisaillement en fonction des teneurs en fibres, ainsi que la courbe résistance ultime au cisaillement en fonction des teneurs en fibres pour les poutres testées avec et sans armatures transversales sont présentées par les figures I.57 et I.58.

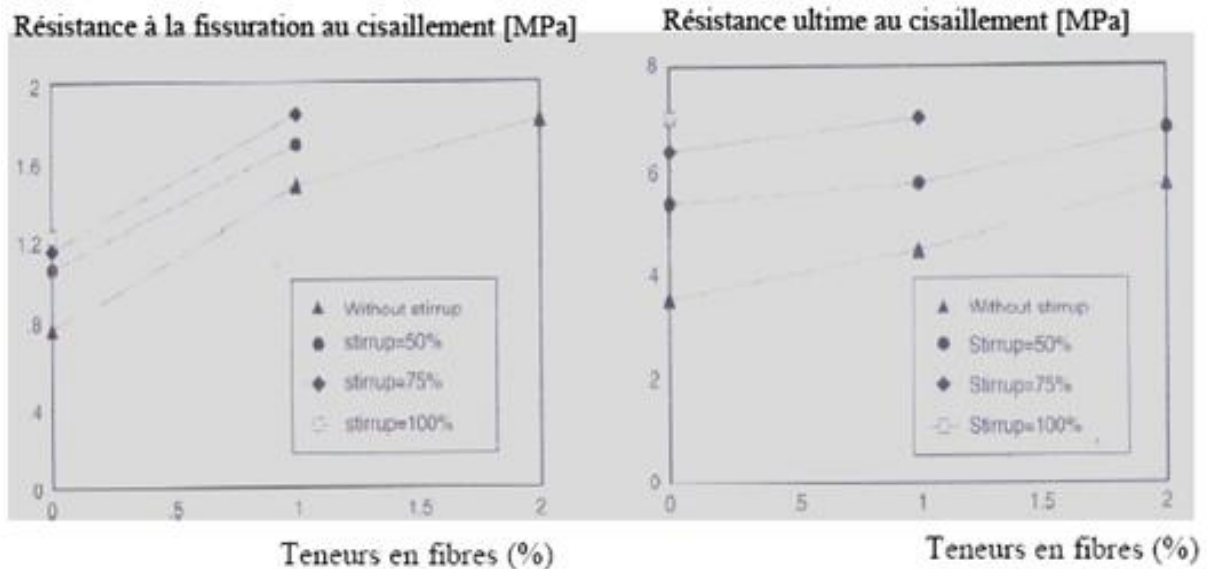


Figure I.44 : Résistance à la fissuration au cisaillement en fonction des teneurs en fibres (%) [LIM. 99]

Figure I.45 : Résistance ultime au cisaillement en fonction des teneurs fibres (%) [LIM. 99]

Les conclusions suivantes peuvent être tirées de cette étude :

- L'ajout des fibres d'acier augmente la résistance à la compression, flexion et la traction.
- Le mode de fissuration change au cisaillement et en flexion lorsque la fraction volumique des fibres d'aciers utilisée dépasse un certain pourcentage, soit environ de 1% dans cette étude. Cela signifie que l'ajout des fibres augmente la capacité de résistance au cisaillement considérablement, et limite les ouvertures des fissures.
- La résistance de la fissuration au cisaillement a augmenté considérablement environ deux fois, en raison de l'ajout des fibres d'acier lorsque le pourcentage en fibre utilisée est de 1%. Ainsi, l'ajout des fibres limite les ouvertures des fissures au cisaillement.
- L'utilisation des teneurs en fibres peut réduire le nombre d'étriers pour résister au cisaillement et une combinaison de fibres et étriers peut satisfaire aux exigences de résistance et ductilité.
- Une méthode d'analyse pour prédire la résistance au cisaillement des poutres en béton armé contenant des fibres d'acier est présentée. La méthode permettra l'analyse du comportement au cisaillement des poutres en béton armé contenant des fibres d'acier.

4. Essai de l'université de North Carolina state Etat Unis « USA »

L'objectif de cette étude expérimentale [AHM. 95] est d'étudier la ductilité au cisaillement des poutres en béton armé léger à résistance normale et à haute résistance, (15) poutres en béton armé ordinaire et à haute résistance avec et sans armatures transversales ont été testées expérimentalement. Toutes les poutres testées ont les dimensions suivantes : une largeur de 127 mm, une hauteur de 254 mm (figure I.46). Les variables d'essai étaient la résistance du béton à la compression (f_c ; qui varie entre 30.5 MPa et 89.3 MPa), le rapport entre le point d'application de l'effort et la hauteur utile (a/d) qui varie de 1 à 4, ainsi que la quantité des armatures transversales qui varie entre 0 et 0.784% (tableau I.6). La composition du béton léger (normale) et de haute résistance est constituée du ciment portland type 1, de sable ayant un module de finesse de 2.62, le diamètre maximale des granulats utilisés est $\varnothing=12.5$ mm et d'eau. Pour assurer une bonne maniabilité du béton un adjuvant (super plastifiant) a été utilisé. Les armatures longitudinales et transversales utilisées ayant un diamètre $\varnothing=8$ mm, la limite d'élasticité moyenne obtenue sur trois essais, et de l'ordre de 421 MPa pour les armatures longitudinales et de 324 MPa pour les armatures transversales (étriers).

Le jour des essais sur les poutres, trois (03) cylindres de « contrôle » ont été testés en compression pour déterminer la résistance du béton.

Le dispositif d'essai utilisé pour le test des poutres et les cylindres est montré par la figure I.47. Un capteur (LVDT) et des jauges ont été montés afin de mesurer les déplacements (déformations) verticales à mi-portée des poutres et les déformations dans les armatures transversales (étriers).

N° de la poutre	Largeur de la poutre (mm)	Hauteur utile en (mm)	a/d	Age de test (jour)	Contrainte du béton testé (MPa)	Armatures tendues A_s (mm ²)	Armatures comprimées A'_s (mm ²)	Espacement des étriers (mm)	Armatures transversales (mm)
LNN-1	127	216	1	143	33.79	258	0	/	0
LNN-2	127	216	2	136	44.83	258	0	/	0
LNN-3	127	216	3	150	40.34	258	0	/	0
LNW-1	127	216	1	151	30.55	567	258	101	0.49
LNW-2	127	216	2	133	38.97	567	258	101	0.49
LNW-3	127	216	3	142	44.62	567	258	101	0.49
LHN-1	127	216	1	107	86.90	567	0	/	0
LHN-2	127	216	2	76	85.45	567	0	/	0
LHN-3	127	216	3	103	89.17	567	0	/	0
LHW-1	127	198	1	85	82.34	1135	258	99	0.51
LHW-2	127	198	2	82	85.79	1135	258	99	0.51
LHW-3	127	198	3	76	89.31	1135	258	99	0.51
LHW-3a	127	198	3	85	88.21	1135	258	76	0.65
LHW-3b	127	198	3	72	86.97	1135	258	63	0.78
LHW-4	127	198	4	66	82.97	1135	258	99	0.51

Tableau I.6 : Caractéristiques des poutres testées [AHM. 95]

Avec :

LNN-1

L : Béton léger.

N : Résistance normale (ordinaire).

N : Poutres sans armatures transversales (sans étriers).

1 : Effet de l'effort tranchant en fonction du rapport (a/d)

LHW-2

L : Béton léger

H : Hauteur résistance

W : Poutres avec armatures transversales (avec étriers)

2 : Effet de l'effort tranchant en fonction du rapport (a/d)

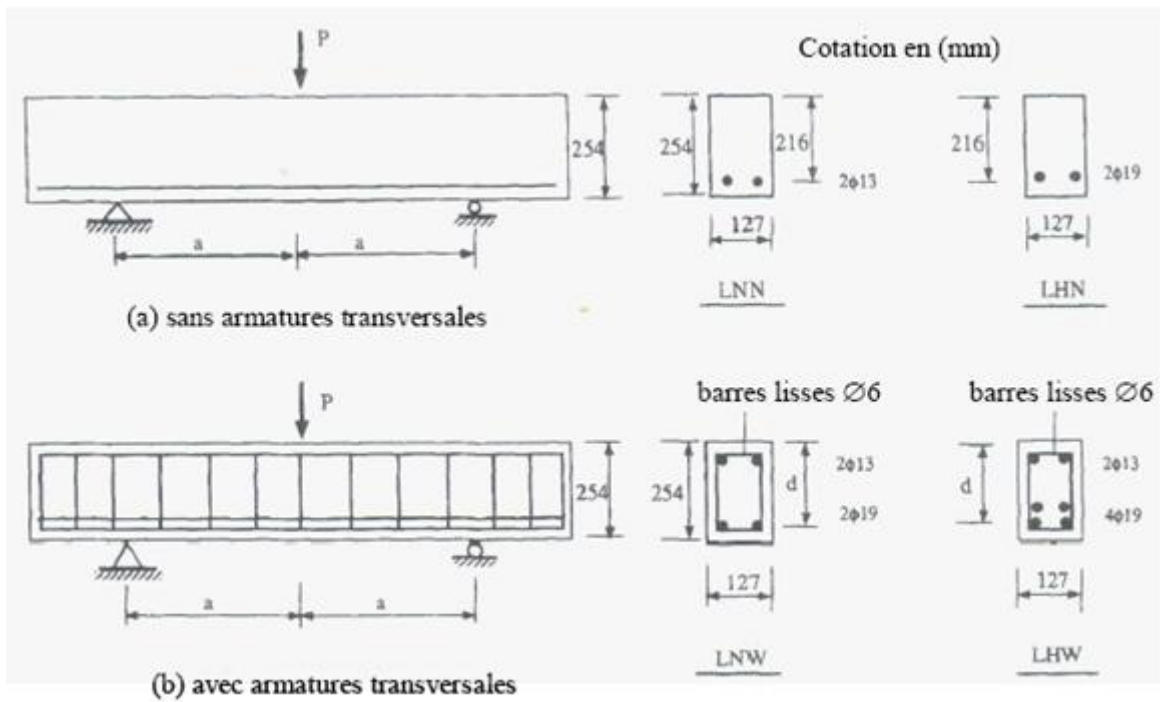


Figure I.46 : Description des poutres testées en béton normale et à haute résistance [AHM. 99]

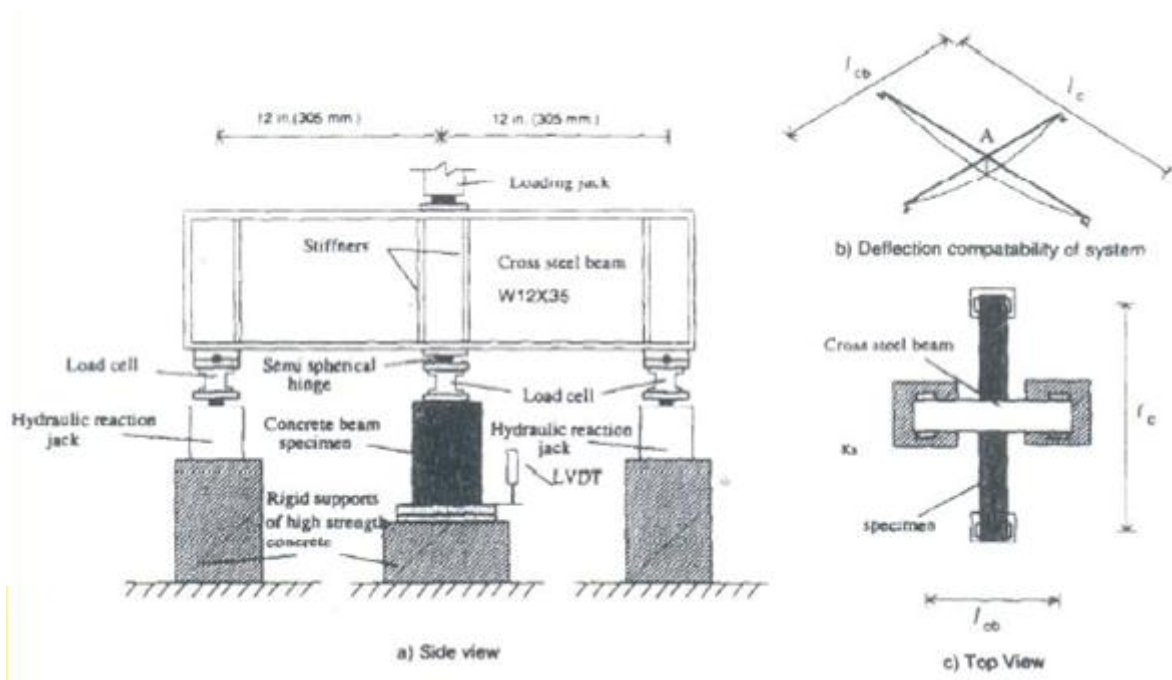


Figure I.47 : Dispositif d'essai utilisé [LIM. 99]

Les résultats présentés dans le tableau I.7, comprennent les valeurs observées des charges (ultime) et du type de rupture des poutres testées en béton armé normale et à haute résistance.

N° de la poutre	a/d	f_c (MPa)	Charge ultime P_u (KN)	Type de rupture
LNN-1	1	33.79	211.72	Compression-diagonale
LNN-2	2	44.83	66.75	Cisaillement-compression
LNN-3	3	40.34	45.30	Traction-diagonale
LNW-1	1	30.55	299.83	Compression-diagonale
LNW-2	2	38.97	168.38	Cisaillement-compression
LNW-3	3	44.62	126.60	Cisaillement-compression
LHN-1	1	86.90	377.17	Compression-diagonale
LHN-2	2	85.45	170.87	Cisaillement-compression
LHN-3	3	89.17	86.82	Traction-diagonale
LHW-1	1	82.34	554.95	Compression-diagonale
LHW-2	2	85.79	270.95	Cisaillement-compression
LHW-3	3	89.31	184.93	Cisaillement-compression
LHW-3a	3	88.21	214.13	Cisaillement-compression
LHW-3b	3	86.97	241.45	Cisaillement-compression
LHW-4	4	82.97	189.70	Cisaillement-compression

Tableau I.7 : Charges (ultime) et type de rupture des poutres testées [AHM. 95]

Les courbes qui présentent la charge en fonction de la flèche à mi-portée pour les 15 poutres testées en béton armé léger et à haute résistance, pour les différents rapports (a/d) et pour les différents pourcentages des armatures transversales ainsi que pour l'effet de la résistance du béton à la compression sont présentées dans les figures I.48, I.49 et I.50.

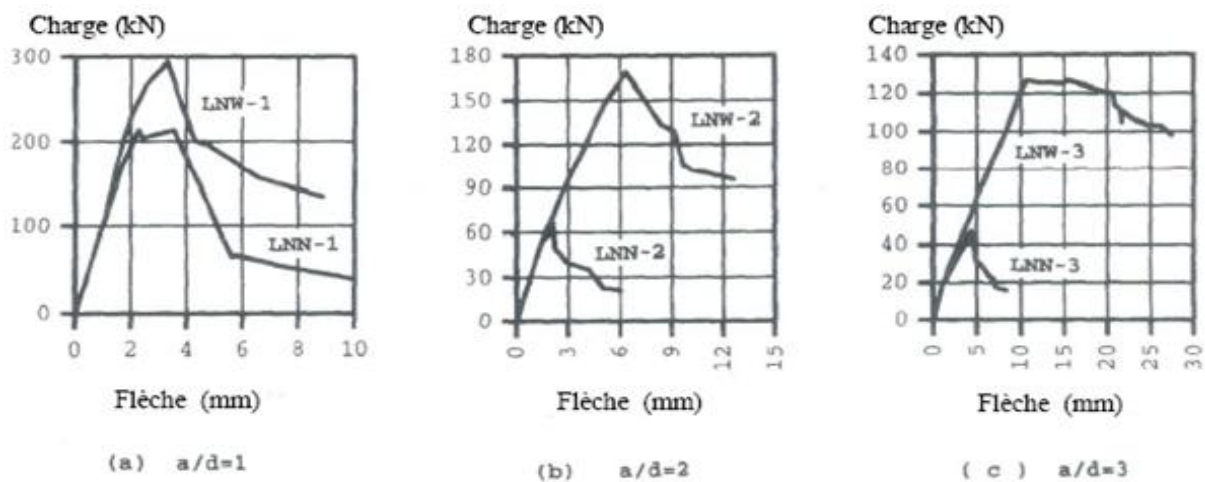


Figure I.48 : Courbes charge-flèche à mi-travée pour un béton armé léger avec armatures transversales [AHM. 95]

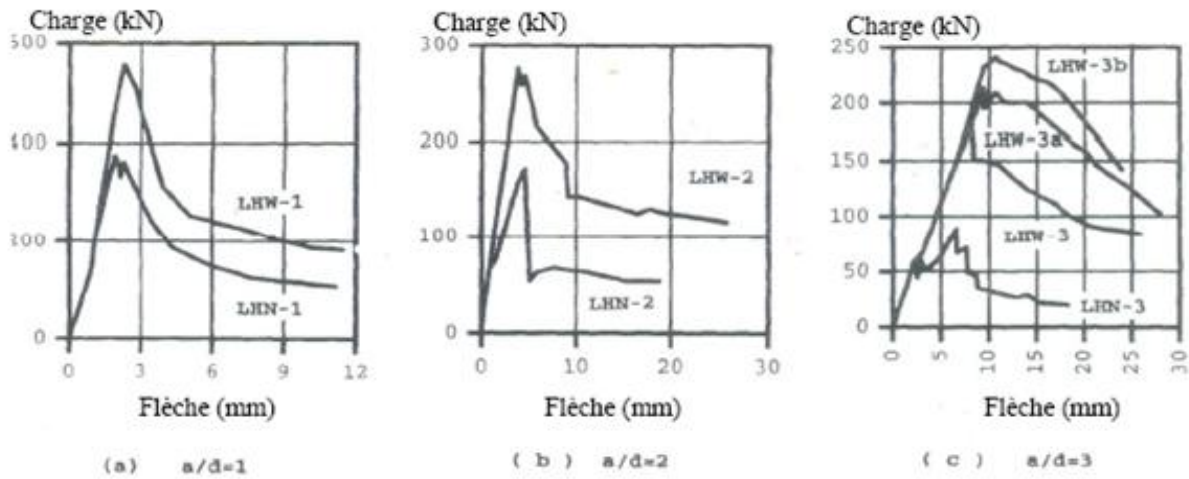


Figure I.49 : Courbes charge-flèche à mi-travée pour un béton armé à haute résistance avec armatures transversales [AHM. 95]

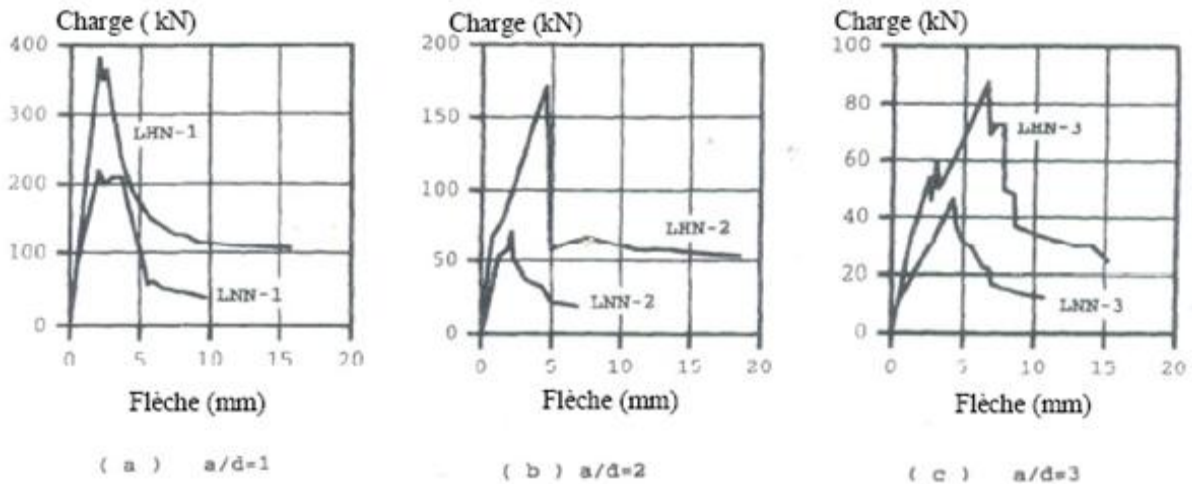
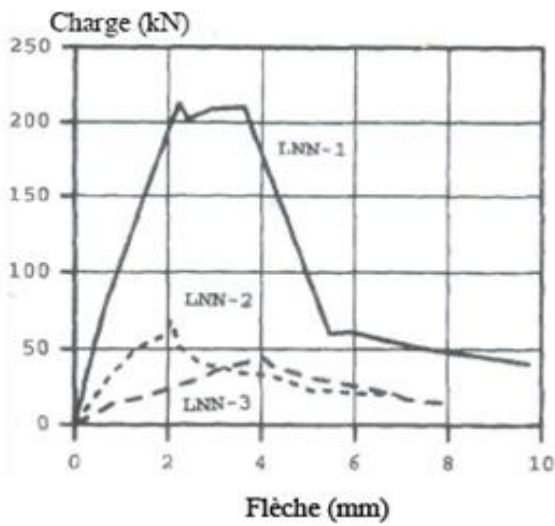
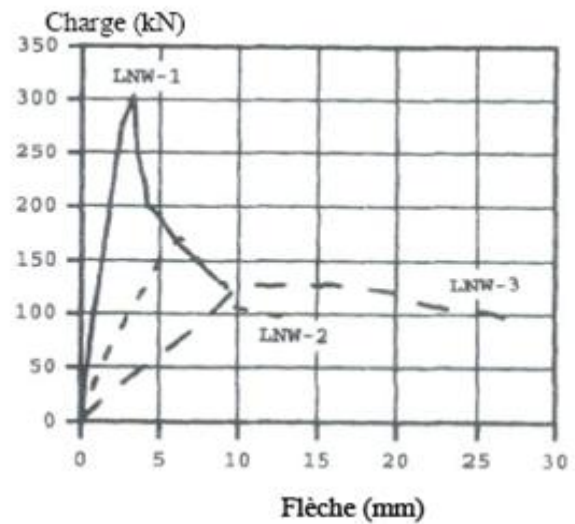


Figure I.50 : Effet de la résistance du béton sur la flèche à mi-travée pour un béton léger sans armatures transversales [AHM. 95]

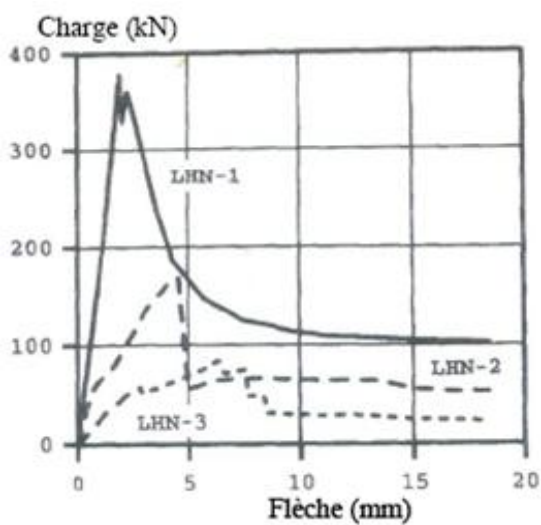
Les courbes qui présentent l'effet du rapport (a/d) sur le comportement charge-flèche à mi-travée du béton armé léger et à haute résistance, avec et sans armatures transversales sont présentés sur les figures I.51 et I.52.



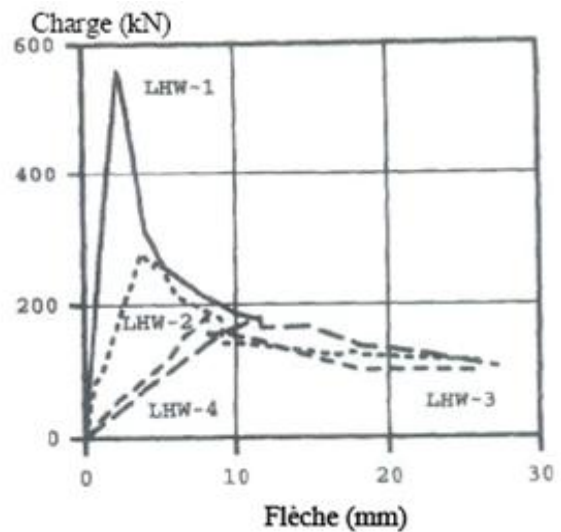
(a) Sans armatures transversales



(b) Avec armatures transversales

Figure I.51 : Effet du rapport (a/d) sur la charge-flèche pour un béton léger [AHM. 95]

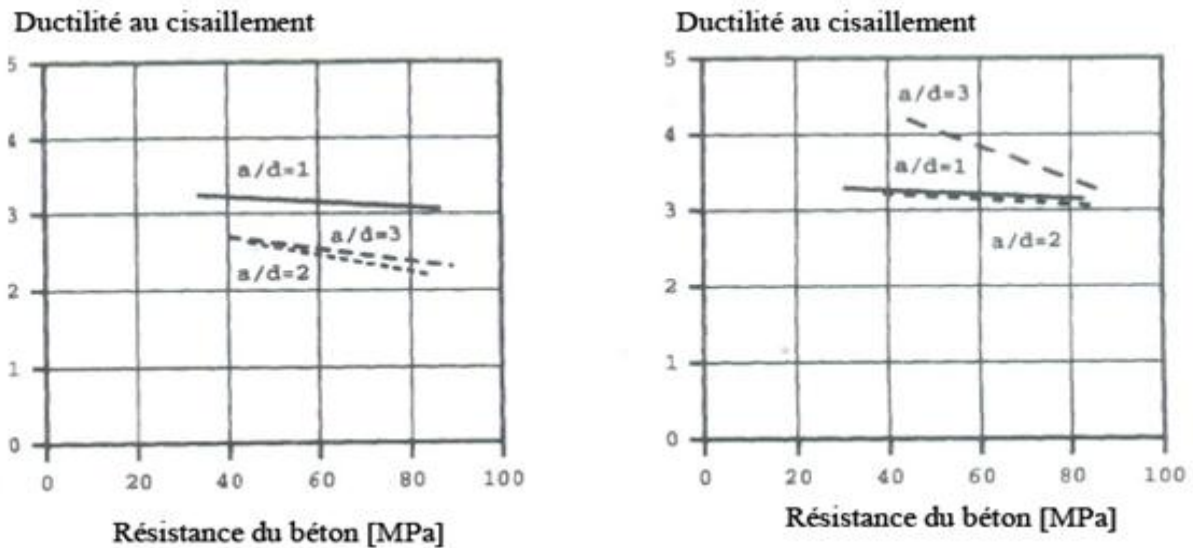
(a) Sans armatures transversales



(b) Avec armatures transversales

Figure I.52 : Effet du rapport (a/d) sur la charge-flèche pour un béton léger à haute résistance [AHM. 95]

La courbe de la figure I.53 montre l'influence de la résistance à la compression du béton léger sur la ductilité au cisaillement des poutres avec et sans armatures transversales.



(a) Sans armatures transversales

(b) Avec armatures transversales

Figure I.53 : Effet de la résistance du béton en compression sur la ductilité au cisaillement des poutres en béton armé léger [AHM. 95]

Les conclusions tirées de cette étude expérimentale [AHM. 95] sont :

1. Pour les poutres avec ou sans armatures transversales (étriers), la ductilité au cisaillement décroît avec l'augmentation de la résistance du béton à la compression. Donc le cas qui donne une meilleur ductilité au cisaillement sont les poutres avec $a/d=3$ par rapport aux poutres avec $a/d=1$ ou 2.
2. L'augmentation du pourcentage des armatures transversales jusqu'à 0.51% a un effet négatif sur l'indice de ductilité au cisaillement pour un rapport $a/d=1$ par rapport aux poutres avec $a/d=2$ et 3, par contre l'augmentation des armatures transversales (étriers) de 0.51% à 0.65% pour les poutres avec un rapport $a/d=3$, l'indice de ductilité augmente de 25%.
3. Les caractéristiques de l'indice de ductilité au cisaillement, (post-pic) après le pic de déformations montre que les poutres avec $a/d=2$ présentent des valeurs inférieures par rapport aux poutres avec $a/d=1$ et 3.
4. Les poutres en béton armé avec un rapport $a/d=3$ présentent après le pic de déformations une phase plastique, lorsque le pourcentage des armatures transversales fournie était 5 fois plus élevé que le pourcentage minimale exigé par la section 11.1.2.1 du code ACI 318-89.

5. Travaux de T.M.Roberts et N.L.Ho

Cette étude expérimentale [ROB. 82] a pour objectif d'étudier la rupture au cisaillement des poutres de grande hauteur en béton armé renforcées de fibres d'acier. Trois séries de poutres ont été testées expérimentalement. Ces poutres ont les dimensions suivantes : une largeur de 50 mm et une hauteur de 200 mm, un seul type de fibres à été utilisée « fibres Duoform » avec un diamètre $\varnothing = 0.38$ mm et une longueur $l = 38$ mm. Trois teneurs en fibres ont été retenues (0%, 3% et 4.5%). La composition du béton utilisée est constituée du (ciment, sable, granulats et eau), le ciment utilisé est de type portland, le diamètre maximale des granulats utilisés est de 10 mm. Le même jour du coulage des poutres, des éprouvettes cylindriques de dimensions [150x300] mm, ont été coulées en utilisant le même béton, à fin de déterminer la résistance du béton à la compression. Après coulage des poutres et cylindres ces derniers sont stockés dans de l'eau pendant 28 jours à une température de 20°, le détail des spécimens des poutres testées sont données dans le tableau I.8.

Poutres	Largeur de poutre « b » (mm)	Hauteur utile « d » (mm)	Longueur (mm)	Endroit de cisaillement « a » (mm)	a/d	Teneurs en fibres en (%)
PCB1	50	170	1000	410	24	0
F3 0B1	50	170	1000	410	24	3.0
F4 5B1	50	170	1000	410	24	4.5
PCB2	50	170	725	273	16	0
F3 0B2	50	170	725	273	16	3.0
F4 5B2	50	170	725	273	16	4.5
PCB3	50	170	725	137	08	0
F3 0B3	50	170	725	137	08	3.0
F4 5B3	50	170	725	137	08	4.5

Tableau I.8 : Détails des spécimens des poutres testées [ROB. 82]

Toutes les poutres et cylindres ont été testées après 31 jours, les cylindres en compression par contre les poutres en flexion « essai à trois points », la charge appliquée est répartie à travers deux plaques de largeur de 50 mm, le détail de chargement des poutres testées est présenté par la figure I.54. La vitesse de chargement a été gardée constante 0.5 mm/min à fin que les fissures puissent être détectées et visualisées.

