

300 la 202 598

N° d'ordre : 2535

Université des Sciences et Technologies de Lille

THESE DE DOCTORAT

Préparée au

Laboratoire de Mécanique de Lille (U. R. A. 1441)

Spécialité

GENIE CIVIL

Titre

**ETUDE DU COMPORTEMENT DES PIEUX EN BETON DE FIBRES
METALLIQUES SOUS SOLLICITATION SISMIQUE**

Par

Morteza MADHKHAN



Soutenue le 12 Juillet 1999 devant la commission d'examen composé de

Messieurs :

**SHAHROUR I.
GRANJU J. L.
LEVACHER D.
FOURE B.
LAMOTTE S.
BUYLE-BODIN F.**

**Président
Rapporteur
Rapporteur
Examineur
Examineur
Directeur de thèse**



REMERCIEMENTS

Ce travail a été réalisé au Laboratoire de Mécanique de Lille sous la direction de Monsieur François BUYLE-BODIN, professeur à l'Université des Sciences et Technologies de Lille. Il a assuré la direction de ce travail. L'aide qu'il m'a apportée, les conseils qu'il m'a prodigués m'ont été précieux. Je le remercie vivement et l'assure de ma reconnaissance.

Je tiens à remercier le professeur Isam SHAHROUR, responsable de la formation doctorale et directeur du département Sols-Structures à l'Université des Sciences et Technologies de Lille, pour m'avoir fait l'honneur d'examiner mon travail et d'accepter la présidence du jury.

Mes sincères remerciements vont à Monsieur Jean-Louis GRANJU, professeur de L.M.D.C. à l'Université Paul Sabatier de Toulouse et Monsieur Daniel LEVACHER, professeur à l'Université de Caen pour avoir accepté d'être rapporteurs de ce travail.

Je remercie également Monsieur Bernard FOURE, ingénieur de recherche au CEBTP, et Monsieur Serge LAMOTTE, directeur de la société Sols et Fondations, qui ont accepté d'examiner ce travail et de me faire profiter de leur expérience.

Ma gratitude va également à tous les enseignants et au personnel technique et administratif du département Génie Civil de l'Université d'Artois à Béthune et de l'Ecole Centrale de Lille pour leur aide et leur soutien, en particulier Monsieur Frédéric SKOCYLAS, professeur à l'Ecole Centrale de Lille pour m'avoir accueilli.

L'assistance technique de Messieurs Thierry CHARTIER, Eric WIRQUIN et Freydoon REZAIE a été grandement appréciée durant les deux ans et demi de travail expérimental effectué au laboratoire de Matériaux et Structures du département de génie civil à l'Université d'Artois.

Finalement, j'aimerais tout particulièrement remercier ma famille pour leurs encouragements et leur aide, sans lesquels ma présence ici n'aurait pu avoir lieu.

*A mes parents,
en témoignage de tout mon amour;*

*et
ma famille
Shirin, Matineh et Negin
Pour tout le bonheur et le réconfort qu'ils m'apportent.*

SOMMAIRE

RESUME	1
ABSTRACT	2

INTRODUCTION GENERALE

Avant propos.....	3
Principe du procédé de la tarière continue.....	3
Intérêt du béton de fibres pour les pieux à la tarière continue.....	5
Recherches antérieures sur la résistance et la ductilité des pieux en BFM.....	5
Recherches effectuées sur le comportement des structures en BFM sous l'action sismique....	9
Nature des actions sismiques.....	10
Philosophie de la conception parasismique.....	10
La méthode de calcul.....	11
Objectifs et programme de notre recherche.....	12

CHAPITRE I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE BETON DE FIBRES METALLIQUES

I.1 INTRODUCTION.....	15
I.2 LES DIFFERENTS TYPES DE FIBRES.....	15
I.2.1 Les fibres métalliques.....	16
I.3 APPLICATIONS DES BFM.....	17
I.4 EFFET DES FIBRES DANS LE BETON.....	17
I.5 COMPOSITION ET FORMULATION DES BFM.....	18
I.5.1 Influence de la dimension et du dosage en fibres.....	18
I.5.2 Influence du dosage en eau.....	19
I.5.3 Influence du rapport sable/granat et fuseau granulométrique.....	19