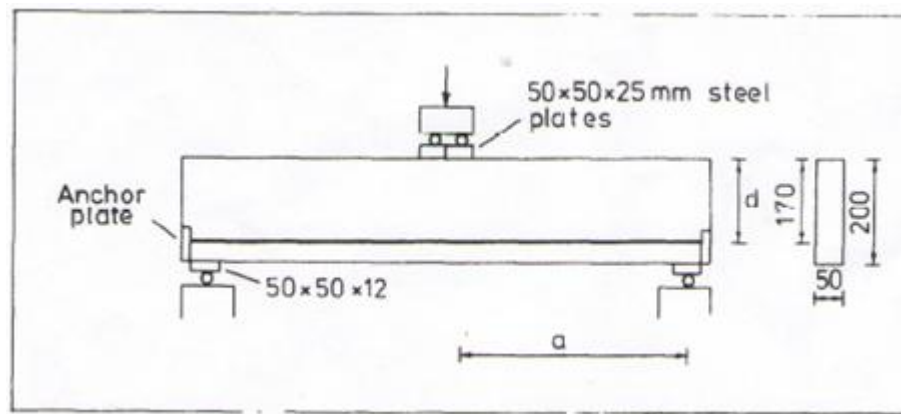


Figure I.54 : Détails de chargement des poutres testées [ROB. 82]

Après les tests des différentes poutres, le mode de fissuration des poutres testées pour les différents rapports (a/d) sont représentés par les figures I.55, I.56 et I.57.



Figure I.55 : Mode de fissurations des poutres testées pour $a/d= 24$ [ROB. 82]



Figure I.56 : Mode de fissuration des poutres testées pour $a/d= 16$ [ROB. 82]



Figure I.57 : Mode de fissurations des poutres testées pour $a/d=8$ [ROB. 82]

La figure I.58, présente la superposition des courbes de (M_u/M_f) (rapport entre le moment max théorique M_u sur le moment max à la rupture M_f) en fonction du rapport (a/d) .

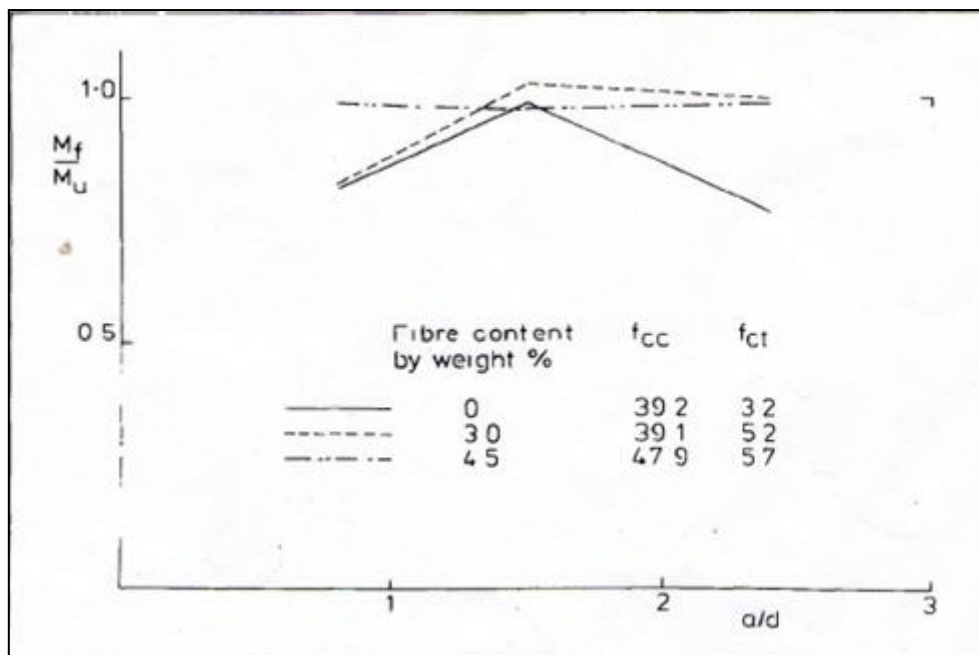


Figure I.58 : Rapport du moment théorique/ moment à la rupture en fonction du rapport a/d [ROB. 82]

Avec :

M_u : Moment max théorique

M_f : Moment max à la rupture

f_{cc} : Résistance à la compression du béton testé

f_{ct} : Résistance à la traction du béton testé

Les conclusions tirées de cette étude expérimentale menée par T.L.Robets et N.L.Ho [ROB. 82] a fin d'étudié le comportement à l'effort tranchant (rupture par cisaillement) des poutres de grandes hauteur en béton armé renforcées par des fibres d'acier sont :

1. La fissuration au cisaillement en particulier dans le cas des poutres de grandes hauteur ce produit avant la résistance ultime à la flexion.
2. L'inclusion des fibres d'acier dans le béton augmente la capacité ultime à la flexion et aussi la résistance à la rupture par cisaillement.
3. Les résultats obtenus par cette étude expérimentale pour le cas des poutres de grande hauteur, montrent que pour un rapport a/d important, la fissuration par cisaillement peut être évitée par l'inclusion des fibres à la place des armatures.
4. Les résultats obtenus aussi montrent que les poutres de grande hauteur résistant bien à l'effort tranchant « cisaillement » principalement par l'action arcade.
5. Les résultats obtenues montre aussi que les fissures diagonales ne peuvent pas ce produire jusqu'à ce qu'elles soient précipité par d'autres procédés tels que le relâchement des armatures à la traction ou fissures à la compression du béton sous la charge appliqué.

ETUDE EXPERIMENTALE

II. ETUDE EXPERIMENTALE

INTRODUCTION

Nous nous intéressons dans la présente étude expérimentale à l'étude du comportement mécanique et à la détermination des caractéristiques mécaniques du béton renforcé de fibres. Pour cela, nous articulons notre étude autour des points suivants :

- Composition du béton ordinaire ;
- Optimisation du béton de fibres ;
- Caractérisation par l'essai de compression simple ;
- Caractérisation par l'essai de traction directe ;
- Caractérisation par l'essai de traction par flexion trois points ;
- Caractérisation par l'essai de traction par flexion quatre points ;
- Caractérisation par l'essai de traction par fendage ;
- Caractérisation par l'essai de cisaillement (effort tranchant).

Les fibres utilisées comme renforts sont locales et issues des déchets d'usinage des pièces en aciers. Elles ont une forme ondulée et se présentent en forme de « copeaux ». Elles proviennent de la société nationale des véhicules industriels (SNVI) de Rouiba, Alger.

La formulation du béton de fibres consiste en la détermination de la composition optimale de la matrice de béton ordinaire devant être renforcée par les copeaux. La présence des fibres dans un béton nécessite une matrice riche en éléments fins pour bien les enrober et pour aussi une meilleure maniabilité. Il faut donc déterminer une composition granulaire spéciale pour le béton de fibres, pour cela nous utilisons la méthode expérimentale d'optimisation développée par le Laboratoire Centrale de Ponts et Chaussées (L.C.P.C). Cette méthode par écoulement dynamique, basée sur la méthode de Baron-Lesage a l'avantage de corriger les inconvénients de la méthode statique du cône d'Abrams.

Pour l'étude du comportement et la détermination des caractéristiques mécaniques des bétons de fibres métalliques (copeaux), les différentes éprouvettes confectionnées ont été soumises aux essais mécaniques de compression simple, traction directe, traction par flexion trois points et quatre points et aussi à l'essai de cisaillement (effort tranchant sur des éléments de poutre).

Pour ce faire, nous avons retenu pour notre travail deux longueurs de fibres : 30 mm et 50 mm avec, respectivement, 4 ondulations et 8 ondulations. Elles sont incorporées dans une matrice en béton dont le rapport sable/gravier est de 0.8 avec une fraction volumique en fibres de : $W = 0.6 \%$ et $W = 0.8 \%$ pour chaque longueur et $W = 1 \%$ pour la longueur de 30 mm.

Les essais ont été menés au laboratoire de Génie Civil de l'université Mouloud Mammeri de Tizi-ouzou.

II.1. ETUDE DE LA FORMULATION DE BETON

II.1.1. Formulation du béton ordinaire

1. Introduction

L'étude de la composition de béton consiste à définir le mélange optimal de ces différents constituants (sable, graviers, ciment, eau et adjuvant), lui garantissant une ouvrabilité compatible avec les moyens de sa mise en œuvre et possédant après durcissement, de bonnes caractéristiques (bonne étanchéité, bonne résistance mécanique, faible retrait, bonne durabilité..).

2. Les différents constituants du béton

2.1. Les liants

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire capable de faire prise dans l'eau. Il se présente sous l'aspect d'une poudre très fine qui, mélangée avec de l'eau, forme une pâte faisant prise et durcissant progressivement dans le temps. C'est le constituant fondamental du béton puisque c'est lui qui assure la cohésion des différents constituants. Généralement, on peut utiliser les ciments normalisés (gris ou blanc), les ciments spéciaux (alumineux fondu, prompt, ..), les liants à maçonner ou les chaux hydrauliques naturelles.

Dans notre étude expérimentale le ciment utilisé est de type **CPJ CEM II / 42,5R** provenant de LAFARGE d'Alger.

2.2. Les sables

Les sables utilisés sont les sables appelés "sables normalisés". Les sables de bonne granulométrie doivent contenir des grains fins, moyens et gros. Les grains fins se disposent dans les interstices entre les gros grains pour combler les vides. Ils jouent un rôle important car ils réduisent les variations volumiques et les chaleurs dégagées. Les dosages se font plutôt en poids qu'en volume afin d'éviter les erreurs de dosage par suite de l'augmentation de volume du sable humide. Ils peuvent être:

- naturels roulés (de rivières, de sablières, ..), de nature siliceuse ou silico-calcaire;
- naturels concassés (roches de carrières) comme les basaltes, porphyres et quartzites. Ceux la sont anguleux et durs.
- spéciaux (lourds, réfractaires, légers): sable de laitier, sable d'oxydes de fer, de chromite, sable de briques concassées et polystyrène expansé.

Certains sables sont à éviter, notamment: les sables très fins, les sables crus qui manquent de fines et les sables de dunes ou de mer qui contiennent des sels néfastes pour les constituants des ciments. Les sables doivent être propres.

Le diamètre maximum des grains de sable utilisé pour les mortiers est classifié comme suit:

- extra-fins: jusqu'à 0,8 mm (en tamis), soit 1 mm (en passoire);
- fins: jusqu'à 1,6 mm;
- moyens: jusqu'à 3,15 mm;
- gros: jusqu'à 5 mm.

Dans notre étude expérimentale le sable utilisé est un sable de diamètre qui varie de 0 à 3 mm.

2.3. Les granulats

Les granulats doivent avoir une bonne granulométrie. Le diamètre des granulats varie du plus petit au plus gros. Ils peuvent être:

- naturels et roulés (de rivières, de sablières, ..), de nature siliceuse ou silico-calcaire;
- naturels concassés (roches de carrières), comme des basaltes, porphyres, quartzites. Ils sont anguleux et durs.

Les granulats sont classés selon leurs diamètres:

- petits: de 3 à 8 mm,
- moyens: de 8 à 15 mm
- gros: de 15 à 25 mm
- très gros: de 25 à 40 mm.

Dans notre étude expérimentale les granulats utilisés sont de nature concassés et leur diamètre varie de 3 à 16 mm.

2.4. L'eau de gâchage

L'eau de gâchage ne doit contenir aucun composant qui risque d'attaquer chimiquement le ciment, les granulats ou les armatures (une eau propre).

Dans notre étude expérimentale l'eau utilisée est l'eau du robinet.

2.5. Les adjuvants

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés au béton frais en faible quantité. Ils améliorent les propriétés des bétons et des mortiers auxquels ils sont ajoutés. Les principaux adjuvants sont:

- les plastifiants (améliorent la maniabilité et sont réducteurs d'eau),
- les entraîneurs d'air (permettent d'incorporer pendant le malaxage, une quantité contrôlée de fines bulles d'air uniformément réparties et qui subsistent après durcissement),
- les modificateurs de prise (retardateurs, accélérateurs),
- les hydrofuges (adjuvants qui réduisent l'absorption capillaire du béton durci).

Dans notre étude expérimentale l'adjuvant utilisé est le Super plastifiant haut réducteur d'eau **MEDAPLAST SP 40**, fourni par les produits Granitex. Il permet d'obtenir des bétons et mortiers de grande qualité en termes de résistance et de fluidité.



Figure II.1 : Le Super plastifiant MEDAPLAST SP 40.

3. Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique sert à déterminer la distribution en poids des particules d'un matériau suivant leurs dimensions.

3.1. Principe de l'essai

L'essai consiste à fractionner, au moyen d'une série de tamis, un matériau en plusieurs catégories de grains de tailles décroissantes.

Les dimensions des mailles et le nombre de tamis sont choisis en fonction de la nature de l'échantillon et de la précision attendue. La dimension nominale des tamis est donnée par l'ouverture de la maille, c'est-à-dire par la grandeur de l'ouverture carrée. Ces dimensions sont telles qu'elles se suivent dans une progression géométrique de raison 1.259 (Voir tableau II.1), depuis le tamis 0,063 mm jusqu'au tamis 125 mm.

Module	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Tamis (mm)	0.08	0.100	0.125	0.160	0.200	0.250	0.315	0.400	0.500	0.630	0.800
Module	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41
Tamis (mm)	1.00	1.25	1.60	2.00	2.50	3.15	4.00	5.00	6.30	8.00	10
Module	42	43	44	45	46	47	48	49	50		
Tamis (mm)	12.5	16	20	25	31.5	40	50	63	80		

Tableau II.1 : Dimensions nominales des tamis selon norme EN 933-2

3.2. Préparation de l'échantillon

Il faut que l'échantillon analysé soit en quantité suffisante pour être mesurable et pas trop important pour éviter de saturer les tamis et de les faire déborder. Pour éviter ces inconvénients, la masse de l'échantillon M doit être dans la plage :

$$0.2D < M < 0.6D$$

Où D représente la dimension du plus gros granulat en mm et M est la masse de l'échantillon en Kg.

3.3. Description de l'essai

Les granulats utilisés pour préparer le béton sont de forme concassés et leur diamètre est de 0/3, 3/8 et 8/15. Une fois ces matériaux lavés, ils sont séchés pendant 72 heures dans une étuve à une température maximale de 105°C.

On emboîte les tamis les uns sur les autres dans un ordre décroissant du front de la colonne vers le bas. Dans la partie inférieure, nous disposons d'un fond étanche qui permet de récupérer les fillers. Un couvercle est disposé en haut de la colonne afin d'interdire toute perte de matériau pendant le tamisage. On appelle tamisât le poids du matériau passant à travers un tamis donné et refus le poids du matériau retenu.

Le matériau étudié est versé en haut de la colonne de tamis et celle-ci est vibrée à l'aide de la tamiseuse électrique. Nous considérons que le tamisage est terminé lorsque le refus ne varie pas. Le refus du tamis ayant la plus grande maille est pesé. Soit R_1 , la masse de ce refus. Le refus du tamis immédiatement inférieur est pesé avec le refus précédent. Soit R_2 , la masse des deux refus. Cette opération est poursuivie pour tous les tamis pris dans l'ordre décroissant des ouvertures. Ceci permet de connaître la masse des refus cumulés R_n aux différents niveaux de la colonne de tamis. Le tamisât présent sur le fond de la colonne de tamis est également pesé. Les résultats des différents tamisages sont présentés dans les tableaux II.2, II.3 et II.4 suivants:

Dimension des tamis en (mm)	Refus en (gr)	Refus cumulé en (gr)	Refus cumulé (%)	Tamisât cumulé (%)
5	0.4	0.4	0.02	99.98
4	26.5	26.9	1.35	98.65
3.15	214.1	241	12.07	87.93
1.25	910.6	1151.6	57.71	42.29
1	107.4	1259	63.1	36.90
0.315	289.1	1548.1	77.58	22.42
0.16	239.9	1788	89.6	10.40
0.08	187.3	1975.3	98.99	1.01
Fond	20.2	1995.5	100	0

Tableau II.2 : Analyse granulométrique du sable 0/3

Dimension des tamis en (mm)	Refus en (gr)	Refus cumulé en (gr)	Refus cumulé (%)	Tamisât cumulé (%)
12.5	0	0	0	100
10	3.5	3.5	0.12	99.88
8	16.5	20	0.67	99.33
6.3	786.5	806.5	26.93	73.07
5	763	1569.5	52.40	47.60
4	536.5	2106	70.32	29.68
3.15	485	2591	86.51	13.49
2.5	123.5	2714.5	90.63	9.37
1.25	267.5	2982	99.56	0.44
1	4.5	2986.5	99.72	0.28
Fond	8.5	2995	100	0

Tableau II.3 : Analyse granulométrique du gravier 3/8

Dimension des tamis en (mm)	Refus en (gr)	Refus cumulé en (gr)	Refus cumulé (%)	Tamisât cumulé (%)
20	0	0	0	100
16	33.5	33.5	6.67	93.33
12.5	1253.5	1287	25.77	74.23
10	1734	3021	60.49	39.51
8	1057.5	4078.5	81.67	18.33
6.3	620	4698.5	94.08	5.92
5	188	4886.5	97.85	2.15
3.15	42	4928.5	98.69	1.31
2.5	0.5	4929	98.70	1.30
1.25	8.5	4937.5	98.87	1.13
Fond	56.5	4994	100	0

Tableau II.4 : Analyse granulométrique du gravier 8/15

Les valeurs des tamisât données dans les tableaux ci-dessus nous permettent de tracer les courbes granulométriques de chaque granulat (Figure : II.2)

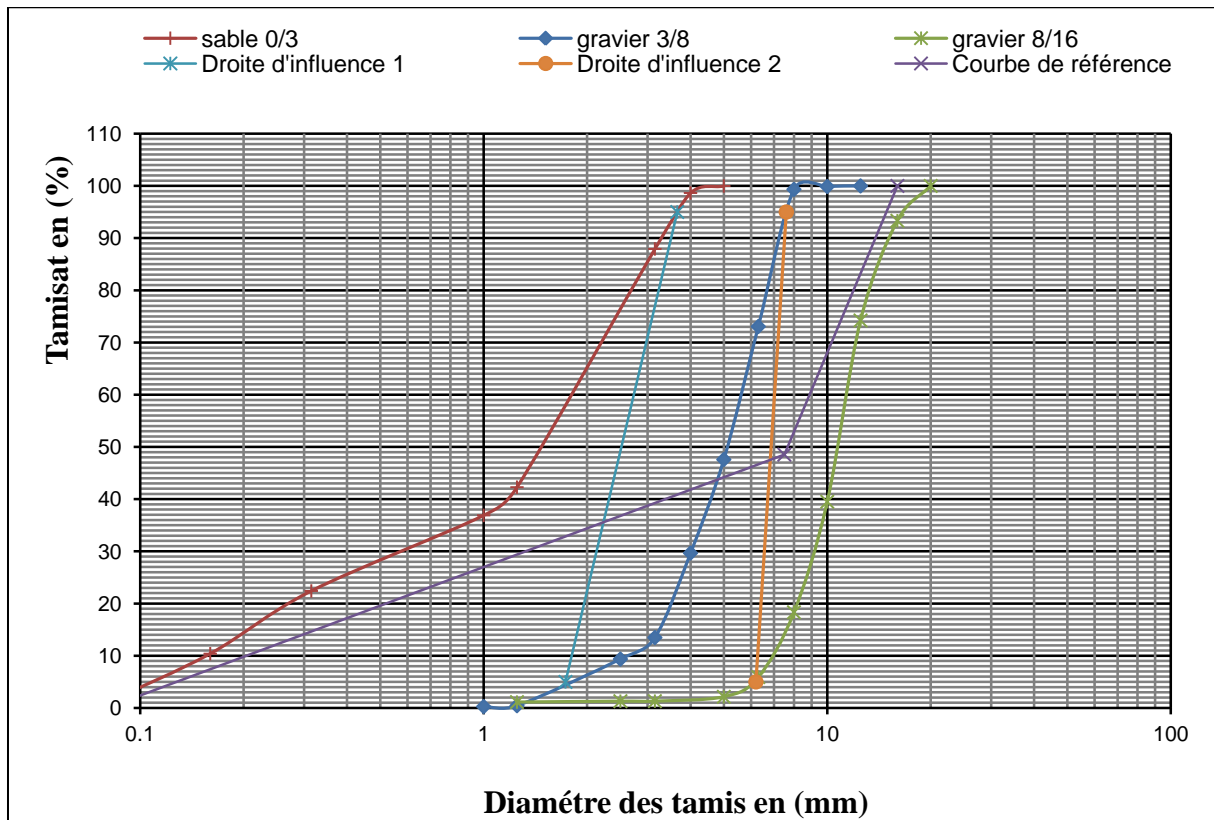


Figure II.2 : Courbe granulométrique

3.4. Masse volumique absolu et apparente

La masse volumique d'un corps est la masse de l'unité de volume de ce corps. Le volume absolu ne prend pas en considération les vides inclus et le volume apparent fait intervenir les vides intra et inter-granulaires.

Les résultats sont indiqués dans le tableau II.5.

Granulats	Sable (0/3)	Gravier (3/8)	Gravier (8 /16)
Masse volumique absolue (g/cm^3)	2.72	2.73	2.71
Masse volumique apparente (g/cm^3)	1.4	1.27	1.21

Tableau II.5 : Masse volumique apparente et absolue des granulats.

3.5. Coefficient d'absorption (NF P18-554)

Certains matériaux granulaires peuvent présenter une porosité interne qui est préjudiciable, en particulier, à la résistance au gel des bétons. En effet, l'eau incluse dans le granulat provoque l'éclatement du béton lorsque celui-ci est soumis de manière prolongée à des basses températures. La porosité est le rapport du volume des vides au volume réel (apparent) de l'échantillon. Le coefficient d'absorption est le rapport de la masse d'eau absorbée par le matériau jusqu'à saturation à la masse de l'échantillon sèche.

Les résultats de caractérisation de l'absorption des différents granulats sont récapitulés dans le tableau II.6.

Granulats	Sable (0/3)	Gravier (3/8)	Gravier (8 /16)
Absorption(%)	3.2	2.4	1.3

Tableau II.6: Résultats de l'absorption.

3.6. Module de finesse

C'est le centième de la somme des refus (exprimé en pourcentage de poids) aux tamis de 0.16, 0.315, 0.63, 1.25, 2.5, 5 mm.

Le module de finesse est particulièrement appliqué aux sables dont il est une caractéristique importante.

$$MF \text{ d'un sable} = \frac{\text{somme des refus aux tamis (0.16, 0.315, 0.63, 1.25, 2.5, 5)mm}}{100}$$

$$MF \text{ sable} = 2.9$$

Un bon sable à béton doit avoir un module d'environ 2.2 à 2.8 ; au-dessous le sable a une majorité d'éléments fin et très fin, ce qui nécessite une augmentation du dosage en eau ; au dessus le sable manque de fines et le béton y perd en ouvrabilité.

Dans notre cas, le sable utilisé est grossier

4. Formulation du béton ordinaire par la méthode de Dreux-Gorisse

4.1. Principe de la méthode

Pour la formulation du béton ordinaire (témoin) ; nous avons opté pour la méthode de Dreux-Gorisse [DRE. 95], qui permet de déterminer les quantités optimales des matériaux (eau E, ciment C, sable S, gravillon g et gravier G) nécessaire pour la confection d'un mètre cube de béton tout en satisfaisant les critères suivants :

- **Critère de résistance**

Le béton doit être formulé pour qu'à 28 jours sa résistance moyenne en compression atteigne la valeur caractéristique σ'_{28j} .

Cette valeur doit, par mesure de sécurité, être supérieure de 15 % à la résistance minimale en compression σ_{28j} nécessaire à la stabilité de l'ouvrage.

$$\sigma'_{28j} = \sigma_{28j} + 0.15\sigma_{28j} \text{ soit: } \sigma'_{28j} = 1.15\sigma_{28j}$$

La résistance désirée pour le béton témoin à 28 jours est:

$$\sigma_{28j} = 26MPa$$

D'où la résistance visée pour le béton témoin à 28 jours vaut :

$$\sigma'_{28j} = 1,15 \times 26$$

$$\sigma'_{28j} = 30 MPa$$

- **Critère d'ouvrabilité**

L'ouvrabilité peut se définir comme la facilité offerte par le béton à bien se mettre en œuvre pour le bon enrobage des armatures, un parfait remplissage du coffrage et sans ségrégation.

Ce critère peut, en générale, se définir à partir de la plasticité par l'affaissement au cône d'Abrams selon les valeurs indiquées dans le tableau II.7.

Consistance du béton	Affaissement au cône (cm)	Serrage nécessaire
Très ferme	≤ 2	Vibration nécessaire
Ferme	3 à 5	Bonne vibration
Plastique	6 à 9	Vibration normale
Très plastique	10 à 15	Simple piquage
Fluide	> 16	Léger piquage

Tableau II.7 : Consistance du béton

4.2. Dosage en eau et en ciment

La résistance moyenne visée R'_{28} , permet d'évaluer le rapport C/E ; on utilisant la formule de Bolomey :

$$R'_{28} = G\sigma'_c \left(\frac{C}{E} - 0.5 \right)$$

Avec :

$R'_{28} = \sigma'_{28}$ résistance visée à 28 jours en (MPa).

σ'_c classe vraie de ciment en (MPa).

G coefficient granulaire, (choisi du tableau II.8).

C dosage en ciment en (Kg/m³).

E dosage en eau en (Kg d'eau /m³ de béton ou litre d'eau/m³ de béton).

Qualités des granulats	Dimension D des granulats		
	$D \leq 16$ mm	$25 \leq D \leq 40$ mm	$D \geq 63$ mm
Excellente	0.55	0.60	0.65
Bonne, courante	0.45	0.50	0.55
Passable	0.35	0.40	0.45

Tableau II.8 : valeurs approximatives du coefficient granulaire G

Les granulats utilisés ont un diamètre inférieur à 16 mm, et sont de bonne qualité ; d'où un coefficient granulaire **G=0.45**.

Parmi la liste des ciments disponible sur le marché des matériaux de constructions, nous avons retenu le ciment CPJ CEM II / 42,5 R. Sa classe vraie est estimée à 42.5MPa.

Donc le rapport C/E vaut :

$$\frac{C}{E} = \frac{30}{0.45 \times 42.5} + 0.5 = 2.07$$

Connaissant le rapport $\frac{C}{E}$ et l'affaissement A souhaité au cône d'ABRAMS, nous déduisant, grâce à l'abaque, $\frac{C}{E}$ en fonction de A, le dosage en ciment correspond :

$$\left. \begin{array}{l} \frac{C}{E} = 2.07 \\ A = 8\text{cm} \end{array} \right\} \rightarrow \text{l'abaque donne la valeur du dosage en ciment : } C = 400 \text{ kg/m}^3 \text{ (Fig : II.3)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{C}{E} = 2.07 \\ C = 400 \text{ kg} \end{array} \right\} \rightarrow \text{On en déduit la valeur de E qui est : } E = 194 \text{ kg/m}^3$$

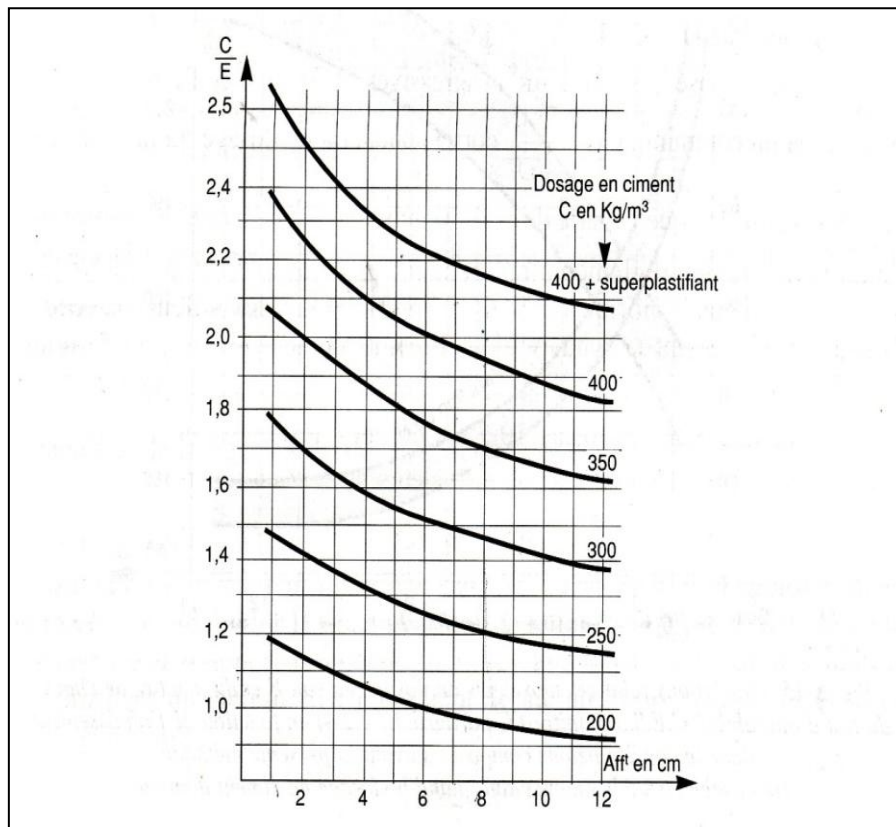


Figure II.3 : abaque permettant d'évaluer approximativement le dosage en ciment C à prévoir en fonction du rapport C/E et de l'ouvrabilité désirée (affaissement au cône).

4.3. Tracé de la courbe granulatoire de référence

Sur le même graphique d'analyse granulométrique, Type AFNOR (pourcentage des tamisât en fonction du module ou diamètre des tamis) déjà obtenu (Figure : II.2), nous traçons une courbe granulatoire de référence OAB avec:

- le point O est repéré par ses coordonnées: [0.08; 0]
- le point B est repéré par ses coordonnées: [D; 100], (D: le diamètre du plus gros granulat).

Le point de brisure A a les coordonnées suivantes:

- en abscisse :
 - si $D \leq 20\text{mm}$, l'abscisse est de $D/2$,
 - si $D > 20\text{mm}$, l'abscisse est située au milieu limité par le module 38 (5 mm) et le module correspondant à D. Le plus gros granulat est $D = 15\text{mm}$, donc le point de brisure a pour abscisse: $D/2 = 7.5\text{mm}$.

- en ordonnée :

$$- Y = 50 - \sqrt{D} + K$$

K est un terme correcteur qui dépend du dosage en ciment, de l'efficacité du serrage, de la forme des granulats roulés ou concassés et du module de finesse de sable.

Comme le module de finesse Mf du sable est de 2.9, celui-ci est classé comme un sable grossier, la valeur du coefficient de correction K sera calculée par la formule suivante:

$$K = 6Mf - 15, \text{ soit } K=2.4$$

$$D'où, Y = 50 - \sqrt{16} + 2.4 = 48.4$$

Ainsi, les coordonnées du point de brisure A sont: (7.5; 48.4).

4.4. Tracé des lignes de partage

La ligne de partage joint le point d'ordonnée 95% de la courbe granulaire du plus petit granulats au point d'ordonnée 5% de la courbe granulaire du granulats suivant et ainsi de suite. Le point d'intersection entre cette ligne et la courbe théorique du mélange optimum indique les proportions en pourcentage de volume absolu de sable et gravier. Ces proportions sont lues sur le pourcentage de tamisât correspondant à ce point d'intersection. Ce pourcentage indique la proportion de sable, le complément donne la proportion de gravier.

Sur la courbe de granulométrie, les points d'intersection entre les lignes de partage et la courbe OAB donnent les pourcentages des granulats suivants:

- Sable 0/3: 36 %
- Gravier 3/8: 11.5 %
- Gravier 8/15: 52.5 %

4.5. Coefficient de compacité

Il est défini comme le rapport des volumes absolus en litres des matières solides:

$V_M = V_g + V_c$ au volume total, de 1m³, du béton frais soit:

$$\gamma = \frac{V_m}{1000}$$

En utilisant le tableau des valeurs du coefficient de compacité [DRE. 95] et après interpolation pour un diamètre maximum de granulats égal à 15mm, on trouve une valeur de $\gamma = 0.818$.

4.6. Dosage des granulats :

Les dosages en volumes de chacun des constituants du béton sont donnés par les relations ci-dessous :

- **Volume absolu du ciment :**

$$V_c = \frac{m_c}{\gamma} = \frac{400}{3,1} = 129.03 \text{ L.}$$

Avec m_c : Dosage en ciment (en masse).

γ : Masse volumique du ciment.

- **Volume absolu de l'ensemble des granulats :**

$$V_g = 1000 \delta - V_c = 1000 * 0.818 - 129.03 = 689 \text{ L.}$$

- **Volume absolu du sable :**

$$V_s = \frac{V_g \times 36}{100} = \frac{689 \times 36}{100} = 248.04 \text{ L}$$

- **Volume absolu du gravier 3/8 :**

$$V_{G\ 3/8} = \frac{V_g \times 11.5}{100} = \frac{689 \times 11.5}{100} = 79.235 \text{ L}$$

- **Volume absolu du gravier 8/15 :**

$$V_{G\ 8/15} = \frac{V_g \times 52.5}{100} = \frac{689 \times 52.5}{100} = 361.725 \text{ L}$$

Les dosages en masse des éléments secs (granulats, sable) pour 1m³ de béton sont donnés par :

- **Masse du sable (0/3) :**

$$M_s = V_s * \gamma_s = 248.04 * 2.72 = 675 \text{ kg}$$

- **Masse du gravier (3/8) :**

$$M_{g3/8} = V_{g3/8} * \gamma_{g3/8} = 79.235 * 2.73 = 216 \text{ kg}$$

- **Masse du gravier (8/15) :**

$$M_{g8/15} = V_{g8/15} * \gamma_{g8/15} = 361.725 * 2.71 = 980 \text{ kg}$$

5. Conclusion

Les constituants retenus pour la composition du béton sont :

- Le ciment de type CPJ-CEMII/B dans la classe 42.5 ;
- Le sable, d'un diamètre entre 0 mm et 3 mm ;
- Les granulats de nature concassés et de diamètre entre 3 mm et 15 mm.
- Le super-plastifiant ; haut réducteur d'eau **MEDAPLAST SP 40**.

La composition en masse obtenue pour 1 m³ de béton est donnée dans le tableau suivant :

Constituants	Masse en (kg)
Sable (0/3)	675
Gravier (3/8)	216
Gravier (8/15)	980
Ciment	400
Eau	194
Super-plastifiant 0.5% du poids de ciment	2

Tableau II.9 : Composition d'un m³ de béton

II.1.2. Optimisation du béton de fibre

1. Introduction

L'ouvrabilité est une qualité importante du béton; elle peut se définir comme la facilité qu'a un béton à remplir parfaitement un coffrage d'un élément comportant un ferrailage qui parfois peut être dense. Elle dépend des différentes formes et proportions des divers constituants du béton. Plusieurs méthodes sont utilisées pour mesurer l'ouvrabilité. Parmi elles, nous pouvons citer des méthodes à base d'écoulement statique comme le cône d'Abrams ou par des méthodes à base d'écoulement dynamique comme la méthode de Baron Lesage basée sur le maniabilimètre du LCPC.

La présence des fibres dans un béton nécessite une matrice enrichie en éléments fins pour bien les enrober, il convient donc de déterminer une composition granulaire spéciale pour le béton de fibres. Nous nous intéressons, dans cette partie du travail, à l'étude de l'influence de l'ajout des fibres sur l'ouvrabilité du béton ; afin de déterminer la composition optimale du béton renforcé de fibres. Pour ce faire, nous avons utilisé la méthode expérimentale d'optimisation développée par le laboratoire central des ponts et chaussées (L.C.P.C.), basée sur la méthode de Baron-Lesage [ROS. 02, CAS. 95, DJE 12]. Cette méthode par écoulement dynamique permet de caractériser la maniabilité du béton par un temps d'écoulement du matériau soumis à une vibration extérieure, et permet aussi de corriger les inconvénients de la méthode du cône d'Abrams. En effet, la mesure de l'affaissement du béton renforcé de fibres métalliques (B.R.F.M.) au cône d'Abrams présente trois inconvénients [DRE. 95]:

- Le cône d'Abrams est qualifié d'essai "statique" puisqu'il met en évidence l'aptitude du béton à se mettre en place sous l'effet de la pesanteur. Or avec des bétons renforcés de fibres métalliques, il est très difficile d'observer des affaissements significatifs, ce qui rend tout à fait imprécise la détermination du rapport sable/gravillon optimal.
- Le second inconvénient concerne le volume réduit du béton testé lors des mesures au cône d'Abrams. Les 6 litres de contenance du cône nous paraissent insuffisantes pour être représentatives du comportement rhéologique du B.R.F.M frais, surtout pour des longueurs de fibres de 50 à 60 mm comparativement au maniabilimètre qui permet de tester 30 litres de béton (soit 5 fois plus que le cône d'Abrams).
- de plus, la composition doit être adaptée, d'une part, en fonction du pourcentage et de la longueur des fibres, et d'autre part, du pourcentage et des dimensions du plus gros granulat.

2. Mesure de l'ouvrabilité du béton armé de fibres métalliques

2.1. Description de l'appareil « maniabilimètre » du LCPC

Il est constitué de plaques d'acier formant un parallélépipède rectangle de dimensions: 30x30x60 centimètres, d'une plaque inclinée de 38° (Figure : II.4) par rapport à la verticale qui divise le moule en deux compartiments de volumes différents et d'un vibreur. Trois traits horizontaux sont gravés à l'intérieur du moule sur la plaque d'extrémité.

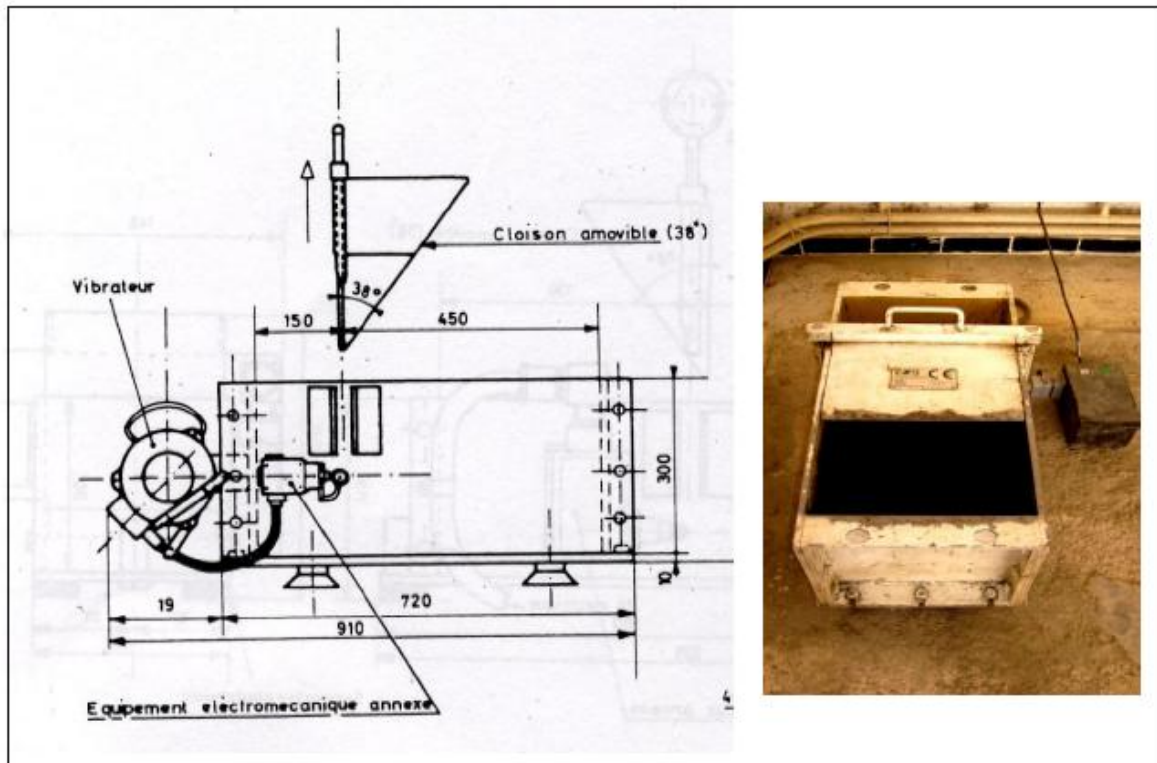


Figure II.4 : le Maniabilimètre du LCPC.

Le principe de l'essai consiste, après avoir enlevé la cloison amovible, à mesurer le temps mis par le mortier sous vibrations pour atteindre un repère gravé sur la face intérieure du moule.

2.2. Préparation et mesure de l'ouvrabilité du béton de fibres

Pour la préparation du béton, nous avons utilisé la méthode de Baron – Lesage ; qui consiste à fixer le rapport eau/ciment (E/C), et à faire varier le rapport sable/graviers (S/G) à partir de la composition du béton témoin, puis mesurer le temps d'écoulement et en déduire un optimum.

La procédure à suivre pour la détermination de la composition du béton de fibres optimum est la suivante :

- Une fois avoir déterminé la composition du béton ordinaire (voir partie composition du béton).
- Le béton de fibres nécessite une certaine quantité de superplastifiant et ce afin d'aboutir au temps d'écoulement compris entre 10s et 15s (temps mesuré au maniabilimètre LCL).
- Pour chaque teneur en fibres ($W=0.6\%$, $W=0.8\%$ et $W=1\%$), trois gâchées de béton de fibres sont réalisées avec des rapports S/G différents ($S/G=0.64$, $S/G=0.8$ et $S/G=1$) afin d'affiner la procédure de détermination du point de maniabilité optimale.

La masse des différents constituants du béton pour un volume de 30 litres avec les trois rapports S/G utilisées sont donnée dans le tableau II.10.

Constituants du béton pour un volume de 30 ml	$S/G = 0.64$	$S/G = 0.8$	$S/G = 1$
Sable 0/3 (kg)	21.09	24.96	28.08
Gravier 3/8 (kg)	6.63	6.03	5.43
Gravier 8/15 (kg)	27.60	25.17	22.65
Ciment (kg)	12	12	12
Eau (kg)	5.82	5.82	5.82
Super-plastifiant 0.6% du poids de ciment (g)	72	72	72

Tableau II.10 : Masses des différents constituants pour une gâchée de 30 litres de béton.

Les fibres (Figure. II.5) sont en forme de spirale de diamètre d'enroulement d'environ 8 mm et de longueur 30 mm à quatre ondulations et 50 mm à quatre et huit ondulations.

La masse des fractions volumiques des fibres ajoutées à une gâchée de 30 litres de béton, est donnée dans le tableau II.11.

Pourcentage	0.6%	0.8%	1%
Masse en (kg)	1.41	1.88	2.36

Tableau II.11 : Masse des différentes teneurs en fibres pour 30 litres de béton.

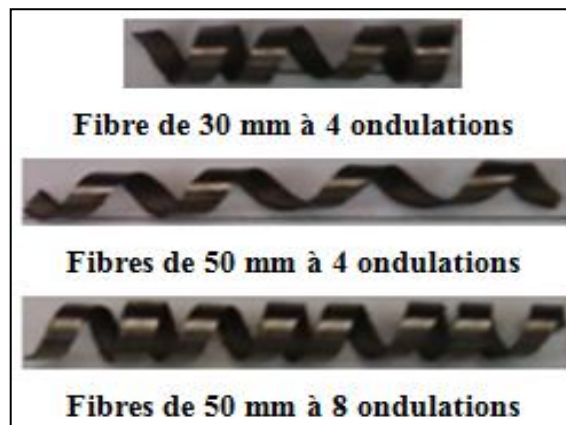


Figure II.5 : Fibres utilisées

L'étude de la maniabilité du béton de fibres a été effectuée uniquement pour un béton renforcé de fibres à 50 mm avec 8 ondulations (cas le plus défavorable).

Le principe de l'essai consiste à verser dans le premier compartiment le béton renforcé de fibre, puis ; à enlever la cloison de séparation. Le vibreur se met en marche et simultanément un chronomètre est déclenché. Lorsque le béton frais, qui s'écoule dans le deuxième compartiment, atteint le repère fixe gravé dans la plaque extrême (figure. II.6), nous arrêtons l'essai et mesurons le temps écoulé.

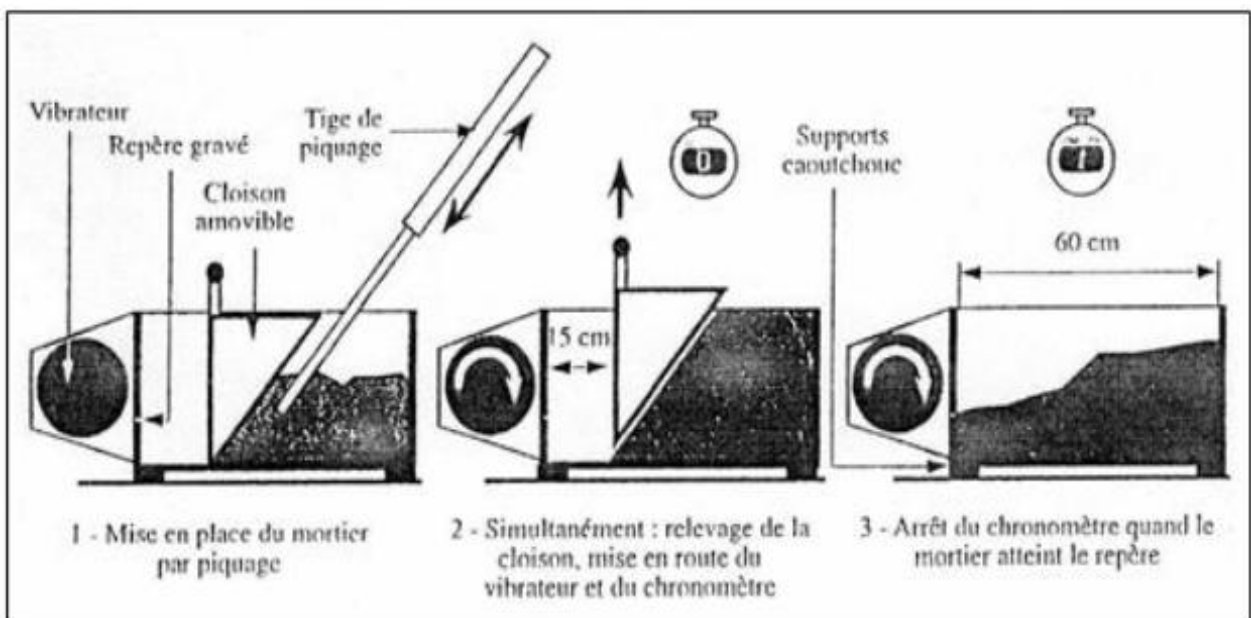


Figure II.6 : Phases successives de l'essai de maniabilité.

Une fois l'essai terminé, nous traçons les courbes de maniabilité caractérisées par la variation du temps d'écoulement « t » du béton fibré en fonction du rapport S/G (sable/graviers) pour chaque teneur en fibres.

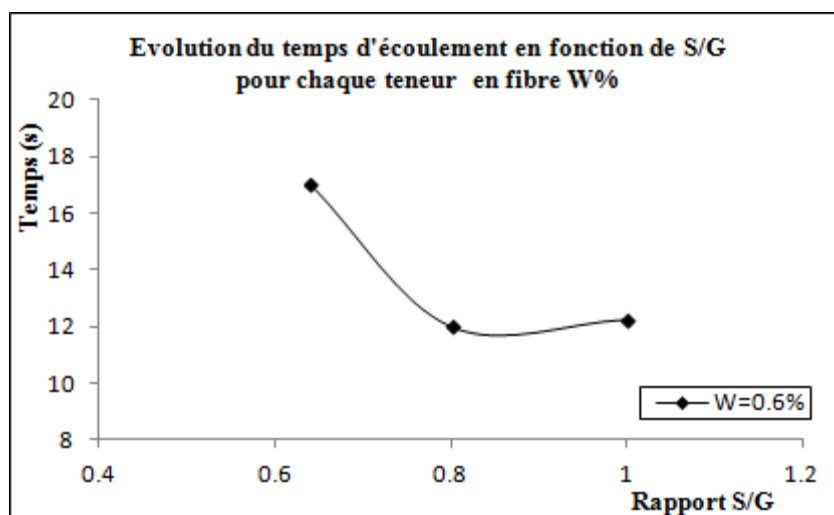
2.3. Résultats et discussions

2.3.1. Résultats

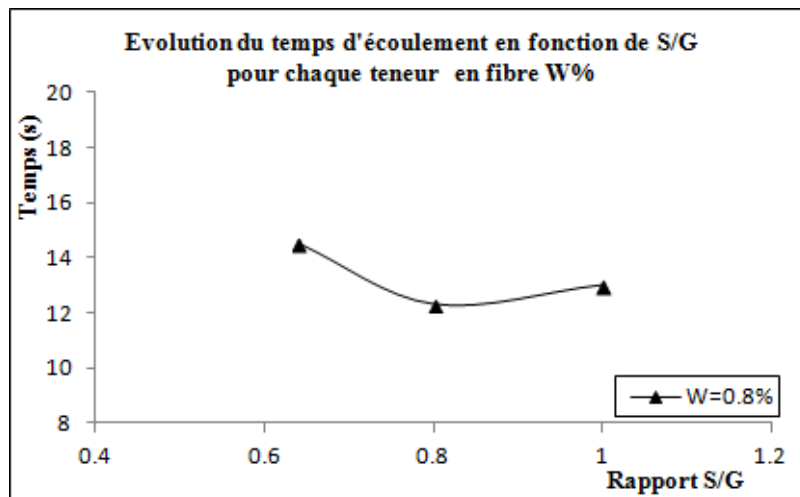
Les valeurs du temps d'écoulement du béton de fibres pour chaque rapport S/G et pour chaque teneur en fibres sont regroupées dans le tableau II.12. A partir de ce tableau, on trace les courbes temps d'écoulement en fonction du rapport (S/G) figure : II.7.

Rapport S/G	Temps d'écoulement du béton (s)		
	W%		
	0.6	0.8	1
0.64	17	14.49	16.38
0.8	12	12.31	14
1	12.25	13	14.2

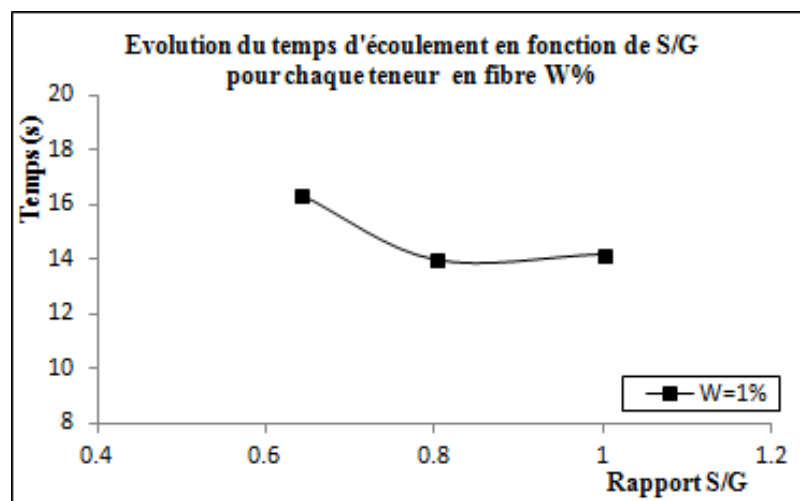
Tableau II.12 : Temps d'écoulement du béton en fonction du rapport S/G pour les différentes teneurs en fibres.



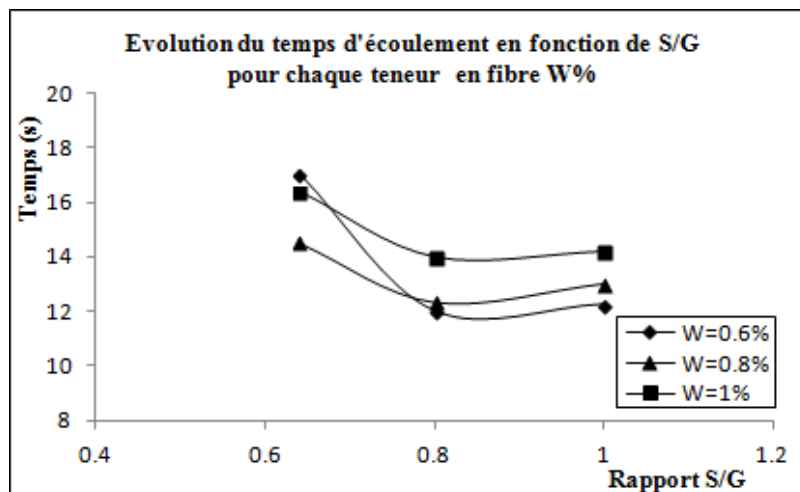
a- Evolution du temps d'écoulement en fonction du rapport S/G pour $W=0.6\%$



b- Evolution du temps d'écoulement en fonction du rapport S/G pour W = 0,8%



c- Evolution du temps d'écoulement en fonction du rapport S/G pour W = 1%.



d- Superposition des courbes donnant l'évolution du temps d'écoulement en fonction du rapport S/G.

Figure II.7 : Evolution du temps d'écoulement en fonction du rapport S/G pour chaque pourcentage de fibres W%. [DJE 12]

2.3.2. Discussions

A partir des résultats de l'essai de maniabilité (les courbes donnant la variation du temps d'écoulement en fonction du rapport (S/G) ; nous constatons que le rapport S/G optimum est de 0.8 pour les trois teneurs en fibres. Les temps d'écoulement correspondant à ces optimums sont compris entre 10 et 15 secondes. Ces temps minima correspondent à la plage des optimums recommandés par le L.C.P.C. Notons aussi que le rapport S/G optimum croît avec l'augmentation de la teneur en fibres, ce que nous pouvons expliquer par le fait que les fibres se comportent comme de gros éléments à cause de leur forme et de leurs dimensions.

3. Conclusion

L'étude de la maniabilité du béton de fibres nous a permis de fixer le rapport S/G ainsi que la quantité du superplastifiant assurant une bonne maniabilité pour les différentes teneurs en fibres retenues pour notre étude.

La composition de béton retenue pour notre étude est celle avec un rapport S/G=0.8, et une quantité de superplastifiant de 0.6% du poids de ciment.

➤ **La composition pour 1 m³ du béton de fibres retenue pour la suite des essais est donnée dans le tableau suivant, obtenue avec un rapport sable/gravier (S/G = 0.8) :**

Constituants	Masse en (kg)
Sable (0/3)	675
Gravier (3/8)	216
Gravier (8/15)	980
Ciment	400
Eau	194
Super-plastifiant 0.6% du poids de ciment	2.4

Tableau II.13 : Composition d'un m³ de béton de fibres

- Les compositions de béton pour les différentes éprouvettes testées sont données dans le tableau II.14.

Constituants du béton Type d'essais	Gravier 8/15	Gravier 3/8	Sable	Ciment	Eau	Adjuvant 0.6% (g)
	Masse en (Kg)					
Compression et fendage	5.45	1.20	5.32	2.56	1.24	15.36
Flexion à trois points	3.40	0.75	3.32	1.60	0.77	9.60
Flexion à quatre points	20.42	4.51	19.95	9.60	4.65	57.60
Traction directe	4.51	1.00	4.41	2.12	1.03	12.75

Tableau II.14 : Composition du béton pour le volume d'une éprouvette selon l'essai utilisé

- La masse des différentes teneurs en fibres pour les différentes éprouvettes testées sont données dans le tableau II.15.

Constituants du béton Type d'essais	0.6%	0.8%	1%
	Masse en (g)		
compression et fendage	302	402.4	503
Flexion à trois points	190	250	310
Flexion à quatre points	1 130	1 510	1 880
Traction directe	250	333	420

Tableau II.15 : Masse des différentes teneurs en fibres pour le volume d'une éprouvette selon l'essai utilisé

- La nomenclature des différentes compositions de béton armé renforcé de fibres pour les essais de compression, fendage, flexion et traction sont indiquées dans le tableau II.16.

Désignation	Béton renforcé avec des fibres de :		
	Longueur (mm)	nombre d'ondulations	Pourcentage des fibres %
BT	/	/	/
BFM1	30	/	0.60%
BFM2	30	/	0.80%
BFM2'	30	/	1%
BFM3	50	4	0.60%
BFM4	50	4	0.80%
BFM5	50	8	0.60%
BMF6	50	8	0.80%

Tableau II.16 : Nomenclature des différentes compositions de bétons renforcé de fibres métallique

II.2. CARACTERISATION MECANIQUE DU BETON DE FIBRES

II.2.1. CARACTERISATION PAR L'ESSAI DE COMPRESSION

1. Introduction

Le résultat qu'on cherche à obtenir avec cet essai est la détermination de la résistance à la compression f_{c28} du béton, évolution de la contrainte et de la déformation ainsi que le module de Young initiale en compression du béton E_{b0} .

2. Principe de l'essai

Les essais de compression simple sont réalisés sur une presse hydraulique de marque AUTOTEST de capacité 2000 kN. Les valeurs de la force et de la contrainte sont lues directement sur l'écran de la machine et les déplacements sont mesurés à l'aide d'un comparateur disposé sur le plateau mobile de la presse (figure. II.8).

L'effort est appliqué progressivement à une vitesse de chargement constante de 0.5 MPa/s. Pour chaque pas de chargement, nous enregistrons les valeurs de l'effort et de la déformation correspondantes. L'arrêt de la presse, donc de l'essai, intervient à l'amorçage de la rupture de l'éprouvette.



Figure II.8 : Dispositif de l'essai de compression

3. Résultats et discussions

Les essais de compression simple ont porté sur des éprouvettes cylindriques de hauteur 320 mm et de diamètre 160 mm, en béton renforcé de fibre métallique (copeaux). Les copeaux utilisés ont une longueur de 30 mm à quatre ondulations et 50 mm à quatre et huit ondulations, avec pour chaque longueur une fraction volumique en fibres de $W = 0.6\%$ et $W = 0.8\%$, et 1% pour la longueur de 30 mm.

Les résultats obtenues lors des essais de compression (moyenne de deux éprouvettes pour chaque essai) nous ont permis de tracer les courbes contraintes-déformations pour les différentes compositions en fibres ; nous présentons ci-dessous les résultats obtenus.