I.6 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES BFM.....	21
I.6.1 Résistance en compression.....	21
I.6.2 Résistance en traction directe.....	22
I.6.3 Résistance en traction par fendage.....	22
I.6.4 Résistance à la flexion.....	22
I.6.5 Résistance au cisaillement.....	23
I.7 CARACTERISTIQUES MECANQUES DYNAMIQUES.....	23
I.7.1 Résistance à la fatigue.....	23
I.7.2 Résistance aux chocs.....	25
I.8 ANALYSE DE LA DUCTILITE EN FLEXION.....	25
I.8.1 La norme américaine ASTM.....	25
I.8.2 La norme japonaise JSCE.....	26
I.8.3 La norme française NF 18-409.....	27
I.9 METHODES ANALYTIQUES DE DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES EN BFM.....	28
I.9.1 Approches basées sur le principe d'homogénéisation du BFM.....	28
I.9.2 Approches basées sur le comportement du BFM en fonction de l'ouverture de fissure	30
I.10 CONCLUSIONS.....	31

CHAPITRE II

CARACTERISATION DES FIBRES METALLIQUES

II.1 INTRODUCTION.....	34
II.2 FIBRES RETENUES POUR CETTE ETUDE.....	35
II.2.1 Fibres bi-ondulées.....	35
II.2.2 Fibres ondulées dans un plan.....	35
II.2.3 Fibres à crochets.....	35
II.2.4 Fibres à têtes d'ancrage (Twincone).....	36
II.3 COMPOSITION DU BETON DE FIBRES.....	36
II.4 FABRICATION DU BETON DE FIBRES.....	37
II.5 MISE EN OEUVRE DES EPROUVETTES ET ESSAIS MECANIQUES.....	38

II.5.1	Résultats et analyse des essais de compression.....	38
II.5.2	Essai de traction par fendage.....	41
II.5.3	Essai de traction par flexion.....	42
II.5.3.1	Essai des prismes 15×15×60 cm et analyse des résultats.....	42
II.5.3.2	Essai des prismes 14×14×56 et analyse des résultats.....	51
II.5.3.3	Essai des dalles circulaires Ø60×10 cm et analyse des résultats.....	54
II.6	CONCLUSIONS.....	57

CHAPITRE III

ETUDE EXPERIMENTALE DES PIEUX EN BETON DE FIBRES METALLIQUES SOUS SOLLICITATION DE TYPE SISMIQUE

III.1	INTRODUCTION.....	60
III.2	ANALYSE DES PIEUX SOUMIS A UN SEISME.....	60
III.2.1	Effet du séisme sur les pieux liés à la structure.....	61
III.2.2	Méthode BDWF.....	62
III.2.3	Vérification et étude paramétrique.....	64
III.3	MODELE EQUIVALENT DU PIEU.....	70
III.4	SIMULATION DE L'ACTION SISMIQUE.....	71
III.5	PROGRAMME DES ESSAIS.....	73
III.6	REALISATION DES PIEUX.....	74
III.6.1	Composition du béton.....	75
III.6.2	Essais mécaniques sur les éprouvettes de contrôle.....	75
III.7	MONTAGE EXPERIMENTAL.....	76
III.7.1	Programme de chargement et d'asservissement.....	80
III.8	TRAITEMENT DES DONNEES EXPERIMENTALES.....	80
III.8.1	Observation générale et analyse quantitative des résultats.....	80
III.8.2	Diagrammes charge-flèche.....	83
III.8.3	Paramètres de comportement.....	87
III.8.3.1	Paramètre de ductilité.....	87
III.8.3.2	Paramètre de l'énergie cyclique.....	89

III.8.4	Analyse des résultats.....	91
III.8.4.1	Effet de la charge axiale.....	91
III.8.4.2	Effet du matériau.....	92
III.8.4.3	Effet du type et du dosage de fibres.....	92
III.8.5	Comparaison avec les résultats antérieurs.....	93
III.9	CONCLUSIONS.....	94