3.1. Influence du pourcentage des fibres

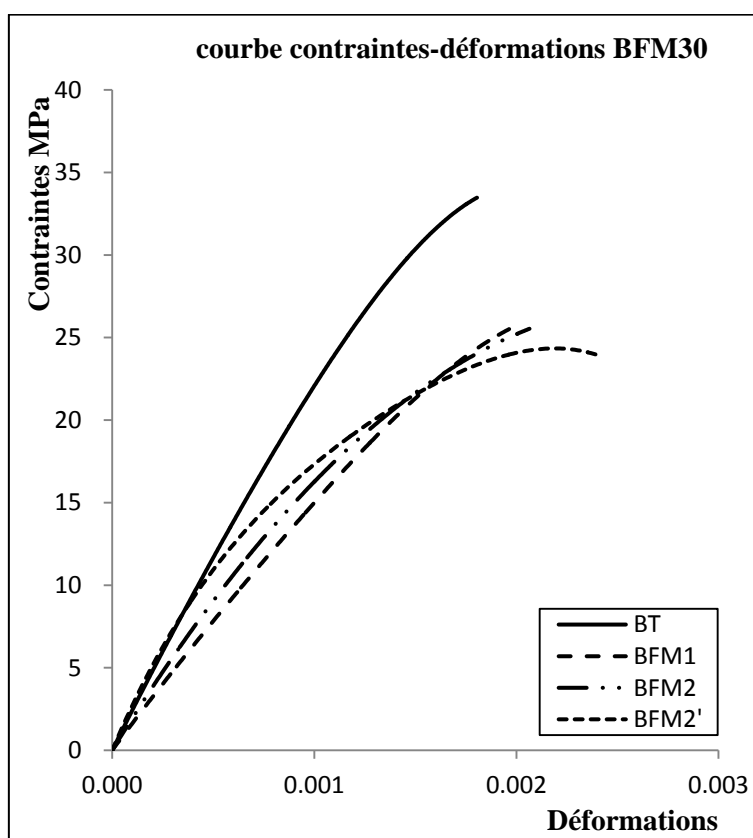


Figure II.9 : Courbe contraintes-déformations BFM30 avec $S/G=0.8$

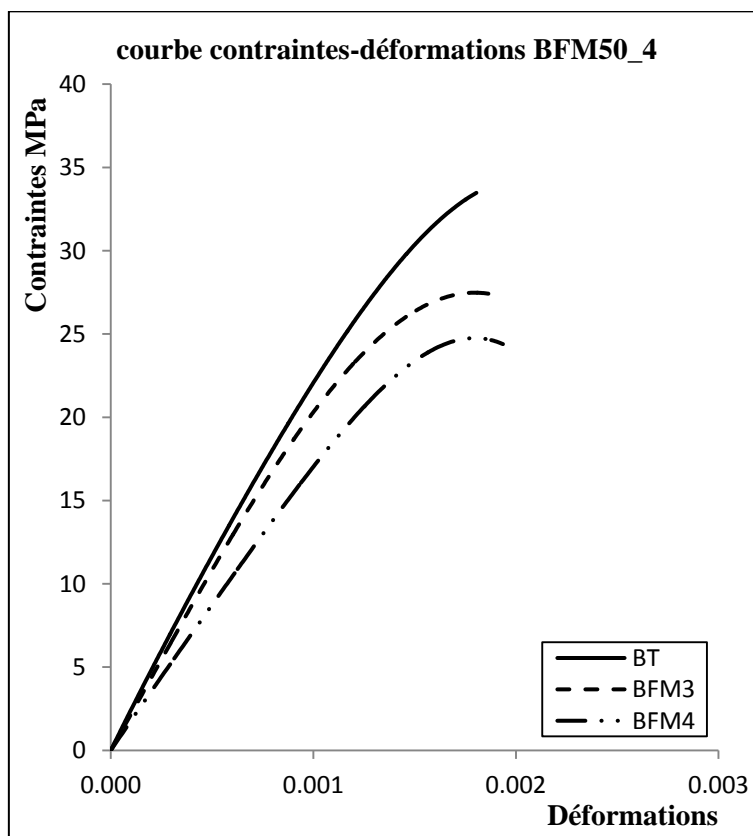


Figure II.10 : Courbe contraintes-déformations BFM50_4 avec S/G=0.8

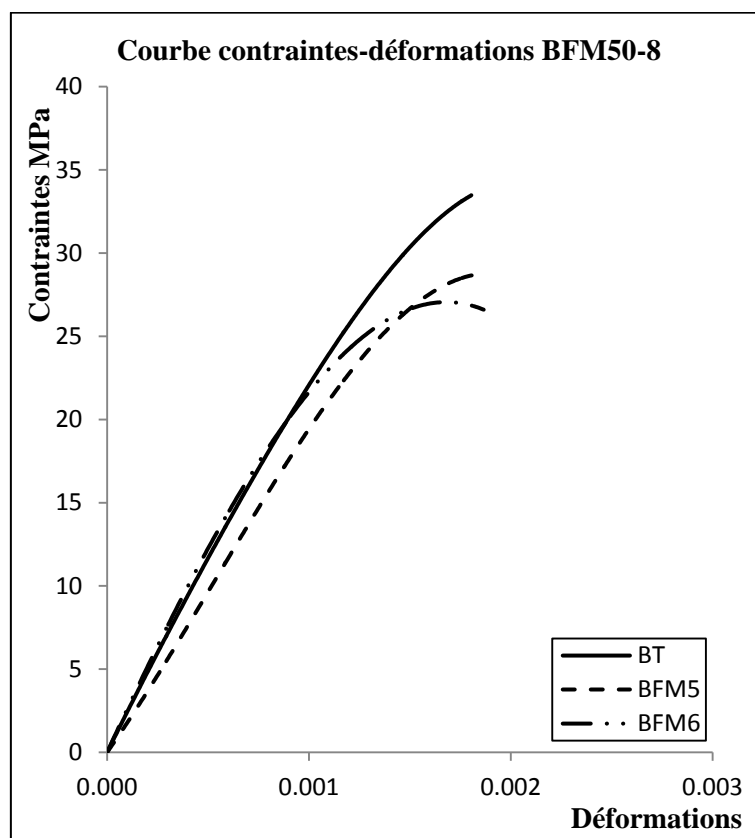


Figure II.11 : Courbe contraintes-déformations BFM50_8 avec S/G=0.8

3.2. Influence de la longueur des fibres (effet de l/d)

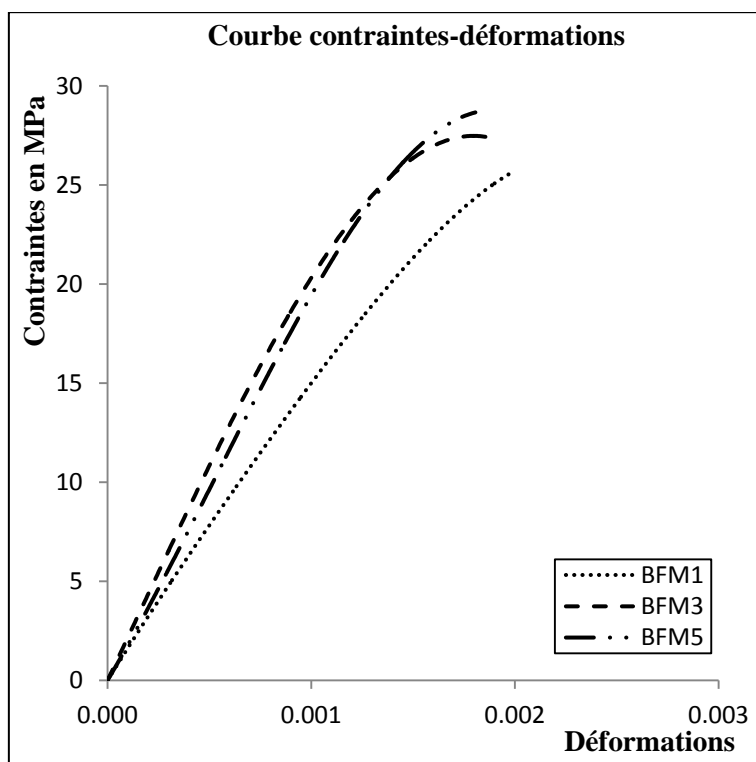


Figure II.12 : Courbe contraintes-déformations pour $W=0.6\%$

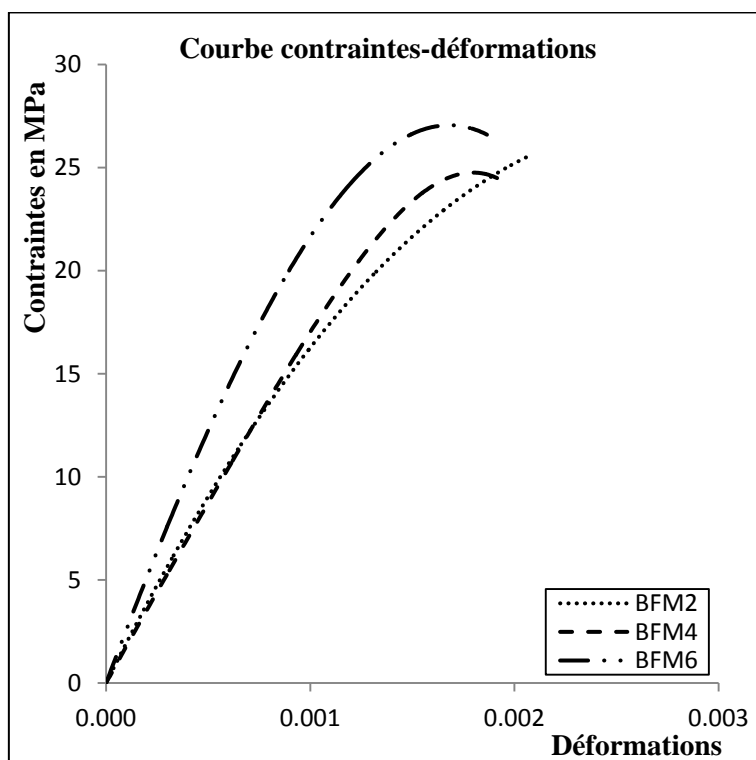


Figure II.13 : Courbe contraintes-déformations pour $W=0.8\%$

Les courbes de compression obtenues présentent un domaine linéaire élastique et un domaine non linéaire. La partie de la courbe située au delà de la contrainte maximale, correspondant à la résistance maximale f_{cj} , n'est pas enregistrée car la presse utilisée s'arrête dès l'apparition de la macrofissure résultant de la localisation des déformations.

Selon la (Figure. II.14) ci-dessous nous remarquons que pour toutes les formulations testées (différentes longueurs et pourcentage), il y a une baisse de résistance à la compression comparé au béton témoin (sans fibre). Cela est probablement dû à la création d'une porosité au sein du matériau qui le fragilise. Ce résultat concorde avec ceux de Johnston [JOH. 80], Otter [OTT. 86], Mamillan [MAM. 87] et Djebali [DJE. 12].

Les fibres ont réduit la résistance à la compression de 12% et 15% pour le béton de fibres métalliques avec un élanement de 50 mm à 8 ondulations et un pourcentage de fibre de $W=0.8\%$ et $W=0.6\%$ respectivement ; de 27% et 18% pour un béton de fibre avec un élanement de 50 mm à 4 ondulations et un pourcentage de $W=0.8\%$ et $W=0.6\%$ respectivement ; de 29% pour un béton de fibre de 30 mm d'élanement avec $W=1\%$ de fibre ; et 23% pour un béton de fibre métallique avec un élanement de 30 mm et un pourcentage de $W=0.8\%$ et $W=0.6\%$, comparativement au béton témoin (sans fibres).

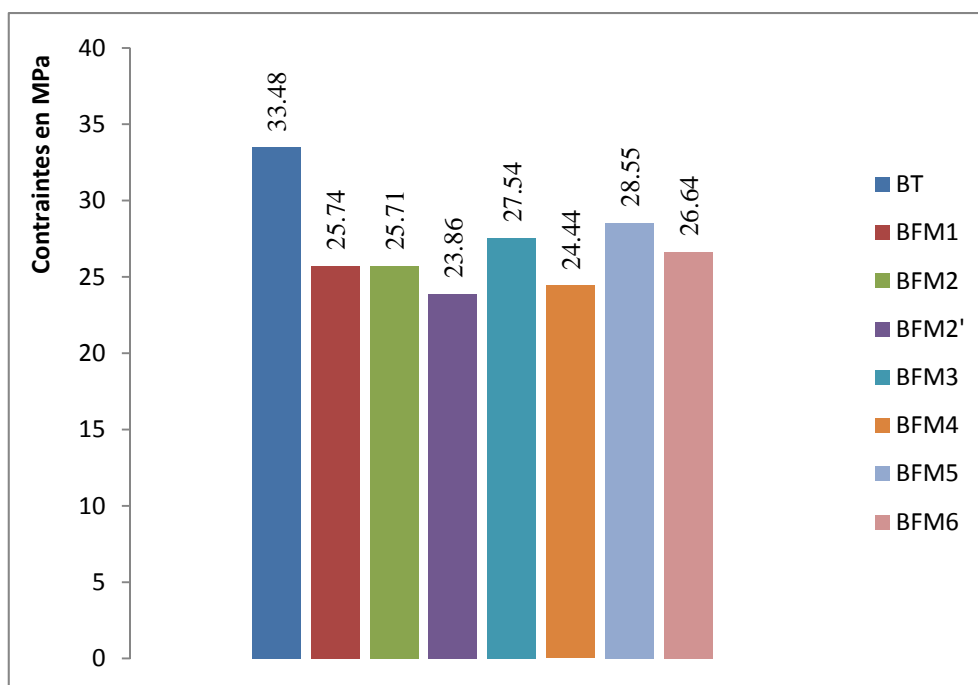


Figure II.14 : Variation de la résistance à la compression en fonction du pourcentage et de la longueur et de la fibre

Dans le tableau II.17 ci-dessous ; nous regroupons les résultats obtenus ($f_{cj\ exp}$ et $E_{b0\ exp}$) où sont récapitulées les valeurs expérimentales et calculées des caractéristiques mécaniques de compression.

Longueurs et teneur en fibres	S/G=0.8			
	f_{c28} (MPa)	Module de Young (MPa)		Ecart % $\frac{E_{b0\ cal} - E_{b0\ exp}}{E_{b0\ exp}} * 100$
		E_{b0} expérimental	E_{b0} calculé	
BT	33.48	35 772.35	35 453.12	0.89
BFM1	25.74	32 272.73	32 478.47	0.64
BFM2	25.71	31 868.13	32 465.84	1.88
BFM2'	23.86	31 397.84	31 667.67	0.86
BFM3	27.54	33 442.62	33 218.55	0.67
BFM4	24.44	31 794.87	31 922.22	0.40
BFM5	28.55	33 587.78	33 619.77	0.10
BFM6	26.64	32 758.00	32 852.68	0.29

Tableau II.17 : récapitulatif des valeurs expérimentales et calculées de caractéristiques mécaniques de compression

4. Photos des essais de compression



Figure II.15 : photo de l'éprouvette en béton renforcé avec $W=0.6\%$ de fibres à 30 mm



Figure II.16 : photo de l'éprouvette en béton renforcé avec $W=0.8\%$ de fibres à 30 mm



Figure II.17 : photo de l'éprouvette en béton renforcé avec $W=1\%$ de fibres à 30 mm



Figure II.18 : photo de l'éprouvette en béton renforcé avec $W=0.6\%$ de fibres à 50 mm avec quatre ondulations



Figure II.19 : photo de l'éprouvette en béton renforcé avec $W=0.8\%$ de fibres à 50 mm avec quatre ondulations



Figure II.20 : photo de l'éprouvette en béton renforcé avec $W=0.6\%$ de fibres à 50 mm avec huit ondulations



Figure II.21 : photo de l'éprouvette en béton renforcé avec $W=0.8\%$ de fibres à 50 mm avec huit ondulations

5. Conclusion

L'ajout de fibres métalliques (copeaux) induit une diminution de la résistance en compression [PAI. 93], [ROS. 94] et [DJE. 12]. En fait, les fibres travaillent efficacement quant elles sont soumises à la traction ; elles empêchent ainsi la propagation des fissures. Lors de l'écrasement sous compression, ce rôle est très réduit voir inexistant en phase de pré fissuration, induisant même des défauts supplémentaires dans la matrice pouvant conduire à une faible compacité. Le comportement pré-pic est de ce fait logiquement quasi identique avec ou sans fibres.

Pour un même élanement et pourcentage en fibres, c'est le béton à base de fibres avec un grand nombre d'ondulations qui présente le meilleur comportement, c'est-à-dire que plus le rapport longueur de la fibre sur la distance entre spirale (L/d) est grand; plus la résistance à la compression est meilleure. Dans notre cas c'est le béton de fibres métalliques avec un élanement de 50 mm à 8 ondulations et un pourcentage en fibre de 0.6% (BFM5) qui présente les meilleurs caractéristiques.

II.2.2. CARACTERISATION PAR L'ESSAI DE FLEXION A TROIS ET QUATRE POINTS

1. Introduction

Le comportement du béton en flexion est gouverné par le comportement de la fibre inférieure (zone tendue) ; la présence des fibres dans cette région peut jouer un rôle stabilisateur après apparition de la fissuration de la matrice de béton. Dans cette partie, nous nous intéressons donc à l'étude qualitative du comportement en flexion à trois points et à quatre points du béton renforcé par des fibres. Ces copeaux ont une longueur de 30 mm avec quatre ondulations et 50 mm avec quatre et huit ondulations, et une teneur en fibre de 0.6 % et 0.8 % pour chaque type.

2. Principe de l'essai

Les essais de flexion sont réalisés sur la machine de traction IBERTEST. L'effort est appliqué progressivement à une vitesse de chargement constante de 0.05 mm/min suivant le schéma de la figure II.22 pour la flexion à trois points, et le schéma de la figure II.24 pour la flexion à quatre points.

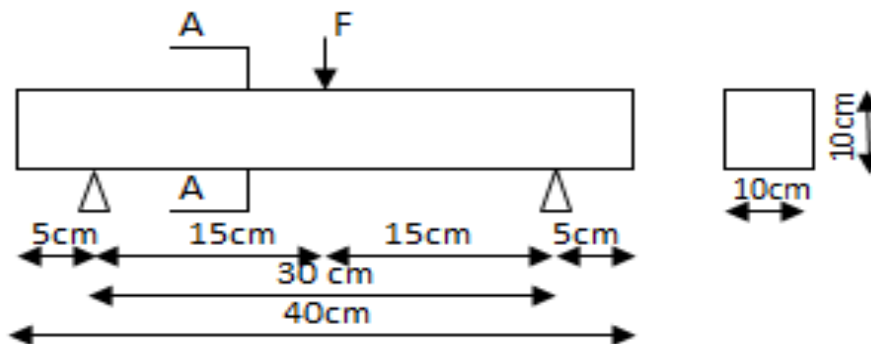


Figure II.22 : Schéma statique de l'essai de flexion à trois points



Figure II.23 : Dispositif expérimentale pour l'essai de flexion à trois points

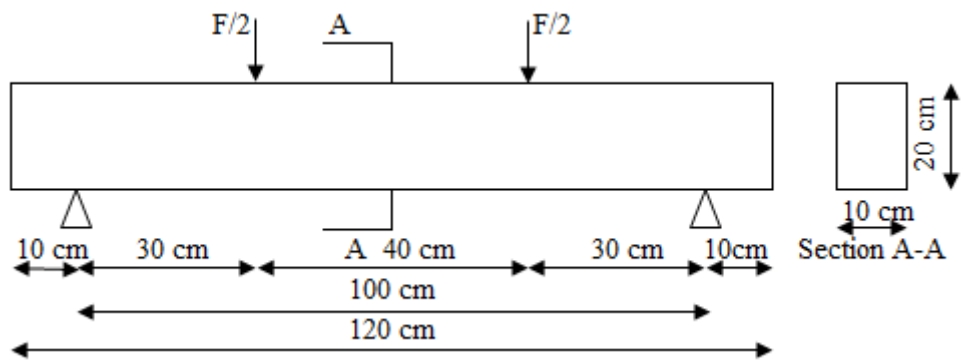


Figure II.24 : Schéma statique de l'essai de flexion à quatre points



Figure II.25 : Dispositif expérimentale pour l'essai de flexion à quatre points

3. Résultats et discussion

3.1. Résultat et discussion pour l'essai de flexion à trois points

Les courbes force-flèche à mi-travée obtenues lors des essais de flexion à trois points, correspondent à la moyenne de trois essais, et sont représentées ci-dessous :

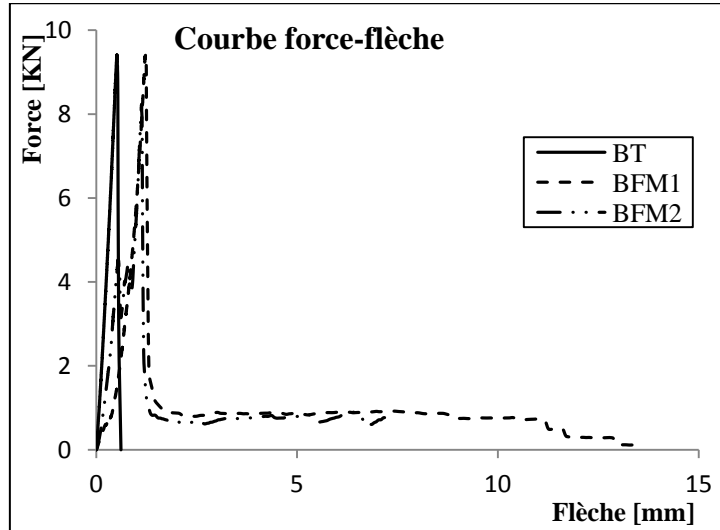


Figure II.26.a : Courbes force-flèche complète pour un béton renforcé de fibres à 30 mm de longueur

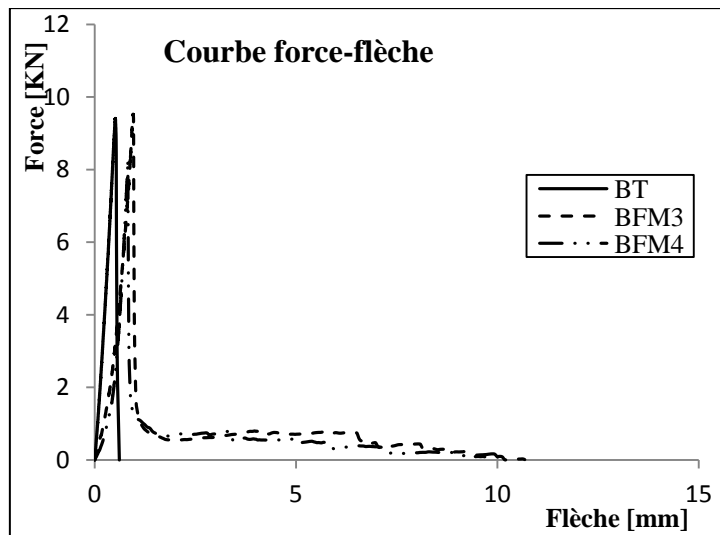


Figure II.26.b : Courbes force-flèche complète pour un béton renforcé de fibres à 50 mm de longueur avec 4 ondulations

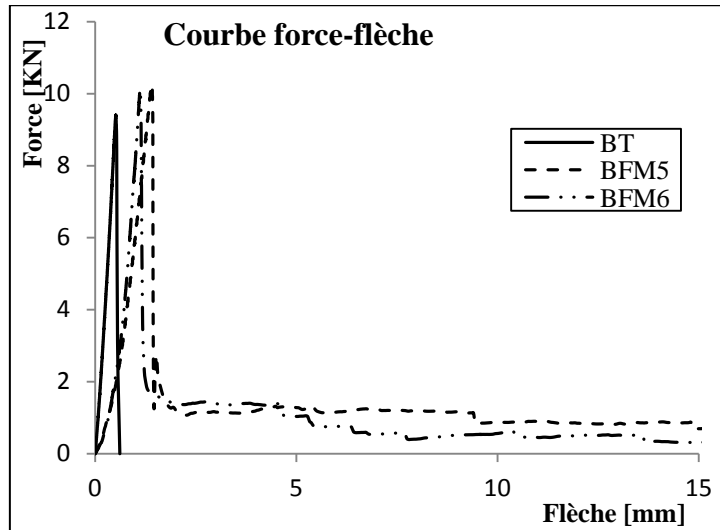


Figure II.26.c : Courbes force-flèche complète pour un béton renforcé de fibres à 50 mm de longueur avec 8 ondulations

Figure II.26 : Courbes force-flèche complète

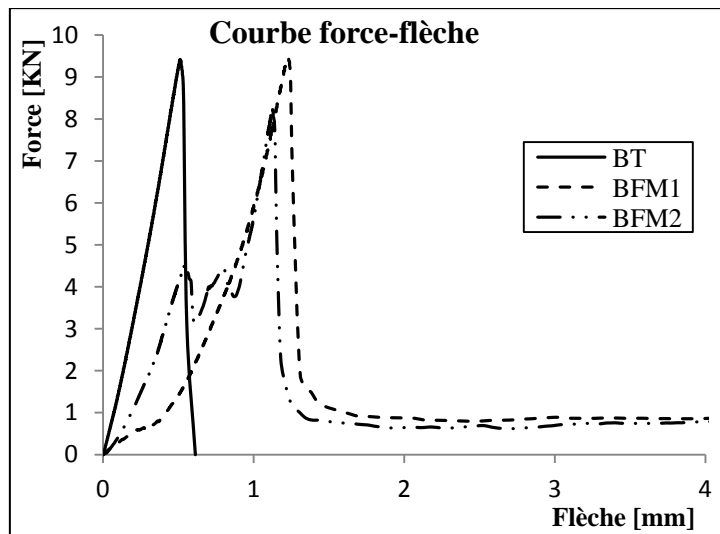


Figure II.27.a : Zoom sur les courbes force-flèche pour un béton renforcé de fibres à 30 mm de longueur

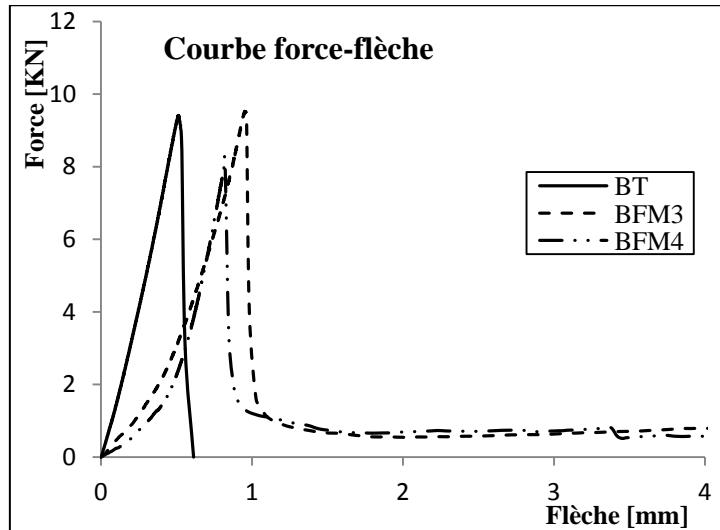


Figure II.27.b : Zoom sur les courbes force-flèche pour un béton renforcé de fibres à 50 mm de longueur avec 4 ondulations

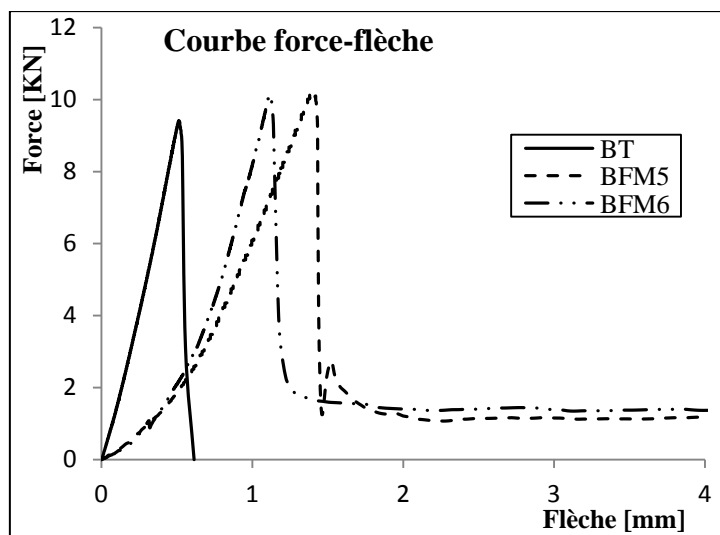


Figure II.27.c : Zoom sur les courbes force-flèche pour un béton renforcé de fibres à 50 mm de longueur avec 8 ondulations

Figure II.27 : Zoom sur les courbes force-flèche jusqu'à 4 mm

Les valeurs de l'effort à fissuration, de la capacité portante résiduelle et des flèches correspondantes sont données dans le tableau II.18.

	Fmax [KN]	$\delta p_{\text{-max}}$ [mm]	F rés [KN]	$\delta p_{\text{-rés}}$ [mm]
BT	9.41	0.515	/	/
BFM1	9.42	1.227	0.80	2.16 à 10.14
BFM2	8.22	1.126	0.83	1.44 à 7.18
BFM3	9.53	0.952	0.56	1.91 à 10.68
BFM4	8.29	0.818	0.66	1.84 à 10.06
BFM5	10.21	1.394	2.29	1.49 à 23.62
BFM6	10.13	1.112	1.37	2.24 à 15.46

Tableau II.18 : Charge maxi, capacité portante résiduelle et flèche obtenues par l'essai de flexion à trois points

L'effort à la fissuration du béton fibré est plus grand que celui béton témoin (Fig. II.28). Cette augmentation est le résultat de la présence des fibres dans la partie tendue de la section qui permettent ainsi au béton de travailler davantage en traction. La charge de fissuration est légèrement augmentée alors qu'un palier de ductilité important y apparaît. La rupture devient plus ou moins ductile au lieu de fragile.

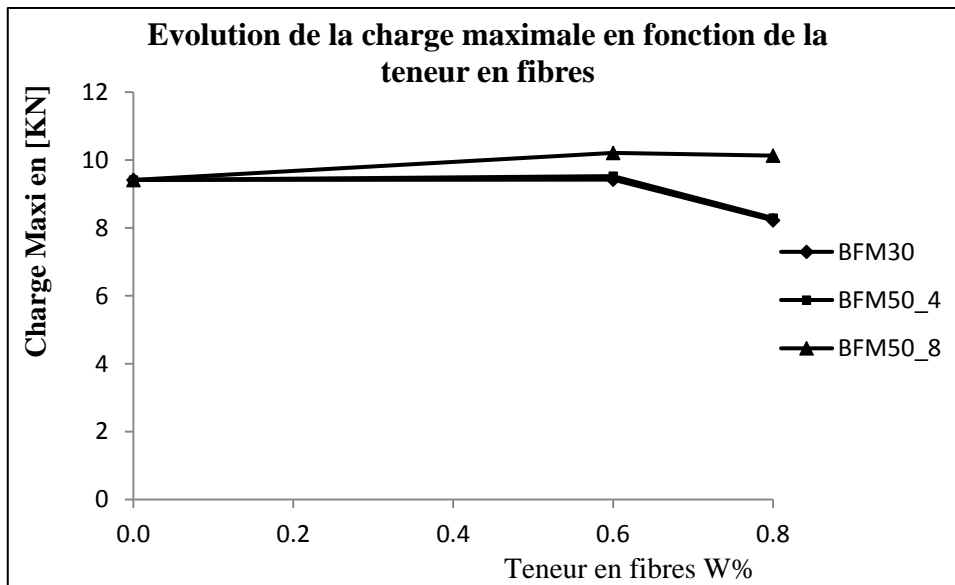


Figure II.28 : Evolution de la charge à fissuration en fonction de W%.

3.2. Résultat et discussion pour l'essai de flexion à quatre points

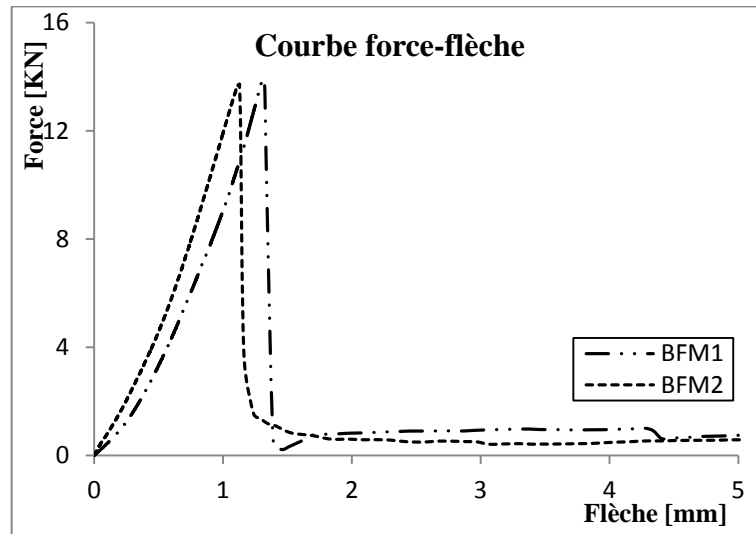


Figure II.29.a : Courbes force-flèche pour un béton renforcé de fibres à 30 mm de longueur

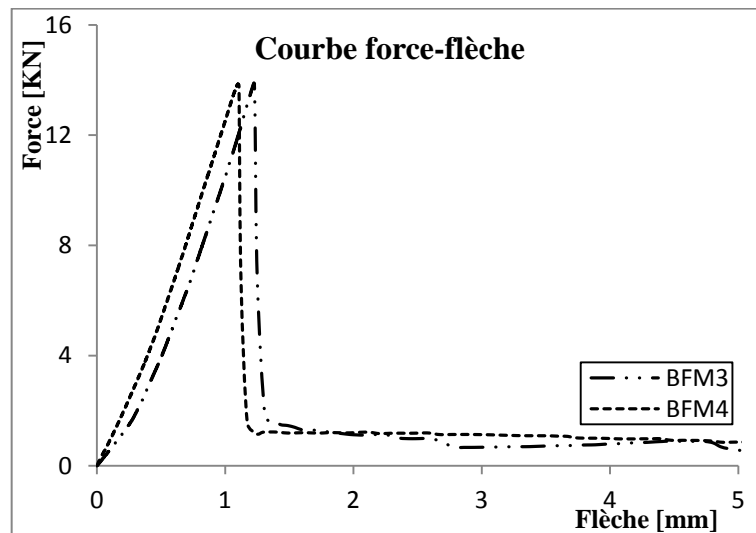


Figure II.29.b : Courbes force-flèche pour un béton renforcé de fibres à 50 mm de longueur avec 4 ondulations

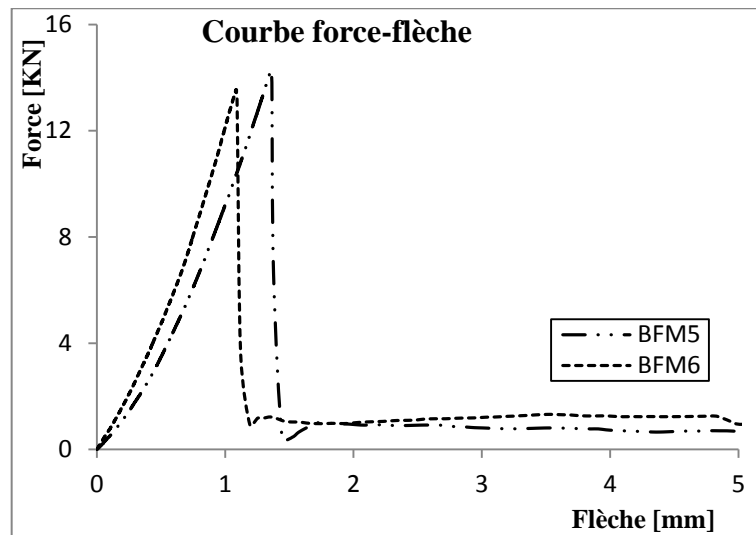


Figure II.29.c : Courbes force-flèche pour un béton renforcé de fibres à 50 mm de longueur avec 8 ondulations

Figure II.29 : Courbe force-flèche

Les courbes forces - flèches du béton fibré (Fig. II.29) présentent un domaine linéaire élastique et un domaine non linéaire. Elles présentent aussi un palier de ductilité au delà de la fissuration avec une contrainte résiduelle. Alors que le béton témoin se désagrège rapidement après fissuration, les bétons fibrés continuent à reprendre des efforts même après que la charge maximale soit atteinte. L'incorporation des copeaux augmente de façon notable la résistance et les déformations à la rupture du composite.

Les valeurs de l'effort à fissuration et des flèches correspondantes sont données dans le tableau II.19.

	Fmax [KN]	fp _{.max} [mm]
BT	/	/
BFM1	13.88	1.31
BFM2	13.72	1.13
BFM3	13.89	1.23
BFM4	13.85	1.01
BFM5	14.27	1.36
BFM6	13.55	1.08

Tableau II.19 : Charge maxi, flèche obtenues par l'essai de flexion à quatre points

4. Résistance a la traction et capacité portante résiduelle du béton renforcé par des copeaux

La contrainte normale de flexion est calculée avec la relation classique de résistance des matériaux :

$$\sigma = \frac{M_f}{I/v} = \frac{6Pa}{bh^2}$$

Avec, pour notre schéma de chargement en :

- Flexion à trois points : a = 100 mm, b = 400 mm et h = 100 mm.
- Flexion à quatre points : a = 100 mm, b = 1200 mm et h = 200 mm.

La contrainte à fissuration de l'éprouvette, qui correspond à la résistance à la traction par flexion est :

- En flexion à trois points :

$$\sigma_{max} = \sigma_{cp} = f_t = 0.45 F_{max}[\text{MPa}]$$

- En flexion à quatre points :

$$\sigma_{max} = \sigma_{cp} = f_t = 0.225 F_{max}[\text{MPa}]$$

Les valeurs des contraintes à fissuration (σ_{cp}), obtenues par les essais de flexion à trois points et à quatre points, sont regroupées dans le tableau II.20 ci-dessous.

Sollicitation	Contrainte de fissuration σ_{cp} [Mpa]						
	BT	BFM1	BFM2	BFM3	BFM4	BFM5	BFM6
Flexion trois points (σ_{cpf})	4.23	4.24	3.70	4.29	3.73	4.59	4.56
Flexion quatre points (σ_{cpf})	/	3.12	3.09	3.13	3.12	3.21	3.05

Tableau II.20 : Contrainte à fissuration obtenue par les essais de flexion à trois points et à quatre points

5. Les modes de rupture observés

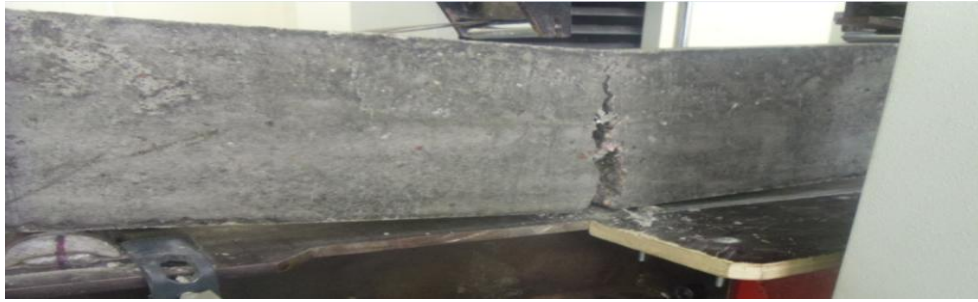


Figure II.30 : Rupture d'une poutre soumise à une flexion à 4 points

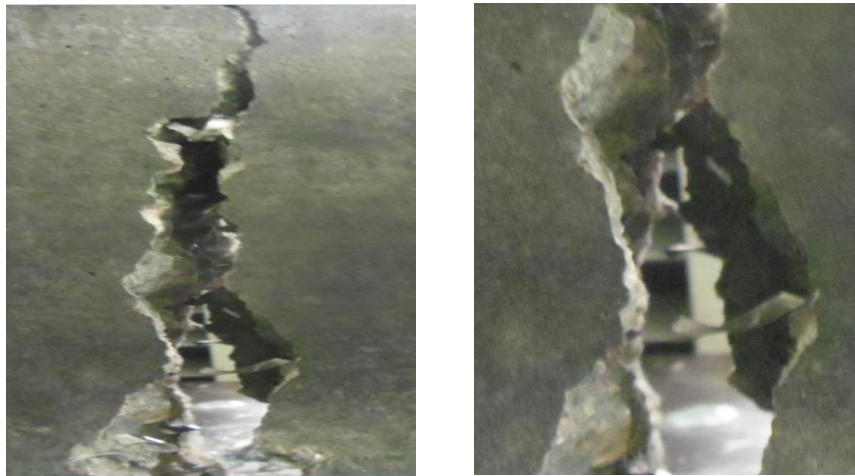


Figure II.31 : Rupture des fibres lors d'un essai de flexion à 4 points

6. Conclusion

La présence des copeaux dans le béton a introduit une certaine ductilité dans le comportement du composite et a apporté une augmentation de la résistance et des déformations à la rupture. La résistance à la traction obtenue indirectement par l'essai de flexion est plus grande que celle obtenue par l'essai de traction directe (voir chapitre suivant).

L'essai de traction par flexion rend compte de la ductilité apportée par les fibres au composite, permet de calculer la résistance à la rupture par traction directe et présente l'avantage d'être facile à réaliser.

II.2.3. CARACTERISATION PAR L'ESSAI DE FENDAGE

1. Introduction

L'essai de traction par fendage (appelé essai brésilien) est une méthode utilisée pour la détermination de la résistance à la traction du béton. Il consiste à écraser une éprouvette cylindrique, suivant deux génératrices opposées entre les plateaux d'une presse.

Cet essai permet de faire une étude qualitative du comportement du béton, renforcé par des fibres métalliques et déterminer sa résistance à la traction. La comparaison de cette dernière avec la résistance à la traction par flexion et par traction directe nous permettra de vérifier les corrélations entre la résistance à la traction par fendage et la résistance à la traction par flexion [NAR. 81].

2. Principe de l'essai

L'effort est appliqué progressivement à une vitesse de chargement constante de 0.05 mm/min suivant le schéma de la figure II.32. Les essais de fendage sont réalisés sur la machine de traction IBERTEST.

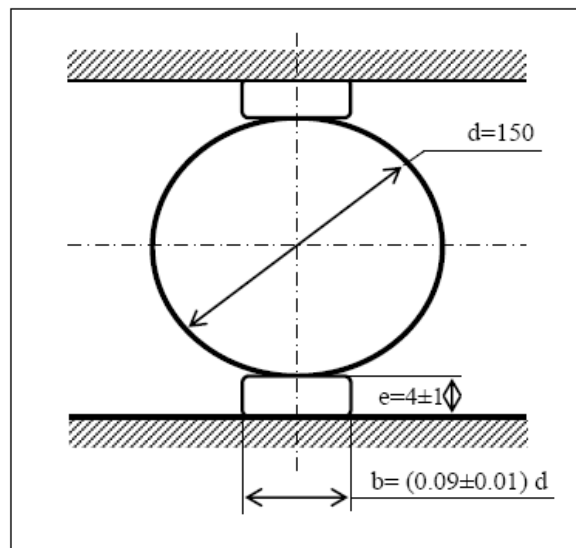


Figure II.32 : Schéma de chargement pour l'essai de fendage [DRE.95].



Figure II.33 : Dispositif expérimentale pour l'essai de fendage

3. Résultats et discussion

Les courbes force - déplacement diamétral du béton fibré (Fig. II.34) présentent une phase linéaire élastique avant la rupture et un grand palier de ductilité.

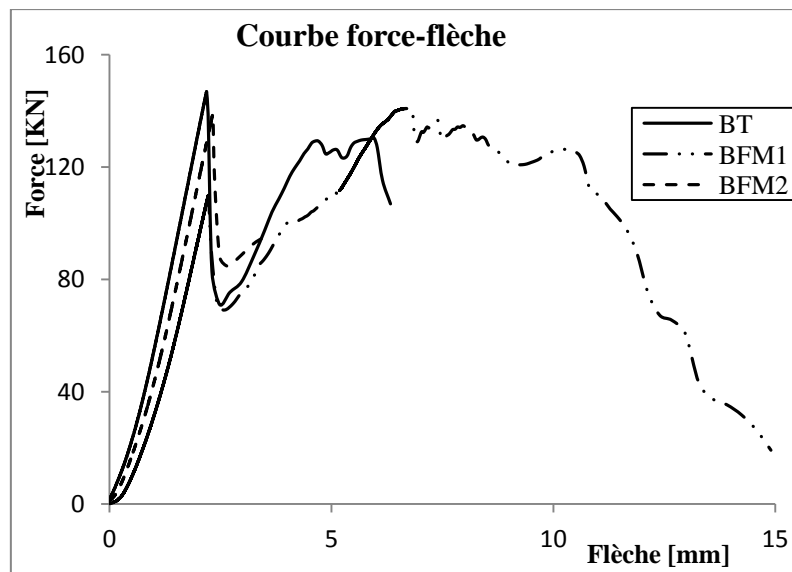


Figure II.34.a : Courbes Force-flèche pour un béton renforcé de fibres à 30 mm de longueur

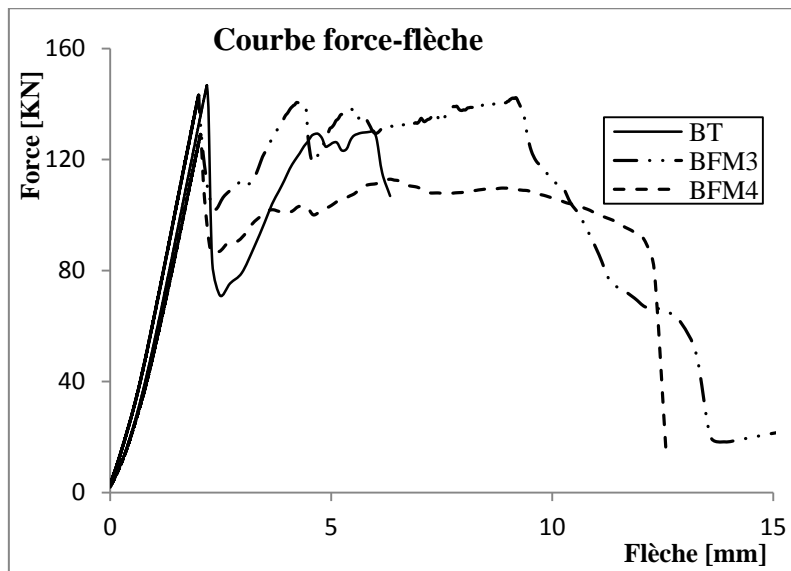


Figure II.34.b : Courbes Force-flèche pour un béton renforcé de fibres à 50 mm de longueur avec 4 ondulations

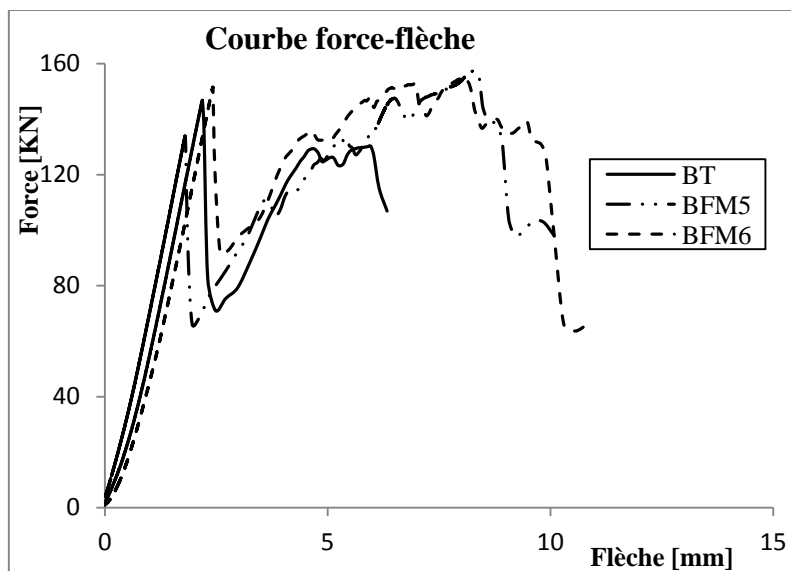


Figure II.34.c : Courbes Force-flèche pour un béton renforcé de fibres à 50 mm de longueur avec 8 ondulations

Figure II.34 : Courbes Force-flèche

	F _{max} [KN]	δ _{Fmax} [mm]
BT	146.79	2.19
BFM1	140.83	6.69
BFM2	138.92	2.33
BFM3	143.17	2.00
BFM4	129.07	2.05
BFM5	157.37	8.26
BFM6	155.29	8.04

Tableau II.20 : Charge maxi, et flèche obtenues par l'essai de fendage

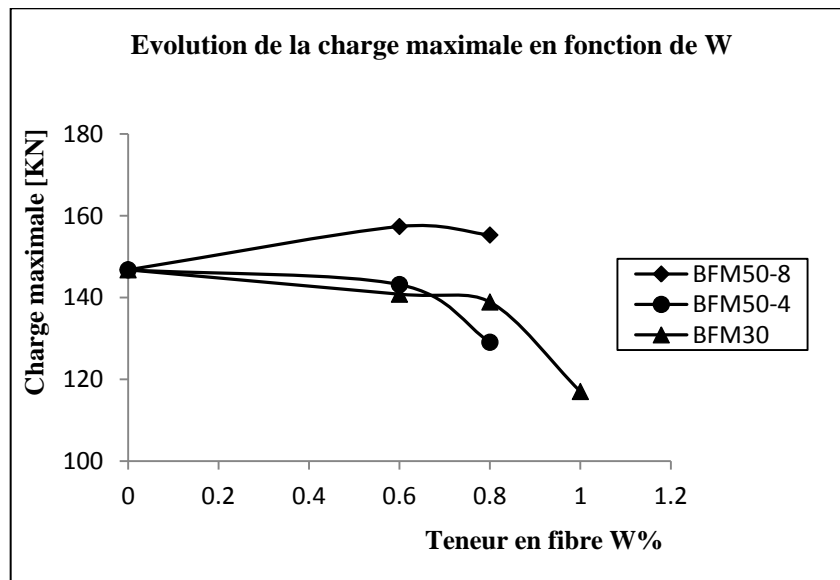


Figure II.35 : Evolution des efforts à fissuration en fonction de W%.

4. Conclusion

Cette étude montre que la présence des fibres confère au composite une certaine ductilité et augmente sa résistance. Après atteinte de la charge maximale, on observe une petite chute de résistance suivie d'une augmentation brusque de la contrainte due aux fibres qui reprennent l'effort de traction et confèrent ainsi ce palier de ductilité.

La résistance à la traction obtenue indirectement par l'essai de fendage est supérieure à celle de l'essai de traction directe (voir aussi chapitre suivant) et de flexion. La capacité portante du béton fibré après la fissuration localisée est relativement plus grande que celle obtenue lors de l'essai de traction directe et de la flexion.

II.2.4. CARACTERISATION PAR L'ESSAI DE TRACTION DIRECTE

1. Introduction

L'essai de traction directe permet d'avoir directement la contrainte et le module d'Young du matériau. Cependant, compte tenu de sa difficulté de réalisation pour le béton, les caractéristiques de traction sont souvent déterminées indirectement en utilisant les résultats des essais de compression simple [THO.85, REG.91], de flexion [ZHA. 91] ou de fendage [NAR.81].

Dans le cas présent, on s'est intéressé à un essai de traction directe effectué à l'aide d'un dispositif spécialement conçu pour des éprouvettes en béton de forme en haltères de section carrée ($90 \times 90 \text{ mm}^2$) et de longueur utile égale à 100 mm. Trois teneurs en fibres sont retenues ($W=0.6\%$, $W=0.8\%$, $W=1\%$) pour un rapport sable sur gravier (S/G) égal à 0.8. Un béton témoin (B.T.) de même composition que cette dernière est élaboré pour servir de référence.

2. Procédure expérimentale

2.1. Eprouvettes

2.1.1. Géométrie des éprouvettes

Les éprouvettes utilisées sont des éprouvettes en haltères de section droite $90 \times 90 \text{ mm}^2$ et de longueur utile 100 mm (Fig. II.36 et Fig. II.37). Ces dimensions sont fixées conformément à la recommandation qui stipule qu'elles doivent être supérieures à cinq fois la dimension du plus gros granulats. Elles sont munies d'une entaille en forme de U de 5 mm de profondeur sur 5 mm d'ouverture avec une légère dépouille sur les flancs pour faciliter leur décoffrage. Cette entaille réduit légèrement la section résistante de l'éprouvette ce qui permet de localiser la rupture à cet endroit. La forme en U est retenue car elle est facile à obtenir par coffrage. En l'absence de cette entaille, la rupture intervient le plus souvent aux extrémités de la longueur utile, à l'intersection de la partie centrale et des surfaces d'appui de l'éprouvette sur les mors du dispositif.

Une forme en V des entailles peut être aussi envisagée mais elle présente l'inconvénient de laisser des bavures après le décoffrage des éprouvettes. En effet, à l'intersection de deux entailles consécutives, aux quatre coins de la section droite de l'éprouvette, nous avons

toujours des bavures importantes et difficiles à enlever. L'entaille pourrait également être obtenue par sciage, à condition de disposer d'une tronçonneuse et d'un disque diamanté.

La profondeur d'entaille est fixée à 5mm pour deux raisons essentielles:

- La réduction de la section résistante de l'éprouvette (section de référence $90 \times 90 \text{ mm}^2$) doit être la plus faible possible.

- La profondeur doit être compatible avec les moyens de réalisation. En dessous de 5 mm de profondeur, l'empreinte de l'entaille est difficile à réaliser avec les moyens dont nous disposons.

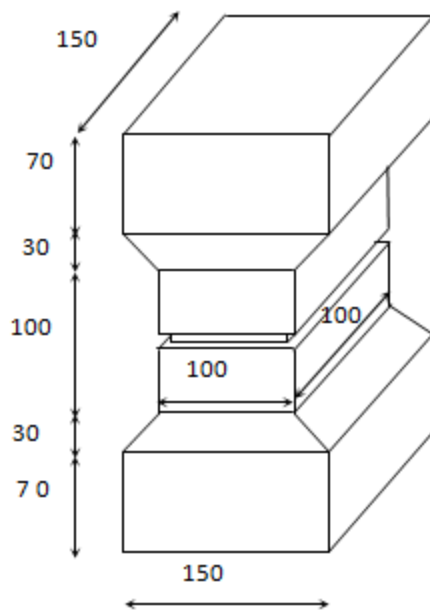


Figure II.36 : Forme et dimensions des l'éprouvettes

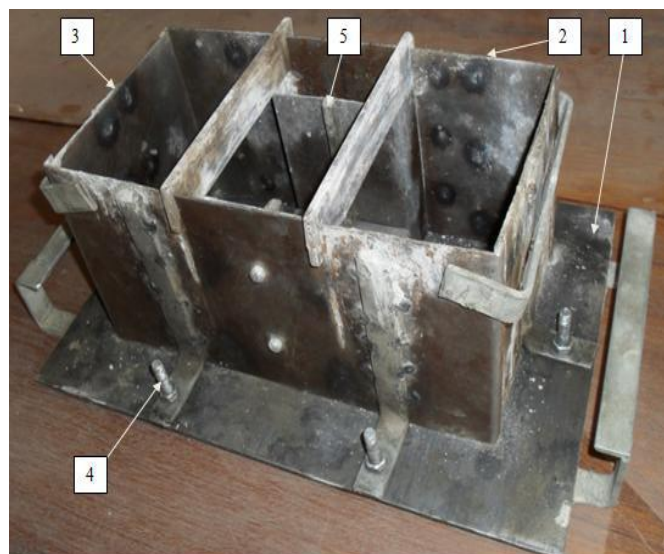


Figure II.37 : Forme des moules métalliques.

2.2. Principe de l'essai

Les essais de traction directe sont réalisés sur des éprouvettes, de 28 jours d'âge, en béton de fibres à $W=0.6\%$, $W=0.8\%$, $W=1\%$ sous une vitesse de chargement de 0.05 mm/min . Deux essais sont effectués pour chaque fraction volumique de fibres et pour le béton témoin.

Les essais de traction directe sont réalisés sur une machine de traction de marque « IBERTEST », de capacité 200 kN , pilotée par ordinateur (Fig. II.38).

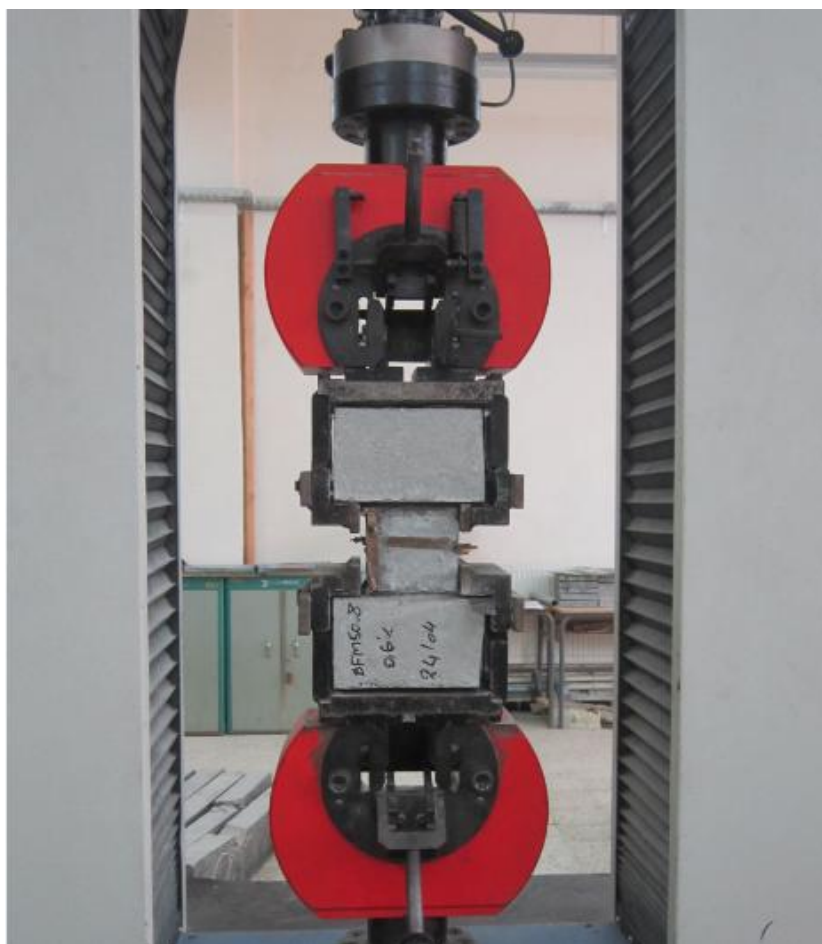


Figure II.38 : Dispositif de l'essai de traction directe

3. Résultats et discussions

L'examen de l'allure des courbes de traction obtenues (Fig. II.39) montre que pour les bétons témoins la contrainte varie de façon quasi-linéaire, avec les déformations, jusqu'à la résistance à la rupture. Dès que ce seuil est atteint, la contrainte chute brusquement jusqu'à s'annuler. Pour le béton renforcé avec des copeaux, la contrainte augmente avec la déformation jusqu'à la contrainte de début de fissuration de la matrice de béton. A partir de ce point, selon la teneur en fibres, l'augmentation de la contrainte est ralentie de façon plus ou moins prononcée. Une fois que la résistance à la rupture de la matrice en béton est atteinte, la contrainte chute brusquement puis se stabilise à une certaine valeur correspondant à la contrainte résiduelle, jusqu'à la rupture complète de l'éprouvette. Globalement nous constatons que la contrainte de début de fissuration diminue avec l'augmentation de la fraction volumique des fibres. L'allure des courbes de traction obtenues est identique à celle donnée par T.Y. LIM [Lim 87].