CHAPITRE IV

MODELISATION DES PIEUX EN BFM ET COMPARAISON AVEC LES EXPERIMENTATIONS

IV.1	INTRODUCTION.....	97
IV.2	ANALYSE D'UNE POUTRE CIRCULAIRE EN BFM.....	97
IV.2.1	Equilibre des efforts d'une section fissurée.....	98
IV.2.2	Hypothèses cinématiques.....	100
IV.2.3	Détermination de la courbure.....	101
IV.2.4	Détermination de la flèche.....	101
IV.3	COMPORTEMENT DU BFM EN TRACTION.....	103
IV.3.1	Fabrication des éprouvettes.....	103
IV.3.2	Profondeur de l'entaille.....	104
IV.3.3	Vitesse de chargement.....	104
IV.3.4	Dispositif d'essai de traction directe.....	104
IV.3.5	Résultats des essais de traction directe.....	105
IV.3.6	Modélisation du comportement du BFM en traction.....	106
IV.4	MODELISATION DU COMPORTEMENT DU BFM EN COMPRESSION....	107
IV.4.1	Paramètres du comportement en compression.....	107
IV.5	MODELISATION DES PIEUX ET COMPARAISON AVEC LES RESULTATS EXPERIMENTAUX.....	108
IV.5.1	Effet de l'approximation sur la loi de comportement en traction.....	108
IV.5.2	Effet du module d'élasticité du béton.....	110

IV.5.3 Effet de la courbe de contrainte en traction.....	113
IV.5.4 Effet du type et du dosage de fibres.....	115
IV.6 CONCLUSIONS.....	117
CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES.....	119
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	122
ANNEXE I : Résultats complémentaires des essais en flexion	128
ANNEXE II : Analyse d'une poutre soumise à un chargement harmonique.....	138
ANNEXE III : Courbes des résultats expérimentaux des pieux.....	141
ANNEXE IV : Résultats des essais de traction directe.....	148

RESUME

Le travail de thèse présenté dans ce mémoire porte sur l'étude du comportement des pieux en béton de fibres métalliques (BFM) sous sollicitation de type sismique.

Le type et la quantité de fibres sont deux paramètres qui influent sur le comportement post-fissuration des pieux. Ils ont été évalués par des essais préliminaires de compression, de traction et de flexion. Une étude comparative a été faite pour caractériser quatre types de fibres (dont une nouvelle fibre bi-ondulée avec des ondulations dans les deux sens perpendiculaires) avec des dosages différents au niveau de la ténacité et de l'énergie absorbée définies par les normes. Cette caractérisation a pour but de sélectionner les fibres les mieux adaptées en vue de notre application.

Dans l'objectif d'étudier le comportement des pieux en BFM dans les régions sismiques, nous avons d'abord étudié l'interaction cinématique sol-pieu d'un pieu isolé soumis aux ondes-S sismiques par la méthode BDWF (Beam-on-Dynamic-Winkler-Foundation). Ceci nous a permis de connaître le comportement du pieu dans le sol et par la suite de le modéliser comme une poutre équivalente en laboratoire. L'action du séisme est également simulée par une série de cycles de déplacement à amplitude croissante.

Ensuite, une étude expérimentale a été réalisée sur 2 pieux en béton armé selon le minimum forfaitaire (défini par la recommandation AFPS 92) et 6 pieux en béton de fibres à ancrage total et de fibres bi-ondulées sans et avec effort normal. L'effet de l'effort normal, du matériau, du type et du dosage de fibres a été étudié par comparaison des paramètres de comportement des pieux comme la résistance, la ductilité et la dissipation d'énergie. De plus, les résultats expérimentaux ont servi de base pour la validation de la méthode de dimensionnement.

Enfin, une méthode de dimensionnement des éléments de structure en BFM a été développée pour simuler le comportement des poutres fléchies en section circulaire fissurée en flexion composée. Le comportement du béton en traction a été modélisé par la relation contrainte-ouverture de fissure issue des essais de traction directe sur des éprouvettes cylindriques carottées et entaillées. Les résultats de simulation ont été validés par les diagrammes expérimentaux enveloppes charge-flèche centrale des pieux, obtenus à partir des essais cycliques.