3.1. Influence du pourcentage des fibres

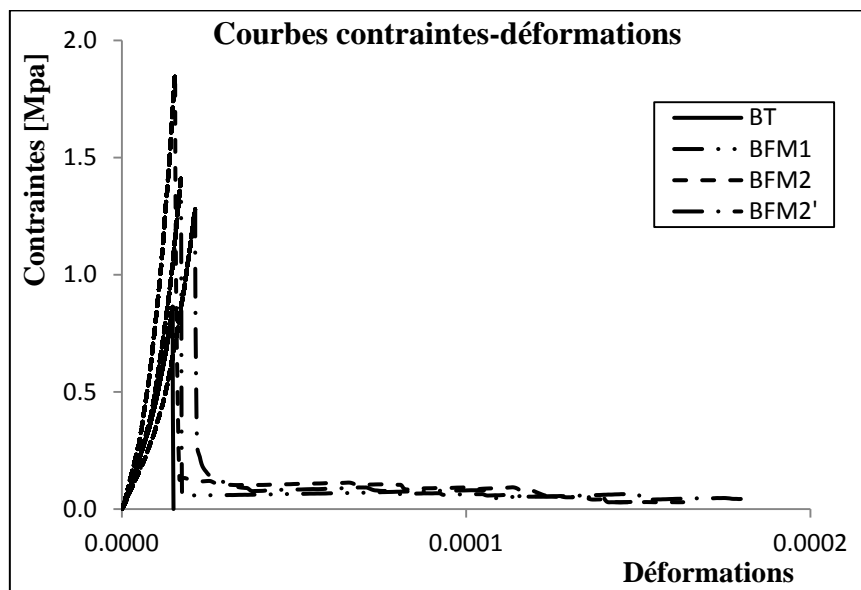


Figure II.39.a : Courbe contraintes-déformations BFM30 avec $S/G=0.8$

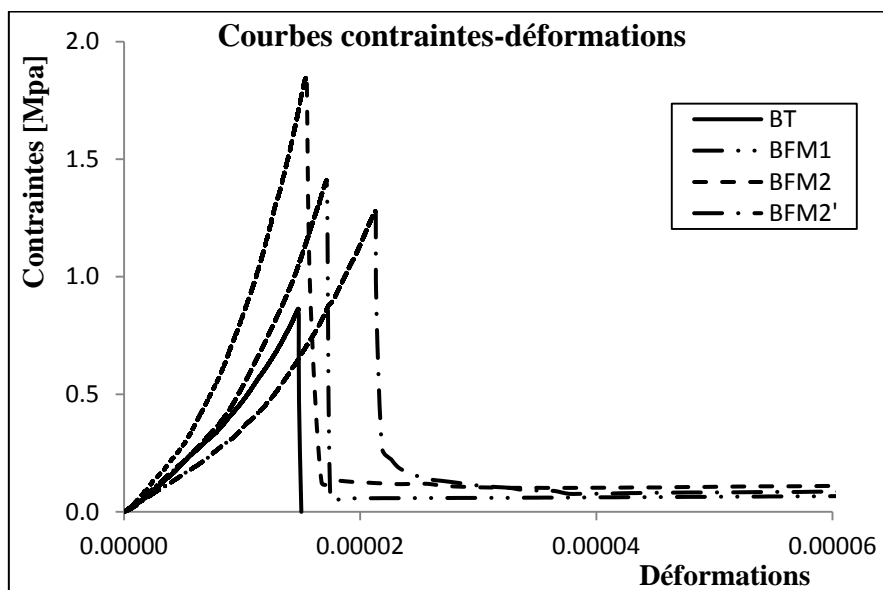


Figure II.39.b : Zoom sur le domaine efficace de la courbe contraintes-déformations BFM30 avec $S/G=0.8$

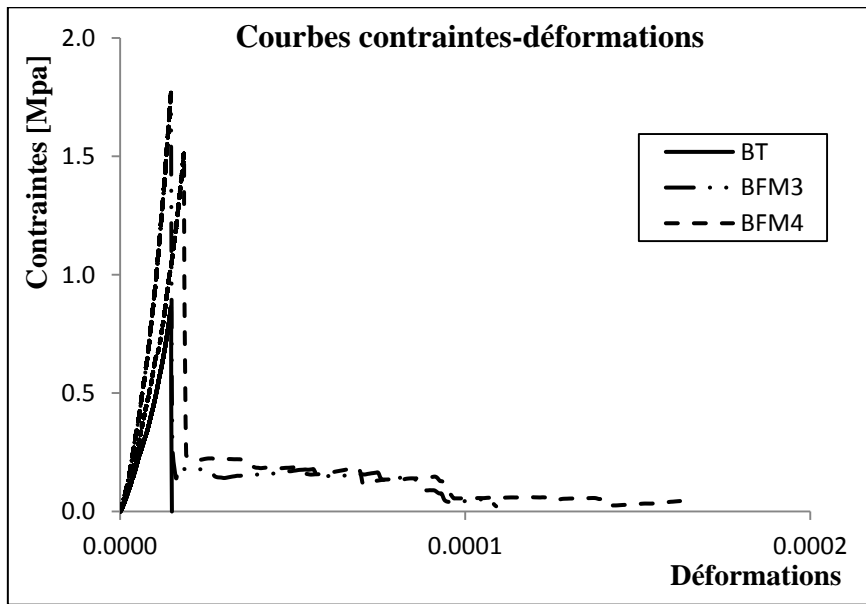


Figure II.39.c : Courbe contraintes-déformations BFM50_4 avec S/G=0.8

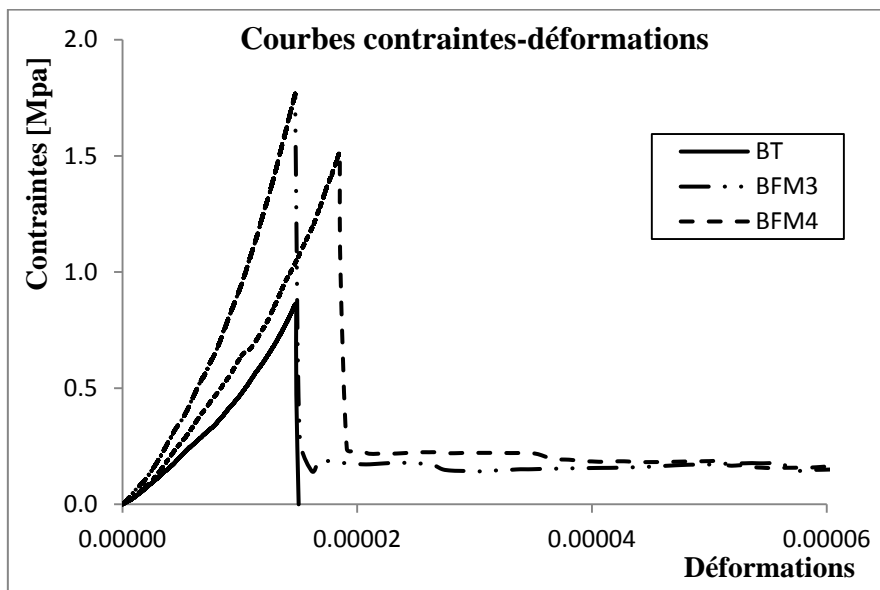


Figure II.39.d : Zoom sur le domaine efficace de la courbe contraintes-déformations BFM50_4 avec S/G=0.8

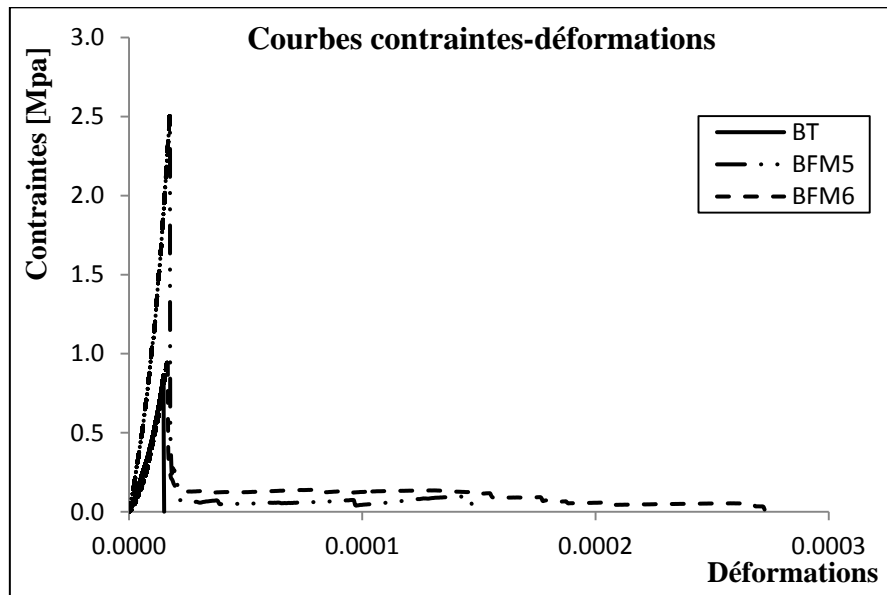


Figure II.39.e : Courbe contraintes-déformations BFM50_8 avec S/G=0.8

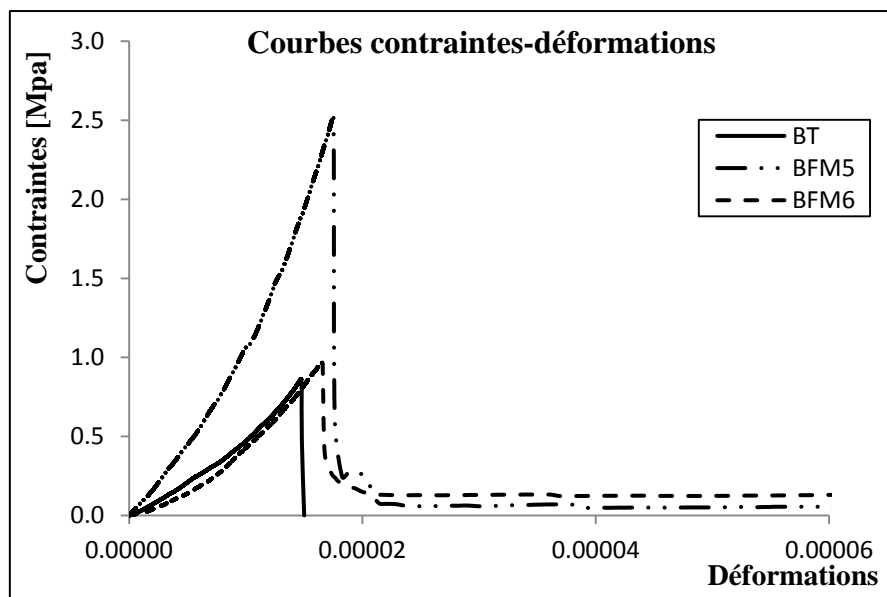


Figure II.39.f : Zoom sur le domaine efficace de la courbe contraintes-déformations BFM50_8 avec S/G=0.8

Figure II.39 : Courbes contraintes-déformations en traction directe

3.2. Influence de la longueur des fibres (effet de l/d)

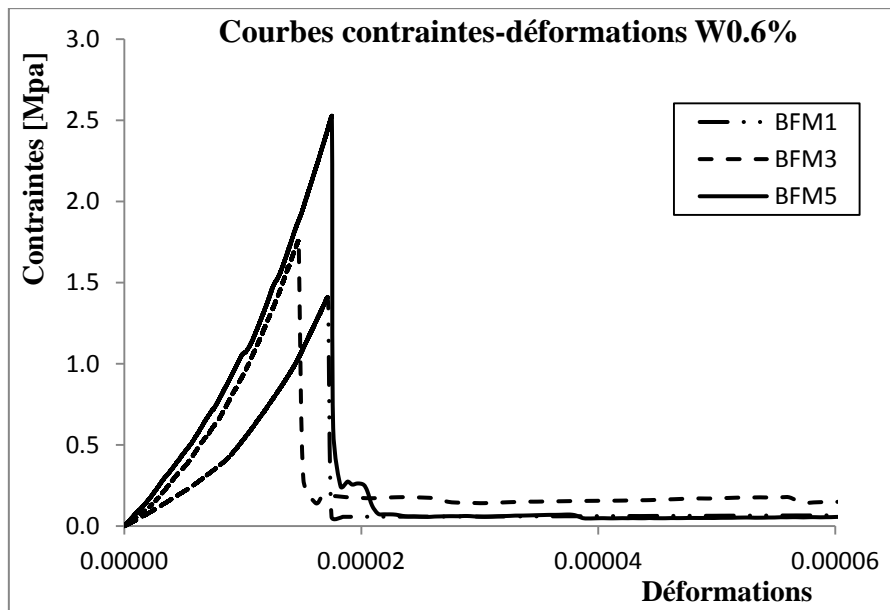


Figure II.40. : Courbe contraintes-déformations pour W=0.6%

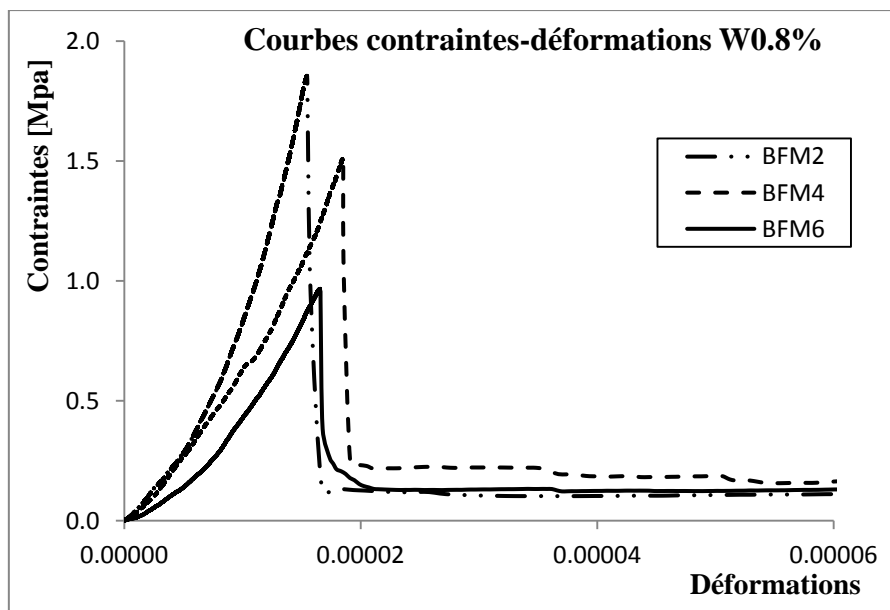


Figure II.41 : Courbe contraintes-déformations pour W=0.8%

	BT	BFM1	BFM2	BFM2'	BFM3	BFM4	BFM5	BFM6
σ_{\max} [Mpa]	0.86	1.41	1.86	1.28	1.77	1.52	2.53	0.97
δ_{Cor}	1.48E-05	1.72E-05	1.54E-05	2.13E-05	1.47E-05	1.85E-05	1.75E-05	1.66E-05

Tableau II.31 : Contrainte maximale et flèche correspondante obtenue par l'essai de traction directe

Deux types de comportements en traction sont mis en évidence par ces essais:

- **le type I** : il se caractérise par la présence de deux phases. Une phase linéaire qui correspond à un comportement quasi élastique du matériau, c'est la phase de pré - fissuration du béton.

Cette phase se termine par l'apparition de la macro fissure. Une deuxième phase dans laquelle nous observons une chute brutale de la contrainte suite à la rupture de la matrice qui a atteint sa contrainte de fissuration. A ce stade les copeaux sont sollicités en traction, ils interviennent en pontant les fissures et en limitant leur ouverture, ce sont eux qui fournissent au matériau sa capacité portante résiduelle. Ils permettent ainsi de retenir les deux blocs de béton. Cette phase se termine par l'aplatissement de la courbe de traction qui ne s'annule qu'après une déformation relativement importante.

- **le type II**: il se caractérise par la présence de trois phases. Une première phase linéaire qui correspond à un comportement quasi – élastique du matériau. Une deuxième phase qui commence dès que le matériau atteint sa contrainte de début de fissuration, c'est la phase de multi fissuration. Dans cette phase les fibres assurent une répartition homogène de la microfissuration et empêchent la localisation des déformations donc une fissuration franche du matériau. Les différentes fissures sont cousues par les copeaux qui confèrent au matériau une capacité portante supérieure à la contrainte de fissuration, c'est un phénomène semblable au phénomène d'écrouissage. L'accroissement de la résistance du béton se poursuit jusqu'à la contrainte de post fissuration maximale, à ce stade apparaît une localisation des déformations et le développement d'une macro fissure. Enfin, une troisième phase durant laquelle la résistance du béton chute progressivement jusqu'à la rupture complète. Cette phase, correspondant à la deuxième phase du type I, caractérise la ductilité apportée au matériau par les copeaux.

La composition du béton qui assure le meilleur comportement en traction (meilleur compromis entre la rigidité, la résistance et la ductilité) est le béton renforcé de fibres à 50 mm de longueur avec 8 ondulations et une fraction volumique de 0.6%.

4. Processus de rupture

Le processus de rupture est montré sur la figure II.42 [DJE. 12]. La première étape correspond à l'apparition de la fissure résultant de la localisation des déformations. La matrice en béton est rompue mais les deux blocs de béton sont retenus par les fibres (étape 2). La charge est transférée aux fibres et ces dernières sont soumises à une traction (étape 3). Ce sont elles qui fournissent sa résistance à la structure et qui empêchent son effritement. Cette étape correspond à la phase II du comportement de type I et la phase III du comportement de type II. Une fois la résistance limite des fibres atteinte, certaines sont arrachées et d'autres rompues (étapes 4 et 5).

Notons que le nombre de fibres rompues est réduit dans le cas des teneurs en fibres élevées. Ceci peut s'expliquer par la diminution de la compacité, résultant de l'augmentation de la fraction volumique $W\%$, qui entraîne une baisse de l'adhérence fibre-matrice. Les deux parties de l'éprouvette, jusqu'ici retenues par les copeaux, sont séparées. Les faciès de rupture des éprouvettes sont illustrés sur la figure II.43.



Étape 1: fissuration et rupture de la matrice en béton.



Etape 2 : les fibres retiennent les blocs de béton.



Etape 3 : les fibres ont repris totalement la charge exercée sur l'éprouvette, elles s'étirent.



Etape 4 : certaines fibres s'arrachent et d'autres commencent à se rompre.



Etape 5 : les fibres sont rompues, les deux blocs de béton sont séparés.

Figure II.42 : Processus de rupture des éprouvettes. Fissuration du béton – étirement puis rupture des fibres.



Figure II.43 : Faciès de rupture des éprouvettes.

5. Conclusion

Selon la teneur en fibres, deux types de comportement sont observés : un comportement à deux phases et un comportement à trois phases. Ces comportements se composent d'une phase élastique linéaire avant la rupture, suivie d'une chute brutale de l'effort jusqu'à un niveau correspondant à la résistance résiduelle qui apparaît dans la phase finale. Durant cette dernière, les efforts sont entièrement repris par les fibres. Nous constatons que la fissuration démarre plus tôt pour le béton à forte teneur en copeaux.

De plus, l'augmentation de $W\%$ entraîne une diminution du nombre de fibres rompues. Ce qui peut s'expliquer par une baisse de l'adhérence fibre-matrice suite à la diminution de la compacité engendrée par la croissance de $W\%$. Pour le béton témoin, le comportement est totalement fragile.

La résistance et la résistance résiduelle optimales s'observent pour un béton renforcé avec 0.6% de fibres à 50 mm de longueur avec 8 ondulations.

II.2.5. CARACTERISATION PAR L'ESSAI DE CISAILLEMENT

1. Introduction

L'objectif de cette étude préliminaire portant sur des éléments de structure de type poutre est de mettre en évidence la capacité des fibres à reprendre les contraintes de traction dues à l'effort tranchant. Nous avons fait le choix de travailler avec des configurations de poutres très défavorables vis-à-vis de la résistance à l'effort tranchant. La géométrie des poutres sélectionnées correspond à une section rectangulaire de dimensions (100x200x1200) mm³. De plus, ces poutres ont été ferraiées de manière à favoriser une rupture par effort tranchant.

Un ensemble de poutres contenant le même type de ferrailage, se différenciant d'une part, par la présence ou l'absence de fibres, et d'autre part, par le type de fibres et leurs pourcentage dans la matrice de béton, a été testé jusqu'à la ruine.

Dans le contexte de ce travail nous avons mené une étude expérimentale dont l'objectif se décline en 3 points :

- Etude de l'influence de la longueur et du pourcentage des fibres sur la résistance à l'effort tranchant.
- Etude des modes de rupture ;
- L'analyse comparative des règlements vis-à-vis de la contribution du béton de fibres métallique à la résistance à l'effort tranchant.

2. Calcul de la charge de rupture

2.1. Calcul en flexion

Lors du calcul en flexion, on fait généralement appel à la théorie classique des poutres avec l'hypothèse de Navier-Bernoulli qui nous permet de connaître les efforts internes dans l'élément considéré : le moment fléchissant et l'effort tranchant.

La figure II.44 présente la répartition du moment fléchissant et de l'effort tranchant dans une poutre chargée comme le montre la figure suivante.

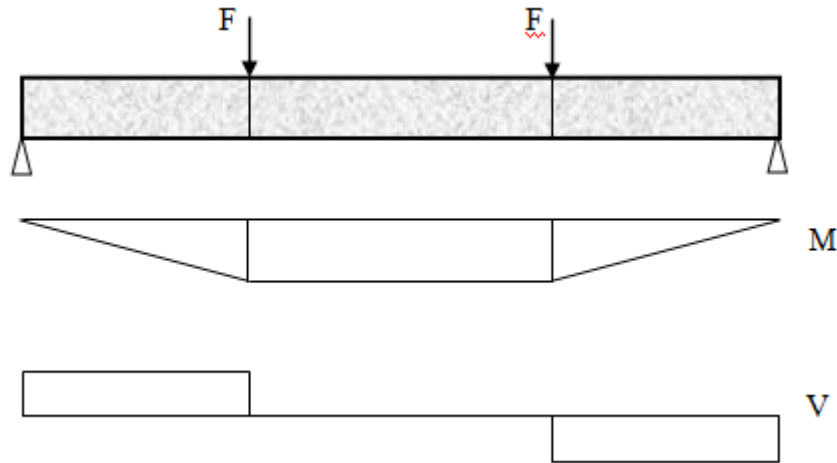


Figure II.44 : diagramme des efforts internes d'une poutre en flexion à quatre points.

Le comportement d'un matériau en flexion pure est représenté par les relations entre les différents paramètres de force et de déformation. Puisque la contrainte n'est pas constante à travers la section droite, l'emploi de la contrainte comme paramètre de force nécessite le choix d'une valeur particulière telle que σ_{max} . Par conséquent, il est tout aussi significatif et plus simple d'employer, comme paramètre de force, le moment fléchissant M ou la charge P . Pour les matériaux obéissant à la loi de Hooke, la formule de flexion donne :

$$M = \frac{I_z}{y_{max}} (\sigma_{max})$$

Puisque le matériau béton est considéré fragile, cette formule peut être employée jusqu'à la rupture. La contrainte calculée en utilisant le moment fléchissant à la rupture est :

$$\sigma_r = \frac{y_{max}}{I_z} (M_r)$$

2.2. Calcul à la rupture par effort tranchant

Si à ce jour, le comportement en flexion du béton armé est correctement appréhendé par le calcul, il n'en est rien du comportement à l'effort tranchant, malgré les nombreux essais réalisés à travers le monde. Les règlements actuels s'appuient sur des règles empiriques ayant pour base commune l'analogie avec le treillis de Ritter et Mörsh [CAS.95].

Si on considère une poutre en béton armé, soumise à une flexion simple, son comportement est élastique au début de chargement. Le cisaillement a alors l'expression suivante :

$$\tau(y) = VS(y)/Ib(y)$$

Où :

V : est l'effort tranchant

S(y) : le moment statique

b(y) : la largeur de la section à l'ordonnée y

I : le moment d'inertie

Les contraintes principales sont reliées aux contraintes normales, dans le repère de la poutre, et au cisaillement, à travers le cercle de Mohr :

$$\sigma_{I,II} = \frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{(\sigma_x + \sigma_y)}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}$$

Lorsque la contrainte principale de traction atteint la résistance du béton, une ou plusieurs fissures apparaissent. Les fissures dues au moment de flexion, perpendiculaires à l'axe de la poutre, sont contrôlées par les armatures longitudinales et la zone du béton comprimé. En présence d'effort tranchant, des fissures diagonales apparaissent indépendamment ou dans le prolongement des fissures de flexion. Le terme anglo-saxon "shear failure" (rupture par cisaillement) est ambigu car ce sont les contraintes principales de traction qui sont à l'origine de la fissuration. De plus, les causes de rupture diagonale ne sont qu'en partie dues aux effets de cisaillement. En fait, il y a combinaison du transfert vers l'appui de l'effort tranchant et de la force de compression. L'évolution de la fissuration, donc de la capacité résistante de la structure, est fonction des paramètres géométriques et matériels:

- mode de chargement
- rapport a/d entre la portée d'effort tranchant et la hauteur utile de la poutre
- quantité, répartition et type du renforcement transversal
- quantité et type des armatures longitudinales
- résistances en compression et en traction du béton
- hauteur et largeur de la poutre
- géométrie de la section

2.3. Calcul selon le BAEL 91

Le code de dimensionnement BAEL (Béton Armé aux Etats-Limites) 91 propose une formule limitant le cisaillement moyen τ_u (ou de manière équivalente, l'effort tranchant) dans chaque section, fondée sur l'analogie du treillis de Ritter-Mörsch, et dans laquelle est prise en compte de manière forfaitaire la résistance liée à la section de béton. On aboutit ainsi à une formule donnant la section minimale des armatures transversales [BAEL. 91]:

$$\frac{A_t}{b_0 s_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} k)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec :

A_t : La section des armatures transversales.

b_0 : La largeur de l'âme de la poutre.

s_t : La distance horizontale entre deux cadres successifs.

γ_s : représente un coefficient de sécurité sur l'acier.

Le terme $0,3 f_{tj} k$ fait intervenir la résistance à la traction du béton f_{tj} , ainsi que l'état de contrainte moyen dans la section, par l'intermédiaire du coefficient k . On vérifie aisément que, sous une forme légèrement différente, la formule proposée se résume à une limitation de l'effort tranchant dans chaque section.

2.4. Calcul selon la formule du BPEL 90

Le BPEL propose à l'état ultime, la vérification et le dimensionnement des armatures d'âme transversales devant équilibrer l'effort tranchant. Ces calculs sont justifiés à partir de la théorie du treillis de Ritter-Mörsch.

La contrainte de cisaillement ultime s'exprime par : [BOU. 91].

$$\tau_u = \frac{V_u S_{(G)}}{b_n I}$$

Le cisaillement résistant donné par le BPEL 90 s'exprime par :

$$\tau_u = \frac{\rho_t f_{et}}{\gamma_s} \frac{1}{\operatorname{tg} \beta_u} + \frac{1.5 f_{tj}}{3 \gamma_b}$$

γ_s et γ_b : coefficients de sécurité,

β_u : L'inclinaison des fissures d'effort tranchant par rapport à l'horizontale.

2.5. Calcul selon le modèle empirique de KORDINA

Kordina (Kordina et Blume, 1985 ; Kordina et Hegger, 1987) propose, de manière complètement empirique de déduire au moyen de méthodes statistiques une formule permettant d'évaluer un cisaillement moyen τ à la rupture.

L'approche consiste à décomposer, de manière classique et en utilisant l'analogie du treillis, la résistance à l'effort tranchant en deux termes représentant respectivement la part liée à la poutre en dehors des armatures transversales (τ_{u0}) et celle due aux armatures transversales elles-mêmes (τ_{u1}) :

$$V = \min \begin{cases} V_{u0} + V_{u1} \\ V_{u2} \end{cases}$$

$$\tau = \frac{V}{\frac{7}{8} b_0 d}$$

a. Part de la structure sans renforcement transversal

$$\tau_{u0} = \frac{\sqrt{f_c}}{\sqrt{10 \times 0.82}} \sqrt[3]{\rho_l} \sqrt[4]{0.1 d} f(\lambda_s)$$

$$V_{u0} = \left(\frac{\sqrt{f_c}}{\sqrt{10 \times 0.82}} \sqrt[3]{\rho_l} \sqrt[4]{0.1 d} f(\lambda_s) \right) \frac{7}{8} b_0 d$$

Où :

f_c : résistance à la compression sur cylindre en MPa,

le terme 0,82 correspond à un coefficient de passage moyen de la résistance mesurée sur cube à la résistance mesurée sur cylindre,

w_l : taux d'armatures longitudinales (A_l/b_0d) exprimé en pour-cent,

d : hauteur utile en cm,

$\lambda_s = a/d$ portée d'effort tranchant,

$$\lambda_s < 2 \Rightarrow f(\lambda_s) = 6 - 2,2 \lambda_s$$

$$2 < \lambda_s < 3,5 \Rightarrow f(\lambda_s) = 0,795 + 0,293 (3,5 - \lambda_s)^{5/2}$$

$$\lambda_s > 3,5 \Rightarrow f(\lambda_s) = 0,9 - 0,03 \lambda_s$$

b. Part des armatures transversales

$$\tau_{u1} = \rho_t f_{et} \sqrt[4]{0.18d} f_1(\lambda_s) f_2\left(\frac{S}{d}\right) f_3(v)$$

$$V_{u1} = \left(\rho_t f_{et} \sqrt[4]{0.18d} f_1(\lambda_s) f_2\left(\frac{S}{d}\right) f_3(v) \right) \frac{7}{8} b_0 d$$

$$\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S \sin \beta} : \text{taux d'armatures transversales}$$

β : inclinaison des cadres

S : espacement des cadres

f_{et} : limite d'élasticité de l'acier des cadres

$$\lambda_s = \frac{a}{d}, \text{ (a: la portée d'effort tranchant)}$$

$$\lambda_s \leq 1,5 \Rightarrow f_1(\lambda_s) = 0$$

$$1,5 \leq \lambda_s \leq 3 \Rightarrow f_1(\lambda_s) = -1 + \frac{2\lambda_s}{3}$$

$$\lambda_s \geq 3 \Rightarrow f_1(\lambda_s) = 1$$

$\frac{s}{d}$: rapport entre l'espacement des cadres et la hauteur utile

$$f_2\left(\frac{s}{d}\right) = 0 \text{ si } \frac{s}{d} > 1$$

$$f_2\left(\frac{s}{d}\right) = 1 \text{ si } \frac{s}{d} < 1$$

v : indique si les cadres sont normaux ou soudés

cadres normaux $f_3(v) = 1$

cadres soudés $f_3(v) = 1,5$

c. L'effort correspondant à la rupture des bielles

$$V_{u2} = \varphi f_c b_0 d$$

$\varphi = 0.264$ armatures droites

$\varphi = 0.369$ armatures inclinées à 45°

2.6. Calcul selon la formule simplifiée du CEB [BOU. 91]

Le CEB propose dans le code modèle 90 une formulation simplifiée basée sur celle de KORDINA, BLUME et HEGGER

$$V = \min \begin{cases} V_{u0} + V_{u1} \\ V_{u2} \end{cases}$$

a. Effet du béton

$$V_{u0} = 1.05 \Delta\tau \sqrt{f_c} \sqrt[3]{\rho_l} f_f f_p b_0 d$$

avec $\Delta\tau = 0.24$ en moyenne.

$$f_f = 0.7 + 0.15 \times \frac{b}{b_0}$$

b. Effet des cadres

$$V_{u1} = \rho_t f_{et} b_0 d \sin \alpha (1 + \cot g \alpha)$$

Cette dernière expression correspond à celle proposée par KORDINA et BLUME (avec une erreur de 1%).

c. Effet de la bielle

$$V_{u2} = 0.3 f_c b_0 d$$

3. Procédure expérimentale**3.1. Principe de l'essai**

Les caractéristiques géométriques des poutres utilisées, les plans de ferrailage ainsi que la configuration de l'essai de flexion à quatre points sont présentés sur les figures II.45 et II.46. Les poutres testées ont une section de (100 x 200) mm² et une longueur de 1200 mm, pour une portée entre appuis de 1000 mm. Ces poutres sont chargées en flexion quatre points, pour une portée entre appuis de charge de 400 mm.