Mots clés : Pieux, béton armé, fibres métalliques, caractérisation, sollicitation cyclique (sismique), interaction sol-pieu, modélisation, comportement mécanique, ténacité, ductilité

ABSTRACT

This study concerns a research on the behavior of piles of steel fiber reinforced concrete (SFRC) under seismic loading.

The type and the content of fibers are two parameters that affect the post cracking behavior of piles. They have been evaluated by preliminary compressive, tensile and flexural tests. A comparative study has been made on four types of fiber (whose a new fiber with undulations in two perpendicular directions) with different content for evaluation of the flexural toughness and dissipated energy defined by the standards. This evaluation has for purposing to select fibers better adapted in the view of our application.

In the objective to study the behavior of piles in SFRC in seismic countries, we have first studied the kinematic interaction of a single pile to shear waves by the method of BDWF (Beam-on-Dynamic-Winkler-Foundation). This has allowed us to know the behavior of the pile in the soil and then the modeling as an equivalent beam in laboratory. Also the action of the earthquake is simulated by a series of displacement cycles with increasing amplitude.

An experimental study has been conducted on 2 piles of reinforced concrete with minimum reinforcement (according to the recommendation AFPS 92) and 6 piles of fiber reinforced concrete with anchorage cone and bi-undulated fibers without and with normal effort. The effect of the normal effort, the material, the type and the content of fibers has been studied by comparison of piles behavior parameters as the resistance, the ductility and the dissipation of energy. Experimental results have been used as basis for the validation of the proposed method of design.

Finally, a design method of structure elements in SFRC has been developed to simulate the behavior of bending beams in cracked circular section with normal prestress. The tensile behavior of the concrete has been modeled by the relationship stress-crack opening of uniaxial tension tests on notched cylinders. The results of modeling have been compared with load-deflection experimental diagrams of piles.

INTRODUCTION GENERALE

Avant propos

Les fondations profondes sont réalisées par pieux battus ou forés. Les premiers sont réalisés par battage ou vibrofonçage d'éléments préfabriqués en béton ou en métal. Les pieux forés sont réalisés après excavation du terrain, par mise en place du béton qui est soit moulé directement dans le sol, soit coulé à l'intérieur d'un tubage provisoire. Aujourd'hui, 80% des pieux réalisés en France sont forés.

Depuis une trentaine d'année, la technique de la tarière creuse s'est considérablement développée. Avec ce procédé, le bétonnage se fait immédiatement après la perforation, ce qui permet une réalisation rapide et économique dans la plupart des sols courants. Mais la mise en place de la cage d'armature qui doit être introduite après la mise en place du béton reste le point délicat du procédé.

L'emploi de béton renforcé de fibres métalliques en remplacement des armatures traditionnelles permet de s'affranchir de ce problème. De plus, la ductilité apportée et l'augmentation de la capacité d'absorption d'énergie face aux effets dynamique ou sismique sont des raisons supplémentaires pour l'utilisation du béton de fibres métalliques dans ce genre de pieux. Une validation du procédé pour les zones sismiques est l'objectif de la présente étude. Au-delà de simples essais comparatifs destinés à l'obtention d'un agrément, nous étudions de façon plus approfondie le comportement mécanique à la flexion alternée des pieux en vue d'élaborer une méthode de dimensionnement spécifique. Une partie de cette étude entre dans le cadre du projet national BEFIM.

Principe du procédé de la tarière continue

Dans le domaine des fondations profondes, on utilise actuellement de plus en plus la technique de la tarière continue. Ce procédé de réalisation des pieux pour les diamètres courants (de 0,5 m à 1,2 m) et jusqu'à 30 m de profondeur a été mis au point en 1984 par l'entreprise Solétanche. Ce développement est dû à trois raisons principales [Berthelot et al. 1994]:

- 1) l'économie : production journalière importante (de 150 à 200 m)
- 2) la facilité d'exécution : peu de problèmes de stabilisation des sols
- 3) la qualité : le contrôle continu réalisé grâce à l'enregistrement des paramètres de forage et de bétonnage permet de garantir la parfaite exécution de chaque pieu dès la fin de sa réalisation

Les différentes phases de réalisation d'un pieu par ce procédé sont illustrées sur la figure 1. Cette technique consiste à forer à la tarière jusqu'à niveau demandé. Ensuite, on relève la vis, ce qui provoque la remontée du sol, et on pompe simultanément le béton prêt à l'emploi.