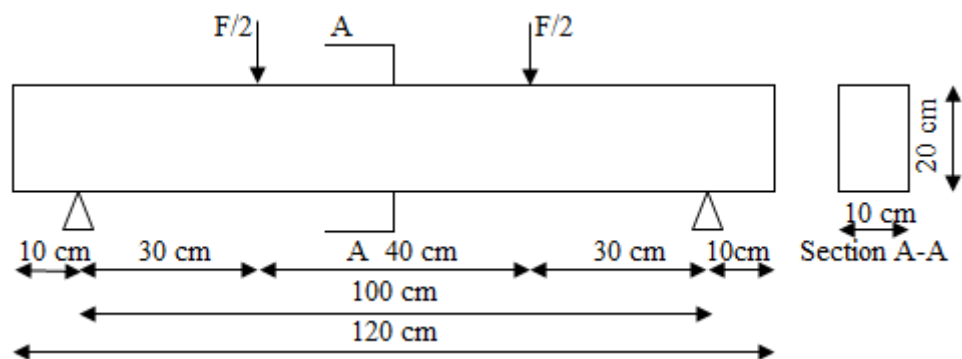


Figure II.45 : Schéma statique de l'essai de cisaillements



Figure II.46 : Photo du dispositif de l'essai par cisaillement

Le programme expérimental est basé sur des tests de flexion à quatre points sur deux séries de corps d'épreuves.

- Série BA : représentent des poutres en béton armé.
- Série BAF1 à BAF6 : représentent des poutres en béton armé renforcé avec un pourcentage de 0.6% et 0.8% de fibres à 30 mm de longueur et 50 mm de longueur avec 4 ondulations et 8 ondulations.

La réduction de l'espacement des cadres en zone sollicitée à la flexion (zone centrale, entre appuis de charge) a été préalablement choisi de manière à s'assurer d'une ruine par effort tranchant.

Le ferrailage adopté est le même pour toutes les poutres testées, soit 2T12 en zone tendue, 2T8 en armatures de construction et 8T6 cadres transversaux répartis comme indiquer sur les figures II.47 et II.48

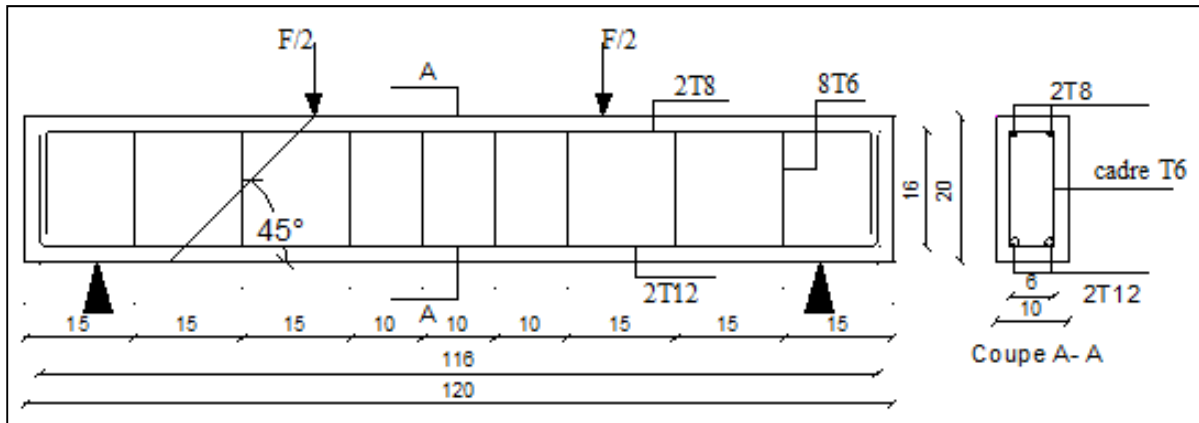


Figure II.47 : Schéma du ferrailage



Figure II.48 : Photo du ferrailage

Les poutres sont placées sur un bâti approprié pour être soumises à l'action de deux charges ($F/2$) sur une presse hydraulique **Ibertest** pilotée par un micro-ordinateur, de capacité maximale 200 KN (Figure II.46). Le pilotage en déplacement du vérin permet un enregistrement continu de l'essai jusqu'à la rupture, le capteur de déplacement nous permet de mesurer la flèche à mi-portée.

Au total, sept (7) compositions de béton armé renforcé de fibres ont été testées comme indiqué sur le tableau II.32.

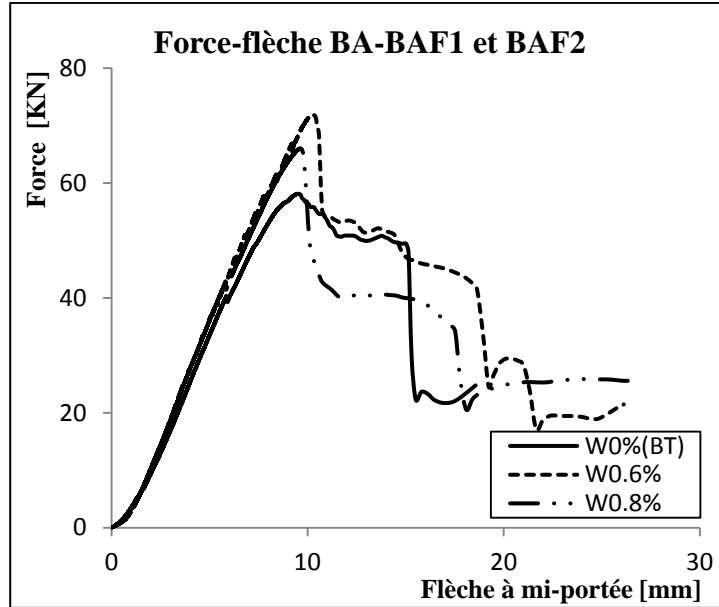
Désignation	Béton armé renforcé de fibres de :		
	Longueur (mm)	nombre d'ondulations	Pourcentage des fibres %
BA	/	/	/
BAF1	30	/	0.60%
BAF2	30	/	0.80%
BAF3	50	4	0.60%
BAF4	50	4	0.80%
BAF5	50	8	0.60%
BAF6	50	8	0.80%

Tableau II.32 : Nomenclature des différentes poutres armé renforcé de fibres métallique

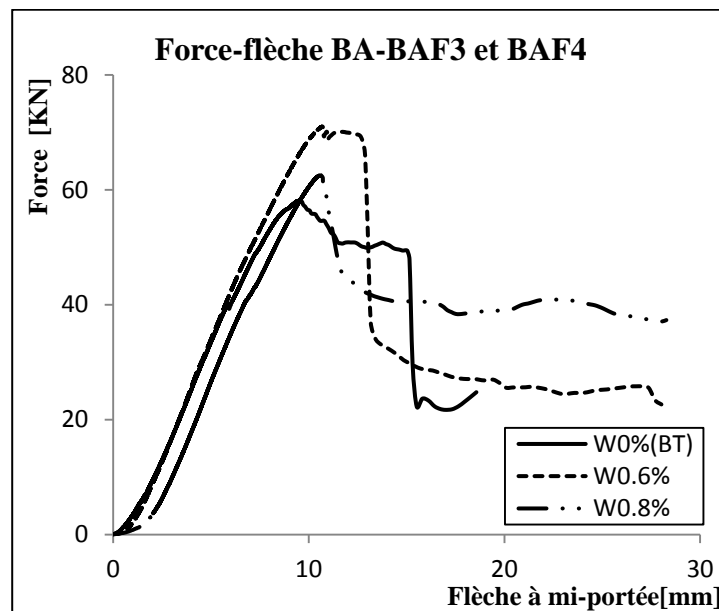
3.2. Résultats et interprétation

Les courbes force-flèche au milieu de la poutre sont représentées ci-dessous :

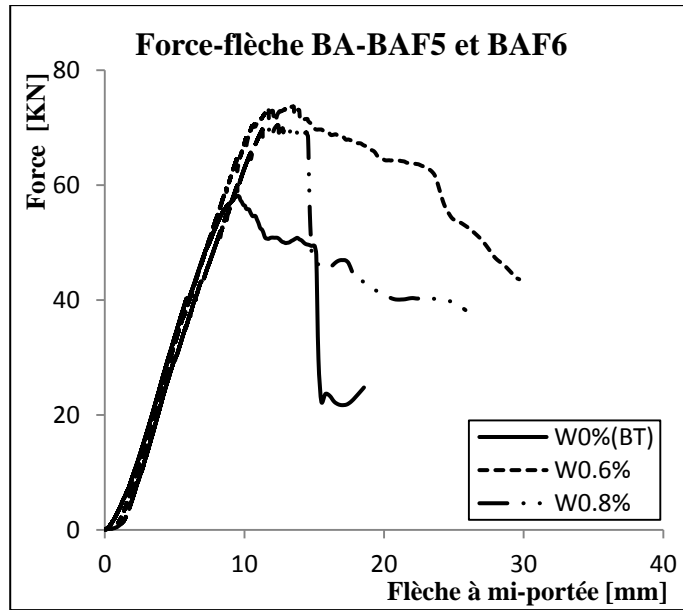
➤ **Influence de la longueur**



II.49.a : Courbe force-flèche pour un béton armé renforcé de fibres à 30 mm



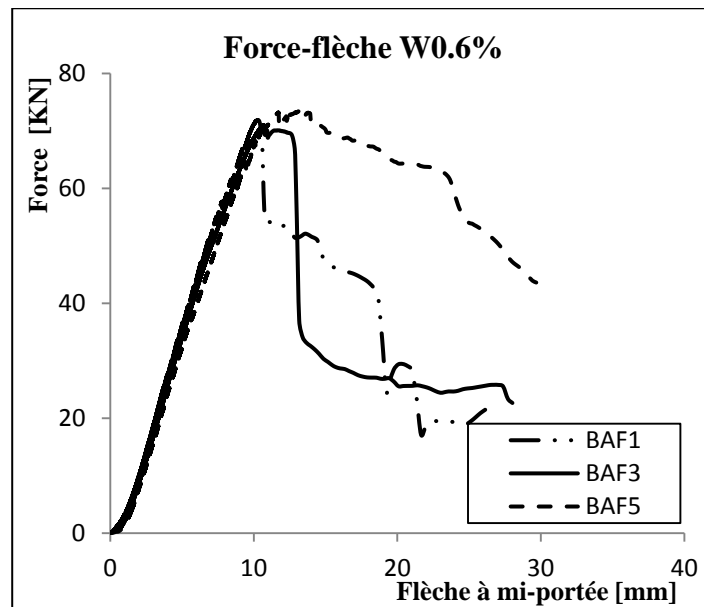
II.49.b : Courbe force-flèche pour un béton armé renforcé de fibres à 50 mm avec 4 ondulations



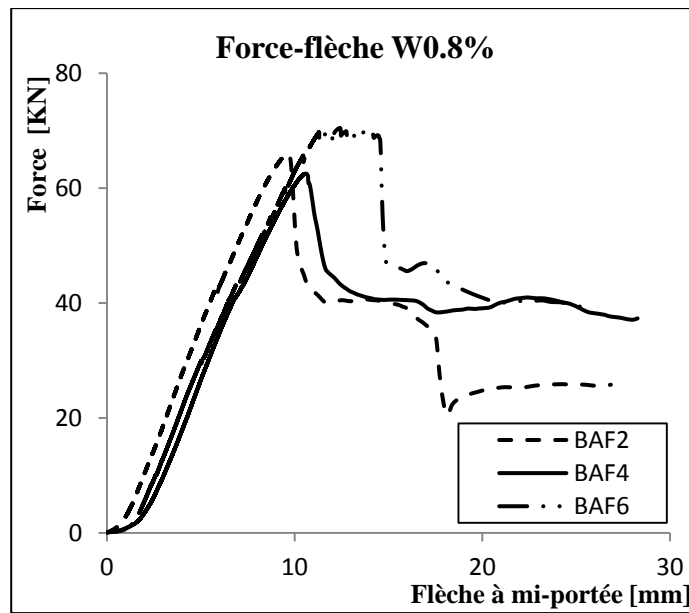
II.49.c : Courbe force-flèche pour un béton armé renforcé de fibres à 50 mm avec 8 ondulations

II.49 : Courbe force-flèche à mi-travée de la poutre

➤ **Influence du pourcentage de fibres**



II.50.a : Courbe force-flèche pour un béton armé renforcé avec 0.6% de fibres



II.50.b : Courbe force-flèche pour un béton armé renforcé avec 0.8% de fibres

D'après les résultats obtenus lors de l'essai de cisaillement, qui présente la superposition des courbes forces-flèche à mi-travée. On remarque que, l'ajout des fibres dans un béton armé augmente sa force de rupture à l'effort tranchant comparativement au béton témoin (béton armé sans fibres), de 14% à 24% pour les BAF2 et BAF1, de 8% à 22% pour les BAF4 et BAF3, et de 21% pour les BAF6 jusqu'à 27% pour les BAF5.

La force de rupture au cisaillement augmente avec l'augmentation de la longueur de la fibre, plus le rapport longueur de fibres sur son diamètre (L/d) diminue, et plus la fraction volumique de fibre dans le béton diminue. Dans le cas de notre étude c'est le béton armé renforcé avec 0.6% de fibres à 50 mm de longueur avec 8 ondulations qui présente les meilleurs résultats.

Cette augmentation est principalement due à la réduction de la propagation des fissures en présence de faible quantité de fibres comparativement au béton armé sans fibres.

La présence des fibres retardent l'apparition des fissures de cisaillement, ce qui est concordant avec les résultats de [LIM. 99], [LIE. 92] et [SWA. 93]

En accord avec les conclusions d'autres études [LIM. 99], [NAR. 87] [FUR. 1997] [FRI.09], l'évolution de la rigidité avant fissuration ne dépend pas de la présence des fibres.

4. Contribution du béton de fibres à la résistance à l'effort tranchant

Calcul prédictif

Données

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$A_T = 0.57 \text{ cm}^2$$

$$F_{eL} = 580 \text{ MPa}$$

$$F_{eT} = 550 \text{ MPa}$$

$$Z = 0.18 \text{ m}$$

$$b_o = 10 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\alpha = \beta_u = 90^\circ$$

$$a = 30 \text{ cm}$$

$$\rho_t = 3.8 \times 10^{-3}$$

$$f_f = 0.85$$

NB : Tous les calculs ont été faits sans coefficients de sécurité

Désignation	f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	d mesuré (mm)	ρ_l %
BA	33.48	2.61	0.179	1.263
BAF1	25.74	2.14	0.172	1.314
BAF2	25.71	2.14	0.176	1.285
BAF3	27.54	2.25	0.168	1.346
BAF4	24.44	2.07	0.168	1.346
BAF5	28.55	2.31	0.163	1.387
BAF6	26.64	2.20	0.159	1.422

Tableau II.33 : Caractéristiques des poutres

- Calcul à la rupture (en flexion)

$$F_r = \frac{A_L f_{eL} Z}{a}$$

- **Calcul à l'effort tranchant**

• **Selon la formule du BAEL91**

Cas de cadres verticaux $\alpha=90^\circ$

$$V_u \leq \frac{0.9 A_t f_e d}{s_t} + 0.3 b_0 d f_{tj}^*$$

Où $f_{tj}^* = \min\{f_t, 3.3 \text{ MPA}\}$

• **Selon la formule du BPEL**

$$V_U = \left(\frac{A_t f_e}{b_0 s_t} + 0.5 f_{tj} \right) b_0 d$$

• **Selon la formule simplifier du CEB**

- Effet du béton

$$V_{u0} = 1.05 \Delta\tau \sqrt{f_c} \sqrt[3]{\rho_L} f_f b_0 d$$

- Effet des cadres

$$V_{u1} = \rho_t f_{et} b_0 d \sin \alpha (1 + \cot g \alpha)$$

$$V_u = V_{u0} + V_{u1}$$

• **Selon la formule de Kordina**

- Effet du béton

$$V_{u0} = \left(\frac{\sqrt{f_c}}{\sqrt{8.2}} \sqrt[3]{\rho_l} \sqrt[4]{0.1 d} f(\lambda_s) \right) \frac{7}{8} b_0 d$$

- Effet des cadres

$$V_{u1} = (\rho_t f_{et} \sqrt[4]{0.18 d} f_1(\lambda_s) f_2\left(\frac{s}{d}\right) f_3(v)) \frac{7}{8} b_0 d$$

$$V_u = V_{u0} + V_{u1}$$

La force de rupture calculée selon les différents règlements ainsi que la force de rupture obtenue expérimentalement sont regroupé dans le tableau suivant :

Désignation	Rupture en flexion [KN]	Rupture expérimentale [KN]	Effort tranchant calculée [KN]			
	Fr	Fr exp	BAEL	BPEL	CEB	KORDINA
BA	78.24	58.14	47.69	42.07	61.39	86.92
BAF1	75.18	71.85	43.42	36.42	56.42	69.59
BAF2	76.93	66.01	44.42	37.25	57.56	73.46
BAF3	73.43	71.01	42.95	36.48	55.96	67.84
BAF4	73.43	62.51	42.02	34.91	54.75	64.05
BAF5	71.25	73.67	41.97	35.88	54.87	63.82
BAF6	69.50	70.41	40.39	34.09	53.00	57.71

Tableau II.34 : Force de rupture expérimentale et théorique selon les différents règlements

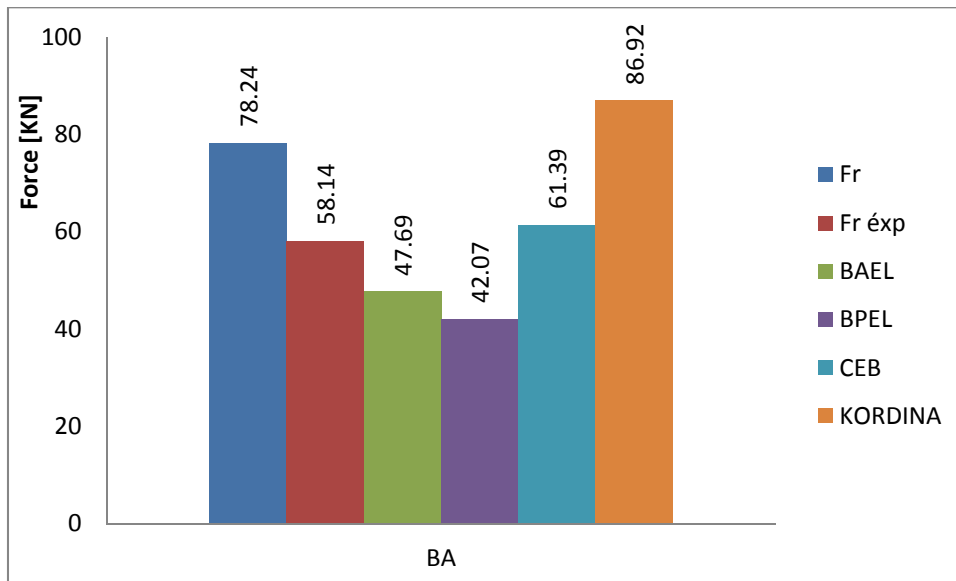


Figure II.51.a : Comparaison des résultats expérimentaux et les prédictions théoriques de béton armé

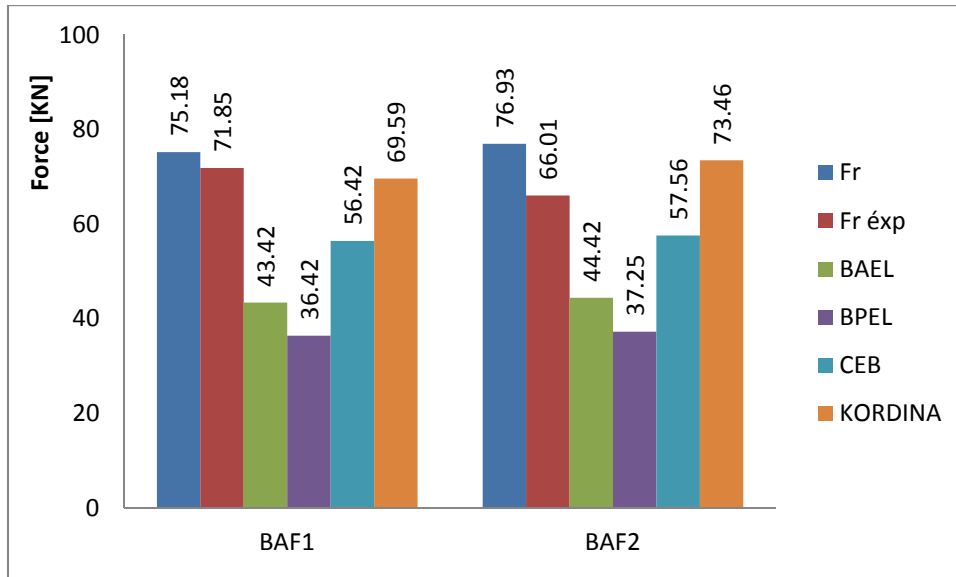


Figure II.51.b : Comparaison des résultats expérimentaux et les prédictions théoriques de béton armé renforcé de fibres à 30 mm

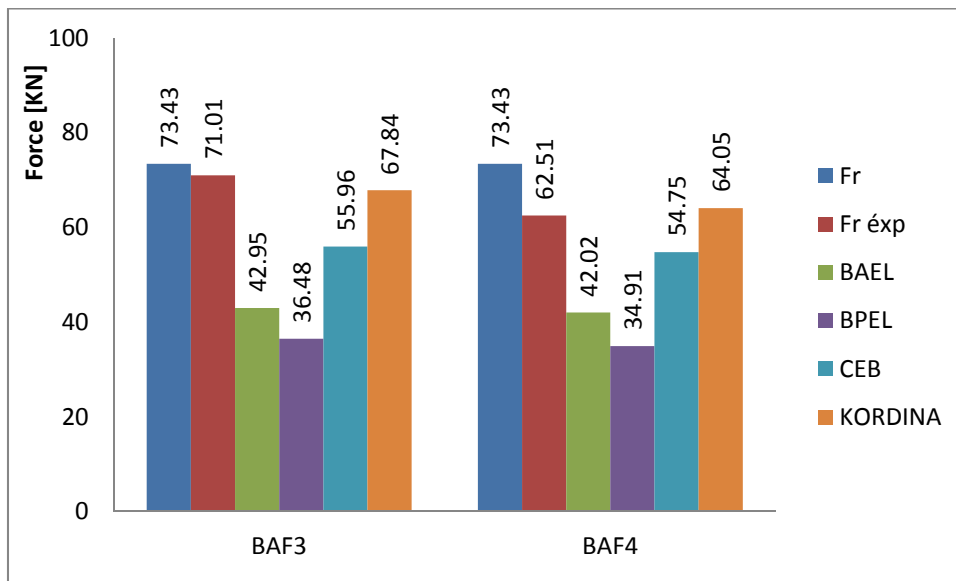


Figure II.51.c : Comparaison des résultats expérimentaux et les prédictions théoriques de béton armé renforcé de fibres à 50 mm avec 4 ondulations

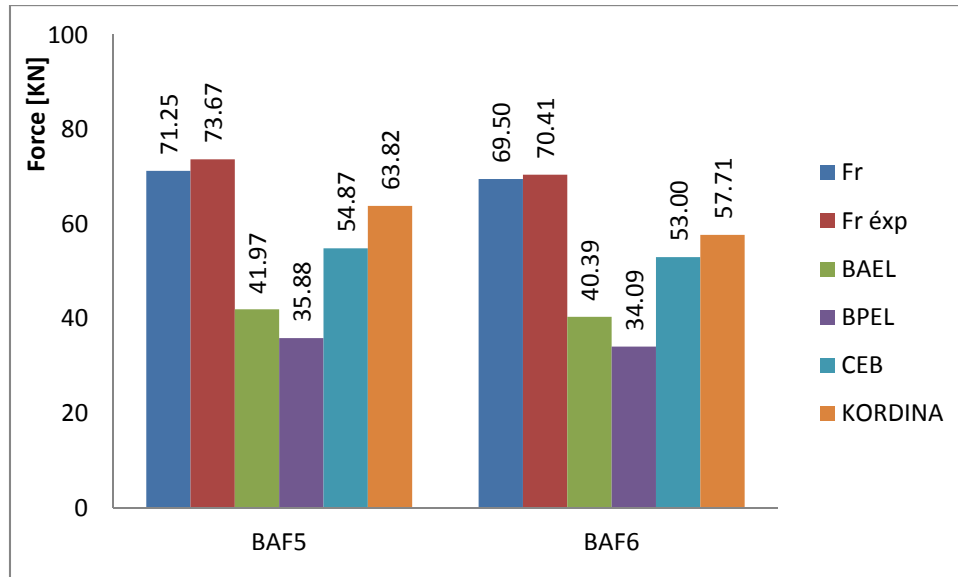


Figure II.51.d : Comparaison des résultats expérimentaux et les prédictions théoriques de béton armé renforcé de fibres à 50 mm avec 8 ondulations

Figure II.51 : Comparaison des résultats expérimentaux et les prédictions théoriques

Une comparaison est faite entre les prédictions obtenues à partir des différents règlements (BAEL, BPEL, CEB et KORDINA) et les résultats expérimentaux concernant la résistance à l'effort tranchant pour les poutres testées (Figure. II.51) (sans tenir compte des coefficients de sécurité).

Il en ressort, une différence notable qui existe entre les 4 règlements et les valeurs expérimentales. Les valeurs prédites par le BAEL sont très conservatives. Il est à noter que le règlement français BAEL est le seul qui ne tient pas compte explicitement ni du taux d'armature longitudinale ni du rapport a/d . Ceci explique pourquoi les valeurs sont sous-estimées. Celles prédites par le CEB et le BPEL donnent des résultats relativement meilleurs bien qu'elles soient toujours relativement conservatives.

5. Photos et modes de ruptures

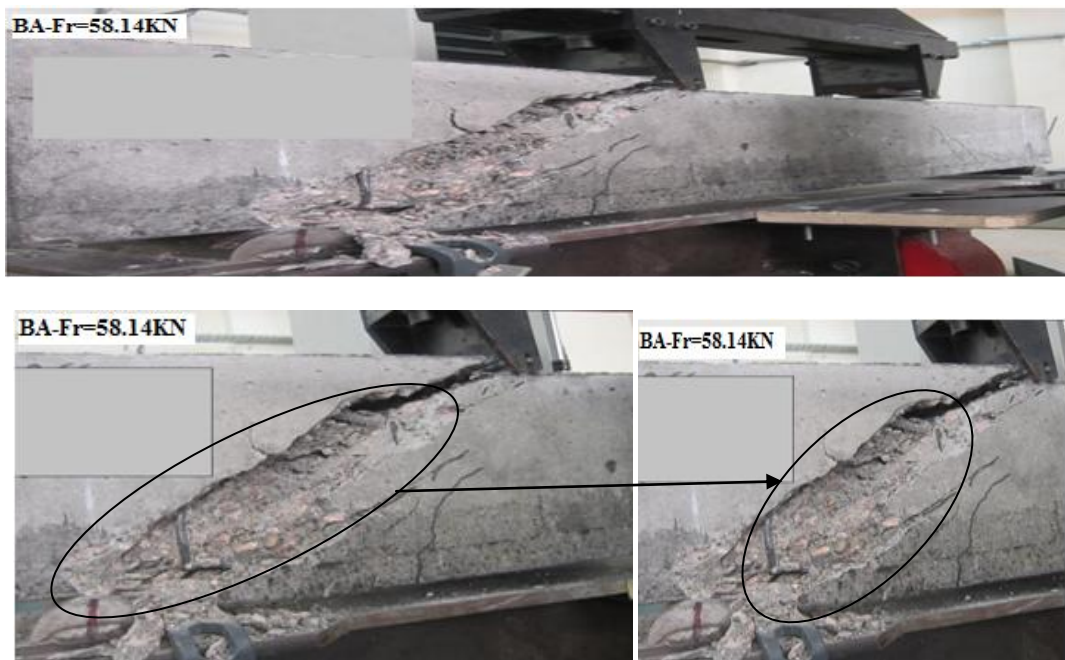


Photo 1 : rupture de la poutre BA : Rupture pas fendage et cisaillement diagonale avec plastification du cadre et mise en jeu de l'effet de goujon – ouverture franche de la fissure diagonale.

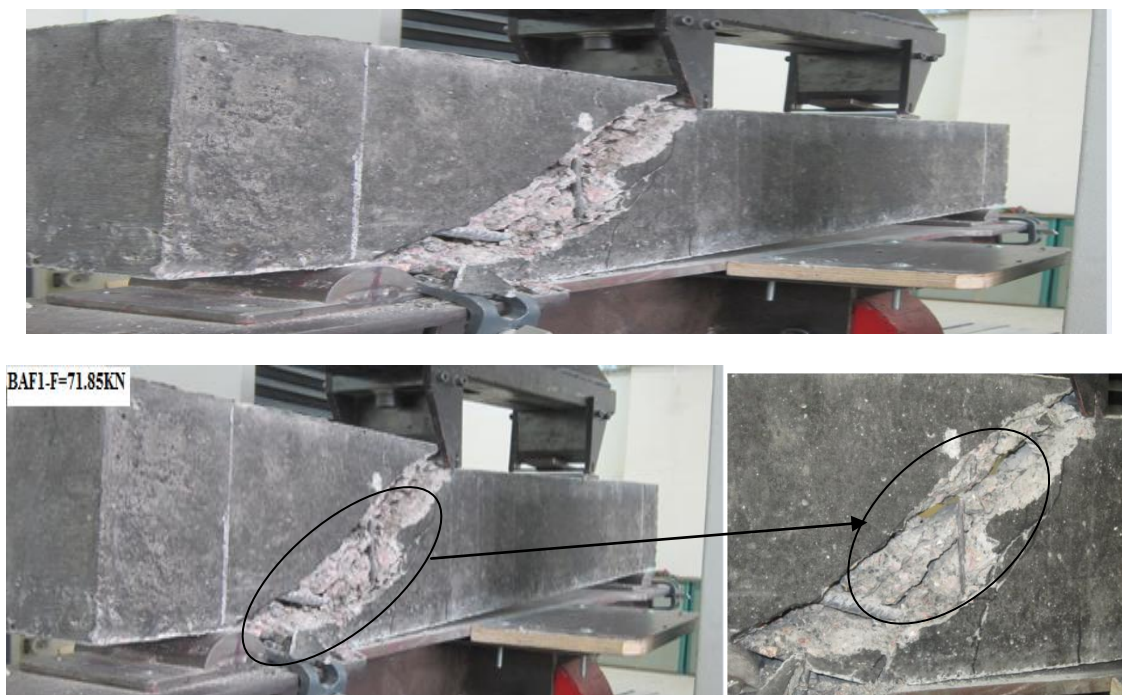


Photo2 : rupture de la poutre BAF1 : Rupture à l'effort tranchant par cisaillement diagonale et rupture du cadre – ouverture franche de la fissure diagonale.