Le pieu en béton est ainsi réalisé de bas en haut, moulé dans le sol. Le bétonnage se fait par l'emploi d'un tube plongeur situé dans l'âme de la tarière creuse. La perforation et le bétonnage sont soumis à un contrôle permanent de qualité grâce à un système original, appelé Enbesol. Pendant la perforation, l'appareil enregistre en fonction de la profondeur la vitesse d'avancement et le couple utilisé pour assurer la rotation de la tarière. Au cours du bétonnage, il enregistre le volume de béton mis en place, en fonction de la profondeur.

Après avoir terminé la perforation et le bétonnage du pieu, il est possible de mettre en place, les cages d'armature dans le béton frais à l'aide d'un casque vibrant qui facilite leur pénétration.

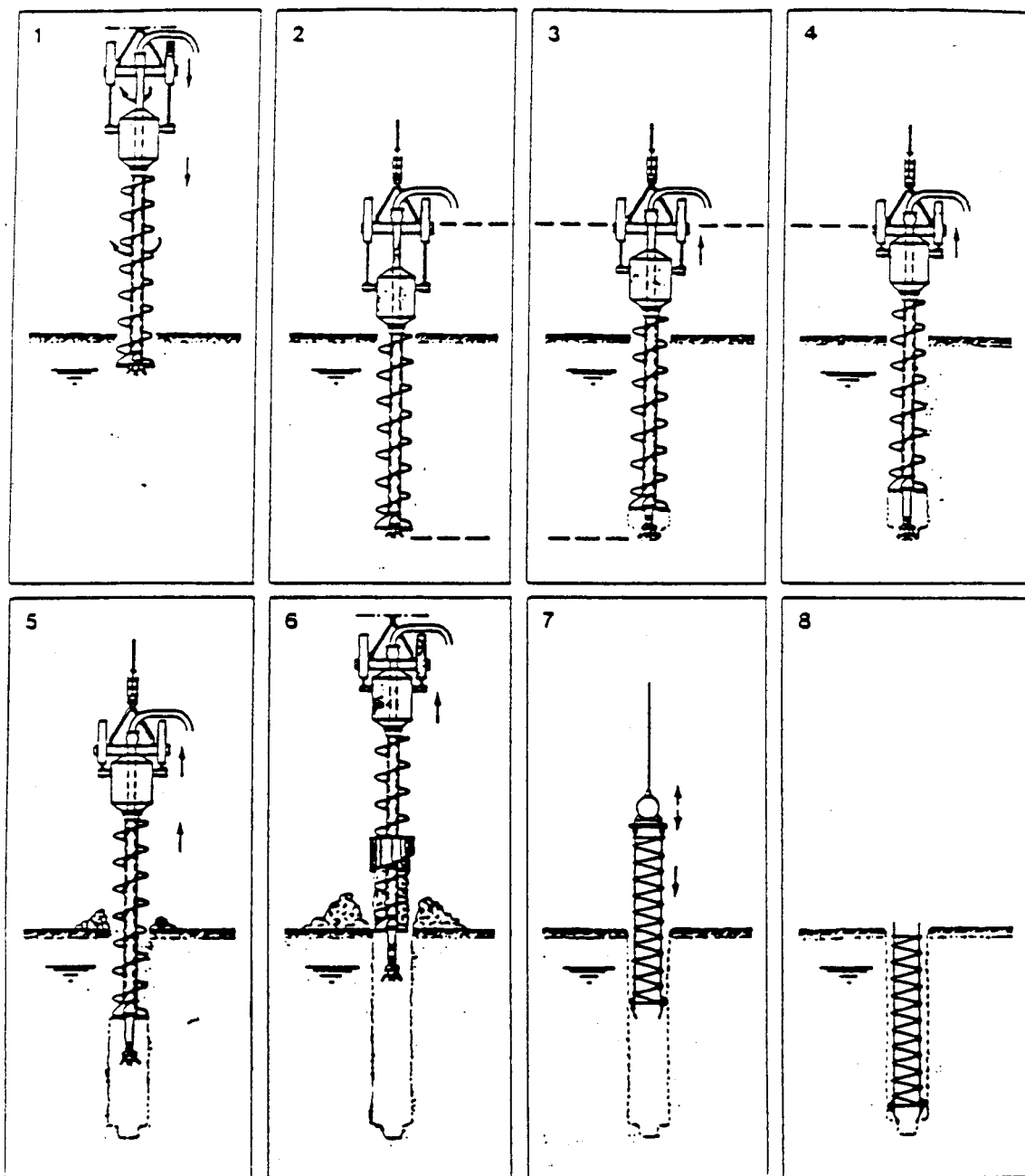


Fig. 1 : Différentes phases de réalisation d'un pieu à la tarière continue [Vincent 1990]

Intérêt du béton de fibres pour les pieux à la tarière continue

Malgré les avantages présentés par ce nouveau procédé, la mise en place des cages d'armature dans le béton frais reste néanmoins délicate. Il arrive que dans certains terrains la descente des cages d'armature se fasse avec beaucoup de difficultés au-delà d'une certaine profondeur.

Afin d'y remédier, on a pensé à remplacer le béton armé traditionnel par du béton de fibres métalliques. Les fibres incorporées dans le béton remplacent totalement ou partiellement les cages d'armature dans les cas courants et limitent considérablement sa longueur dans le cas où les efforts horizontaux sont importants. Dans le cas où le pieu doit résister à un moment fléchissant important dans la partie supérieure, il est possible de la renforcer en utilisant des cages d'armatures traditionnelles. Dans le procédé de la tarière continue, il suffit de pomper le béton de fibres prêt à l'emploi dans l'axe creux de la tarière de forage.

D'autre part, les caractéristiques favorables du béton de fibres métalliques comme l'augmentation de la résistance en flexion et à l'effort tranchant, la ductilité post-fissuration, la grande capacité d'absorption d'énergie et la capacité de résister à des chargements répétés ou des chocs entraînent un bon comportement du matériau face aux effets des actions dynamiques et notamment face aux séismes.