Photo 3 : rupture de la poutre BAF2 : Rupture à l'effort tranchant par cisaillement diagonale et rupture du cadre – ouverture franche de la fissure diagonale.



Photo 4 : rupture poutre BAF3 : Rupture à l'effort tranchant par fendage diagonale et rupture de la bielle de béton dans la zone ne comportant pas de cadre - plastification des armatures longitudinales.

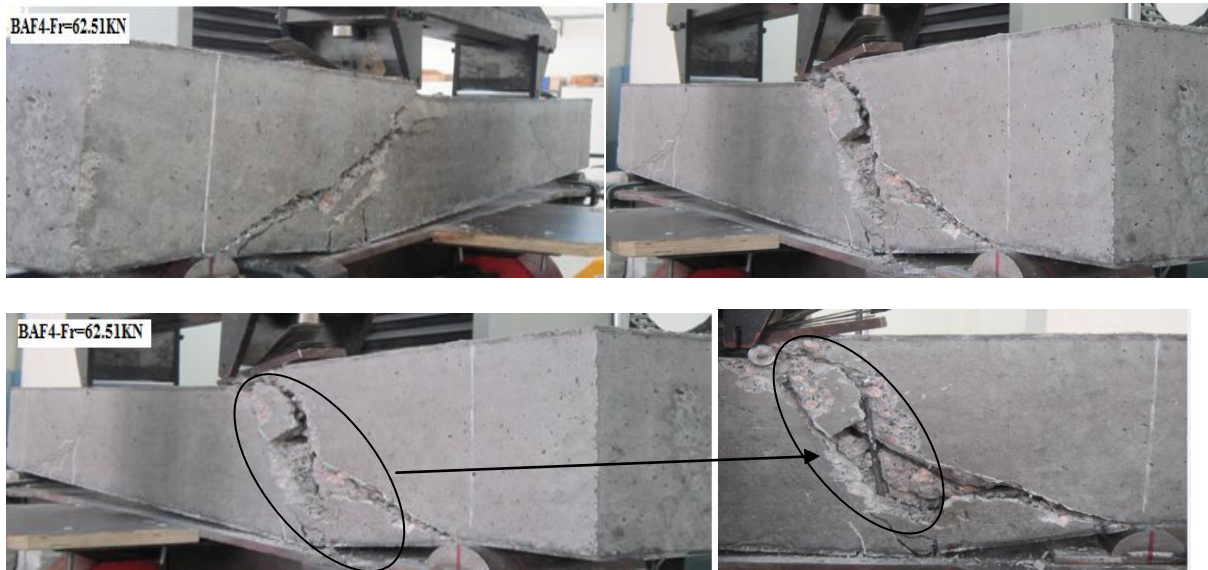


Photo 5 : rupture de la poutre BAF4 : Rupture à l'effort tranchant par cisaillement du béton et sans plastification de cadre - cisaillement diagonale.



Photo 6 : rupture de la poutre BAF5 : présence des fissures en zone d'effort tranchant, mais la rupture s'est produite par éclatement du béton en zone de flexion - fendage du béton (zone centrale de la poutre).

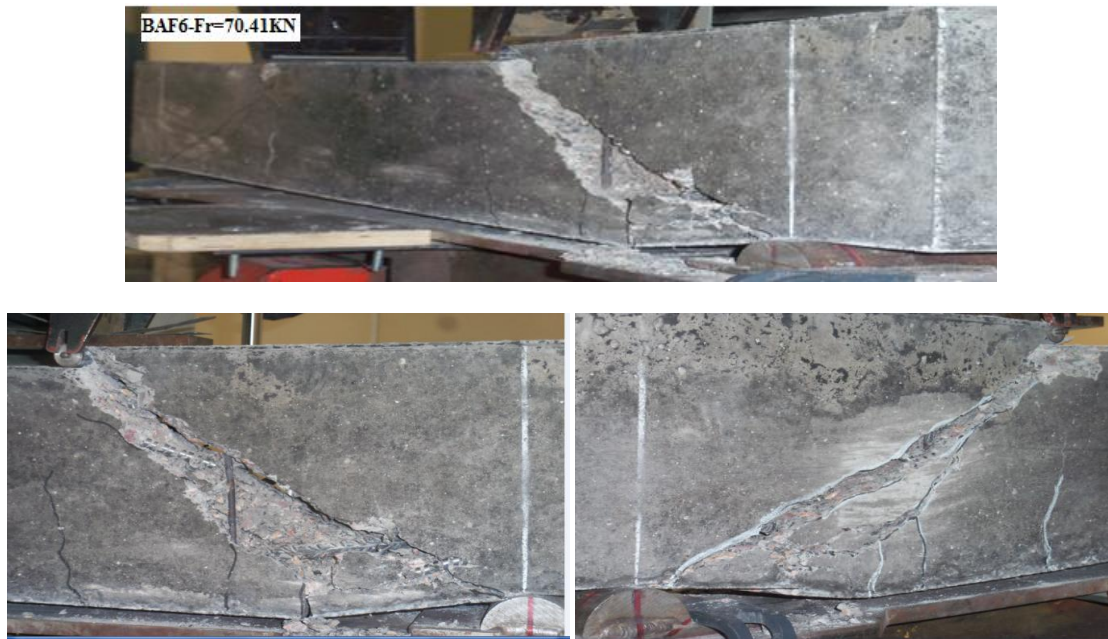


Photo 7 : rupture de la poutre BAF6 : Rupture par fendage diagonale sans rupture visible du cadre d'effort tranchant.

6. Conclusion

Le programme expérimental rapporté dans ce chapitre nous a permis de décrire l'influence des fibres métalliques dans le comportement des poutres en béton armé renforcé de fibres métalliques sollicitées par deux charges verticales appliquées dans la partie centrale de la travée. Selon le ferrailage longitudinal et transversal, le mode de rupture obtenu varie d'une rupture en flexion à une rupture à l'effort tranchant. L'analyse des résultats expérimentaux permet de tirer les conclusions suivantes :

- La résistance à la rupture par effort tranchant des poutres en béton armé renforcé de fibres métalliques est supérieure à celle de la poutre en béton armé. Ceci montre la faisabilité de la substitution de quelques cadres d'effort tranchant par les fibres.
- Dans le cadre de notre étude c'est le béton armé renforcé avec 0.6% de fibres métalliques à 50 mm de longueur à 8 ondulations (BAF5), qui présente les meilleurs caractéristiques.
- La présence des fibres retardent l'apparition des fissures de cisaillement, ce qui est concordant avec les résultats de [LIM. 99], [LIE. 92] et [SWA. 93]

- En accord avec les conclusions d'autres études [LIM. 99], [NAR. 87] [FUR. 1997] [FRI.09], l'évolution de la rigidité avant fissuration ne dépend pas de la présence des fibres.
- Enfin, ces premiers résultats encourageants permettent de mettre en évidence l'apport en termes de résistance des fibres sur la capacité portante des éléments de poutres testés. Les ruptures à l'effort tranchant initialement prévues ont bien été observées.

CONCLUSION GENERALE

Conclusion générale

L'objectif de ce travail est de montrer que les copeaux résultant des déchets d'usinage des pièces en acier peuvent être utilisés comme renfort pour le béton. Nous nous sommes donc intéressés, dans cette étude, au comportement rhéologique du béton renforcé de fibres et béton armé renforcé de fibres métalliques à l'état frais, et à son comportement mécanique au jeune âge (28 jours).

L'évaluation de l'ouvrabilité à l'aide du maniabilimètre LCL montre que le rapport sable sur gravier (S/G) optimum est $S/G = 0.8$. Pour ce rapport, les temps d'écoulement minimums sont très proches pour les différentes compositions de béton. L'étude de l'influence de la teneur en fibres sur l'ouvrabilité du béton révèle de son côté, que le temps d'écoulement et le rapport S/G optimums croissent avec l'augmentation du pourcentage de fibres.

La caractérisation par l'essai de traction directe du comportement mécanique du béton fibré a mis en évidence que la présence des copeaux engendre une amélioration de la résistance à la fissuration du composite et un apport de ductilité dans son comportement post-rupture. Ce comportement est décrit par une phase élastique linéaire avant la rupture, suivie d'une chute brutale de l'effort qui se stabilise à un niveau correspondant à la capacité portante résiduelle, développée dans la phase finale. Un comportement identique au précédent est révélé aussi par les essais de flexion et de fendage. Le pourcentage optimum est 0.6%, avec une longueur de fibre égale à 50 mm avec 8 ondulations.

Les essais de compression simple montrent que l'ajout de fibres métalliques (copeaux) induit une diminution de la résistance en compression. La chute de résistance se fait sentir dès que le pourcentage en fibres dépasse 0,6 %.

Les essais de traction par flexion et de fendage révèlent une nette amélioration du comportement, apportée par les copeaux. Cette amélioration apparaît clairement dans le domaine post-fissuration qui présente un palier de ductilité important.

Ces essais ont permis de mettre en évidence que le comportement mécanique du composite est fortement influencé par la fraction volumique de fibres, surtout dans sa phase post-rupture. A faible pourcentage, les copeaux pontent les microfissures et reprennent les efforts à travers les macrofissures développées. A teneur élevée, la réduction de la compacité du béton

entraîne une diminution de sa résistance à la traction et à la compression. La composition du béton qui offre la plus grande résistance en traction et en compression et la plus grande contrainte de début de fissuration est celle contenant 0.6% de fibres à 50 mm de longueur avec 8 ondulations.

La dispersion des résultats de l'essai de traction directe est assez importante. Cette variabilité des résultats peut s'expliquer par l'hétérogénéité des composants du béton et par la qualité des surfaces de l'éprouvette. En effet, certains défauts de forme et de position des surfaces d'appui de l'éprouvette peuvent modifier jusqu'à la nature même de la sollicitation. Cette dispersion des résultats peut être réduite par l'amélioration de la planéité et de la position relative des surfaces d'appui de l'éprouvette sur les mors du dispositif de fixation.

La résistance à la rupture par effort tranchant des poutres en béton armé renforcé de fibres métalliques est supérieure à celle de la poutre en béton armé. Ceci permet d'étudier la possibilité de prise en compte de la contribution des fibres à la résistance à l'effort tranchant, d'une part, et de voir la possibilité de substitution d'un certain pourcentage d'armatures transversales par ces fibres.

Enfin, les modes de ruptures observés sur les éléments de poutres de longueur 1,2 m correspondent bien à des ruptures par effort tranchant. L'évaluation de la charge de rupture par effort tranchant à l'aide des différentes méthodes utilisées révèle que les formules proposées par le code CEB approchent mieux les charges de rupture réelles. En perspective, il s'agit de prendre en considération les différents phénomènes rentrant en jeu pour une estimation plus fine de l'apport de chacun de ces paramètres.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

Références bibliographiques

1. [ABS. 94]. ABSI, E. (1994) "Béton de fibres, synthèse des études et recherches réalisées au CEBTP", Annales de l'ITBTP N°520, 1994.
2. [AHM. 95] AHMED S.H., Xie Y & Yu T. "Shear Ductility of Reinforced Lightweight Concrete Beams of Normal Strength and High Strength Concrete". *Cement & Concrete Composites* 17 (1995) 147-159.
3. [AYD. 07] AYDIN A.C., (2007) "Self compactability of high volume hybrid fiber reinforced concrete" *Construction and Building Materials* 21, pp.1149–1154.
4. [BAEL. 91]. BAEL 91 modifié 99. "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états-limites".
5. [BAN. 94]. BANTHIA. N, TROTTIER. J (1994). "Concrete reinforced with deformed steel fibers, part I: bondslip mechanisms" *ACI Materials Journal*, V.91, No.5, pp. 435-444.
6. [BAR. 02] BARRAGÁN B, (2002). "Failure and toughness of steel fiber reinforced concrete under tension and shear, PhD-thesis", Universitat Politècnica de Catalunya, Spain.
7. [BAR. 76]. BARON J., LESAGE R., "Méthode expérimentale de composition des bétons hydrauliques", *Bulletin de liaison de LPC*, Juillet-août 1976, N° 84, pp 130-140.
8. [BEA. 90]. BEAUDOIN J.J., (1990) "Handbook of Fiber Reinforced Concrete. Principles, Properties, Developments and Applications", Noyes Publications, Park Ridge, NJ, pp. 332.
9. [BER. 88]. BERNIER, G. (1988) "Composition, rhéologie, mise en œuvre et composition du béton de fibres métalliques" *C.R. journées ENS CACHAN MRES 22-25 nov.1988*, Composite cement fibre ; 19p
10. [BER. 91]. BERNIER, G. (1991) " Caractérisation et contrôle des bétons renforcés de fibres", *Annales de l'ITBTP N°494*, 1991

11. [BOU. 02]. BOUAFIA, Y., KACHI, M .S., FOURE, B., (2002), "Relation contrainte-déformation en traction du béton armé de fibres d'acier", Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n°3, juin 2002.
12. [BOU. 91]. BOUAFIA.Y, "Résistance à l'effort tranchant des poutres en béton à précontrainte extérieure", Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Paris, 1991.
13. [BOU. 98]. BOUAFIA, Y.; FOURE, B.; KACHI, M .S. (1998), "Relation effort-ouverture des fissures dans le cas du béton armé de fibres d'acier", Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n°2, avril 1998.
14. [BOUA. 12] BOUAFIA Y., KACHI MS., ATLAOUI D., DJEBALI S., "Study of mechanical behavior of concrete in direct tensile fiber chips", Applied Mechanics and Materials, Vol. 146, Trans Tech Publications, Switzerland, 2012, pp. 64 – 73.
15. [BOUZ. 03]. BOUZEROURA, M., (2003) "Etude du comportement du béton de fibres ondulées. Proposition d'une relation simplifiée contrainte-déformation". Magister en génie civil- Université de Tizi-Ouzou, 2003.
16. [CAS. 95] CASANOVA.P, "bétons renforcés de fibres métalliques : du matériau à la structure ", Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1995.
17. [CAS. 97]. CASANOVA P., ROSSI P., (1997) "Analysis and Design of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams", ACI Structural Journal, Vol.94, No.5, pp.595-602.
18. [CEB-FIP 1999] CEB-FIP Model Code 1990., (1999) "Structural Concrete . Text book on behaviour", Design and Performance, vol.1, July 1999, Lausanne
19. [CHA. 11] CHALIORIS C.E., SFIRI E.F., "Shear Performance of Steel Fibrous Concrete Beams"., Procedia Engineering 14 (2011) 2064-2068.
20. [CHE.10]. CHERGUI, N.,(2010), "Caractérisation en statique du comportement en traction directe du béton armé de fibres en copeaux", Mémoire de magister en génie civil, Université M. MAMMERI de TIZI – OUZOU, 2010.
21. [COT. 96]. COTTERELL B., MAI Y.W., (1996) "Fracture Mechanics of Cementitious Materials. Blackie Academic & Professional", London/Chapman and Hall. p. 294.

22. [CRO. 06]. CROSTON T., (2006) "Etude Expérimentale du Comportement d'une Poutre en Béton Arme en Flexion 3 Points Réparée par Matériaux Composites (approche probabiliste)", Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure d'Arts et Métiers Centre de Bordeaux.
23. [CUS. 56]. CUSENS A.R., (1956) "The measurement of the workability of dry concrete mixes", Magazine of Concrete Research, Vol 8, N° 22, pp 23-30.
24. [DEH. 75]. DEHOUSSE, N. (1975) "Fiber reinforced cement and concrete" RILEM SYMPOSIUM, GB. The construction press L.T.D. ed. Adam Neuilly 1975.
25. [DEN. 07]. DENG Z., Li J., (2007) "Tension and impact behaviors of new type fiber reinforced concrete", Computers and Concrete, Vol. 4, No.1, 19-31.
26. [DHO. 05]. DHONDE H.B., Mo Y.L., Hsu T.T.C., (2005) "Fiber Reinforcement in Prestressed Concrete Beams", Technical Report 0-4819-1. Performed in Cooperation with the Texas Department of Transportation and the Federal Highway Administration Project 0-4819 Department of Civil & Environmental Engineering University of Houston, Texas December 2005.
27. [DJE. 11] DJEBALI, S, (2011). "Caractérisation des éléments de structures en béton de fibres métalliques". Doctorat en Génie Mécanique- Université Mouloud Mammeri de Tizi-ouzou, 2011.
28. [DJE. 11b] DJEBALI S., BOUAFIA Y., ATLAOUI D., BILEK A., "Study of mechanical behavior of chips reinforced concrete", Advanced materials research, Vol. 324, Trans Tech Publications, Switzerland, 2011, pp. 360 – 363.
29. [DRE. 95] DREUX. G, et FESTA. J, "Nouveau guide de béton et de ses constituants". Edition EYROLLES, 7^{ème} édition 1995.
30. [ELH. 90]. ELHACHEM, M.,(1990), "Etude de l'influence de la fibre de fonte sur le fluage et le retrait du béton". Thèse de docteur de l'E.C.P. février 1990.
31. [FAN. 85]. FANELLA, D.A.; NAAMAN, A.E.,(1985) "Stress-strain properties of fiber reinforced mortar in compression". Journal of the American concrete institute, vol. 79, n°4, July-august 1985.

-
32. [FEN. 68] FENWICK R.C., PAULAY T.SR., (1968) "Mechanisms of shear resistance of concrete beams", J. of Structural Division, ASCE 94 (10), pp.2325-2350.
 33. [FRI. 09]. FRITIH. Y. (2009). "Apport d'un renfort de fibres sur le comportement d'éléments en béton autoplaçant armé". Doctorat en génie civil- Université de Toulouse, 2009.
 34. [FUR. 97]FURLAN S, HANAI J.B., (1997) "Shear Behaviour of Fiber Reinforced Concrete Beams", Cement and Concrete Composites 19 pp.359-366.
 35. [GOP. 87]. Gopalaratnam V.S., SHAH S., (1987) "Failure Mechanisms and Fracture of Fiber Reinforced Concrete, Fiber Reinforced Concrete – Properties and Applications", SP 105, ACI, Detroit, Michigan, pp 1-25.
 36. [GRU. 01a]. GRUNEWALD S., WALRAVEN J.C., (2001) "Parameter-study on the influence of steel fibers and coarse aggregate content on the fresh properties of self-compacting concrete", Cement and Concrete Research vol.31, pp. 1793-1798
 37. [HUG. 76]. HUGHES, B.P.; FATTUHI, N.I., (1976), "The workability of steel reinforced concrete" GB. MAGAZINE of concrete research, vol. 28 N°96 pp 157-161. 1976.
 38. [JEJ. 77]. JEJCIC, O.; ZANGHLLINE, F., (1977), Mortier et ciment armé de fibres : une étude bibliographique, Annales de l'I.T.B.T.P., Suppl. n°347, Série matériaux 51, pp. 46-87, 1977.
 39. [JIN. 81]. JINDAL, R.L., (1981), Shear and moment capacities of steel fiber reinforced concrete beams, USA, AM Concr. Inst, SP81.1, 1981.
 40. [JOH. 01]. JOHNSTON C.D., (2001)"Fiber-Reinforced Cements and Concretes", Gordon and Breach Science Publishers, Amsterdam, 368 pages ISBN: 9056996940.
 41. [JOH. 96]. JOHNSTON C.D., (1996) "Proportioning, mixing and placement of fibre-reinforced cements and concretes, Production Methods and Workability of Concrete", proceedings of the international RILEM conference, edited by Bartos, Marris and Cleland, E&FN Spon, London, pp. 155-179.

42. [JUA. 07] JUÀREZ C., VALDEZ P., DURÀN A., SOBOLEV K., (2007) "The diagonal tension behavior of fiber reinforced concrete beams", *Cement and Concrete Composites*, vol.29 no.5, pp 402-408.
43. [JUN. 07]. JUNG S., KIM K.S., (2007) "Knowledge-based prediction of shear strength of concrete beams without shear reinforcement". *Engineering Structures*, doi:10.1016/j.engstruct.2007.10.008.
44. [KACH. 97]. KACHI, M.S. (1997) " Calcul non linéaire jusqu'à rupture, d'une section en béton armée de fibres métalliques ", Thèse de magister, université M. MAMMERI de Tizi-Ouzou, fév. 1997.
45. [KAM. 79]. KAMESWARA RAO, C.V.S., (1979) "Effectiveness of random fibres in composites", *Cement and Concrete Research*, 9, 1979, pp. 685-693.
46. [Kim. 91], KIM W., WHITE R.N., (1991) "Initiation of shear cracking in reinforced concrete beams with on web reinforcement", *ACI Structural Journal*, may-june, vol. 88, n°. 3, pp. 301-308.
47. [KOOI. 00]. KOOIMAN, A.G., (2000) "Modelling Steel Fibre Reinforced Concrete for Structural Design", PhD-thesis, Department of Structural and Building Engineering, Delft University of Technology.
48. [LAN. 71]. LANKARD, D.R. & SHEETS, H.D. (1971); "Use of steel wire fibres in refractory castables". *Am. Cer. Soc.*, Vol. 63, No.7, 1971.
49. [LI. 92]. LI V.C., LEUN G.C.K.Y., (1992) "Steady-state and multiple cracking of short random fiber composites", *journal of engineering mechanics*, ASCE, 118 (11), 2246-2264.
50. [LI. 98]. Li Z., Li F., Chang T-Y.P., Mai Y-W., (1998) "Uniaxial tensile behavior of concrete reinforced with randomly distributed short fibers". *ACI Materials Journal*, V.95, No.5, pp. 564-573.
51. [LIM 87]. LIM, T.Y., PARAMASIVAM, P., MANSUR, M.A., LEE, S.L., (1987) Analytical model for tensile behavior of steel fiber concrete, *Journal of American concrete institute, materials*, 1987, vol. 84, n°4, p.286-298.
52. [LIM. 99] Lim D.H., Oh B.H., (1999) "Experimental and theoretical investigation on the shear of steel fibre reinforced concrete beams", *Engineering Structures* 21 pp.937-944.

-
53. [LIM. 99] LIM et OH BH, "Experimental and theoretical investigation on the shear of steel-fibre reinforced concrete beams", *Engineering Structures* 21 (1999) 937-944.
54. [LOF. 05]. LÖFGREN I., (2005) "Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction - a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis, PhD-thesis, Department of Civil and Environmental Engineering Structural Engineering", CHALMERS UNIVERSITY OF TECHNOLOGY Göteborg, Sweden.
55. [MAM. 87]. MAMILLAN, M.; MINARD, J. (1987), Béton de fibres d'acier, Recherche n°91-1015, CEBTP, octobre 1987.
56. [MED. 05] MEDA A., MINELLI F., PLIZZARI G.A., RIVA P., (2005) "Shear behaviour of steel fibre reinforced concrete beams", *Materials and Structures* 38 (April 2005) pp.343-351.
57. [NAA. 85] NAAMAN A.E., (1985) "Fiber Reinforcement for Concrete", *Concrete International: Design and Construction*, Vol. 7, No. 3, pp 21-25.
58. [NAN. 88] NANNI. A. "Splitting tension test for fiber reinforced concrete". *ACI Journal*, N° 85-M27, pp 229-233, July-August 1988.
59. [NAR. 81]. NARAYANAN, R., GREEN, K.R. (1981), Fiber reinforced concrete beams in combined bending and torsion. *Indian concr. J*; vol.55; n°8, PP. 222 – 232, 1981.
60. [NAR. 87]. NARAYANAN, R., DARWISH, Y.S. (1987), Use of steel fiber as shear reinforcement. *ACI structural journal*, n°84, s23, pp 216-227, May-June 1987.
61. [Oh. 92] Oh B. H., (1992) "Flexural Analysis Of Reinforced Concrete Beams Containing Steel Fibers", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 118, No. 10, October, 1992.
62. [PAIL. 93]. PAILLERE, A.M. (1993), "Le béton de fibres métalliques état actuel des connaissances", *Annales de l'ITBTP* N°515, 1993.
63. [POR. 90]. PORTER, H.F. (1990), "Preparation of concrete from selection of materials to final disposition". *Journal American Concrete Institute*. Vol. 6, 1990, 296p.
64. [REG. 91]. Règles du BAEL 91 et EUROCOD 2.

-
65. [ROB. 62], Robinson J.R., (1962) "Cours de béton armé, Ecole Nationale des ponts et chaussées".
66. [ROB. 82] ROBERTS T.M et HO N.L., "The international Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete"., Volume 4, Number 3, August 1982.
67. [ROB. 82]. ROBERTS, T.M.; NL,HO, (1982), Shear failure of deep fiber reinforced concrete beam, GB; Inst. J. of cem., lightweight concr, Vol.4, n°3, pp145-152, 1982.
68. [ROM. 63] ROMUALDI J.P., BATSON G.B., (1963) "Mechanics of Crack Arrest in Concrete", Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 89, No. EM3, pp 147-168.
69. [ROS. 84] SERNA ROSS, (1984), "Etude de la contribution des fibres métalliques à l'amélioration du comportement du béton au cisaillement". Thèse de doctorat de l'ENPC, 1984.
70. [ROS. 87]. ROSSI P., ACKER P., MALIER Y., (1987) "Effect of steel fibres at two different stages: the material and the structure", Materials and structures, vol.20 pp. 436-439.
71. [ROS. 89a]. ROSSI, P. ; HARROUCHE, N. ; LEMAOU, F. (1989), "Comportement mécaniques des bétons armé de fibres métalliques utilisés dans les structures en béton armé et précontraint", Annales de L'ITBTP, N° 479, 1989.
72. [ROS. 89b,]. ROSSI, P. ; HARROUCHE, N. ; BELLOC, A. (1989), "Méthode de composition des bétons de fibres métalliques", Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n°475 juin-juillet 1989, série Béton 266.
73. [ROS. 90]. ROSSI P., HARROUCHE N., (1990) "Mix design and mechanical behaviour of some steel-fibre reinforced concretes used in reinforced concrete structures", Materials and Structures, 1990, Vol. 23, pp. 256-266.
74. [ROS. 91]. ROSSI, P. (1991), "Formulation et comportement mécaniques des bétons armés de fibres métalliques". Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n°492, pp 90 – 101, Mars-Avril 1991, série Béton 279.

-
75. [SHA. 78]. SHAH, S.P, (1978), "complete strain-stress curves for steel reinforced concrete in uniaxiale tension and compression". Paper 7.3, testing and test methods of fiber cement composites. RILEM symposium 1978, Construction press. LTD. Lancaster England, 545p.
 76. [SHA. 91]. SHAH P.S., (1991) "Do fibers increase the tensile strength of cement-based matrixes?" ACI Materials Journal, V.88, No.6, pp. 595-602.
 77. [SOR. 90]. SOROSHIAN, P.; LEE, C.D., (1990), Distribution and orientation of fibers in steel fiber reinforced concrete. ACI Materials journal, n°87, M44, Vol87 n°5, p433-439, Sept-Oct 1990.
 78. [SWA. 75b]. SWAMY, R.N., AL-NOURI, K., (1975), "Flexural properties of steel fiber reinforced concrete", G.B.; concrete, vol9, n°6, p. 30-31, 1975.
 79. [SWA. 81]. SWAMY R. N., AI-TA'AN S. A., (1981) "Deformation and Ultimate Strength in Flexure of Reinforced Concrete Beams Made with Steel Fiber Concrete", ACI Journal proceeding, V.78, N° .5, pp. 395-405.
 80. [SWA. 93] SWAMY R.N., JONES R., CHIAM A.T.P., (1993) "Influence of steel on the shear resistance of lightweight concrete I-beams", ACI Structural Journal, vol 90, n°1, pp. 103-114.
 81. [SYD. 97] SYDNEY FURLAN JR ET JOAO BENTO DE HANAI., "Shear Behavior of Fiber Reinforced Concrete Beams"., Cement and Concrete Composites 19 (1997) 359-366.
 82. [TAY. 74] TAYLOR H.P.J., (1974). "The fundamental behaviour of reinforced concrete beams in bending and shear". In: Proc. ACI-ASCE Shear symposium. Ottawa, 1973 (ACI special publication SP42). ACI Detroit, 1974, p. 43-77.
 83. [THO. 85]. THONIER, H. (1985), "Le béton précontraint aux états limites", Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1985.
 84. [VAL. 87]. VALADE, TH. (1987), Comportement des bétons armés de fibres métalliques. Mémoire de recherche développement, ENS de CACHAN, Déc. 1987.

85. [VEC. 86]. VECCHIO F.J., COLLINS M.P., (1986) "The modified compression field theory for reinforced concrete elements subjected to shear", American Concrete Institute Journal, Vol. 83, No. 2, pp. 219- 231.
86. [WAL.90] Walther R., Miehlabrad M, (1990) "Dimensionnement des structures en béton", Bases et technologie, de Génie Civil de l'école polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse, volume 7, 1990.
87. [YUN. 07]. Yun H.D., Yang I.S., Kim S.W., Jeon E., Choi C.S., Fukuyama H (2007) "Mechanical properties of high-performance hybrid-fibre-reinforced cementitious composites (HPHFRCCs)", Magazine of Concrete Research, 59, No. 4, May 2007, pp.257–271.
88. [ZHA. 91]. ZHAN, Z. (1991), " Contribution au dimensionnement des pieux en béton de fibre", Thèse de doctorat, université d'Orléans, 1991.