Recherches antérieures sur la résistance et la ductilité des pieux en BFM

Plusieurs études expérimentales et théoriques ont été effectuées dans le passé sur la résistance et la ductilité des pieux en BFM. L'objectif de ces recherches était de déterminer dans quelle mesure il est possible de remplacer les armatures utilisées traditionnellement dans les pieux par des fibres. Une brève description des recherches antérieures portant sur des pieux en vraie grandeur soit en béton classiquement armé selon le minimum forfaitaire soit en béton renforcé par plusieurs types de fibres est présentée. Certains essais ont été effectués sur le terrain et d'autres en laboratoire sur des pieux-poutres. Les sollicitations appliquées sont soit de la flexion simple ou soit de la flexion composée.

HURTADO et al.

Quatre pieux ont été réalisés sur le terrain à la tarière creuse [Hurtado et al. 1989]. Deux ont été soumis à un chargement de flexion et les deux autres à un essai d'arrachement, en comparant deux à deux un pieu en béton de fibres à un pieu classique armé. Tous les pieux réalisés avaient un diamètre de 0,5 m. Les pieux en béton armé étaient munis d'une cage d'armatures de section hexagonale correspondant à une surface d'acier égale à 0,61% de la section du pieu (donc sensiblement supérieurs à 0,5%, ce qui est imposé comme minimum forfaitaire par le DTU 13-2). Les fibres utilisées dans les pieux étaient des fibres ondulées de longueur 60 mm, dosées à 30 kg/m³.

Pour l'essai de flexion, les deux pieux de 11,8 m de profondeur ont été réalisés à 1,3 m de distance l'un de l'autre. Un vérin a été placé à 40 cm au-dessus du sol. La courbe de rotation de la tête des pieux en fonction de l'effort appliqué montre que le béton de fibres a pu se déformer et ne rompre qu'à 131 kN, alors que le pieu armé classique s'est rompu à 103 kN.

La déformation plastique du béton de fibres permet de grands déplacements et une meilleure mobilisation de la réaction du sol.

En arrachement, le dispositif d'essai est constitué de trois pieux de réaction encadrant le pieu en béton de fibres et le pieu témoin armé. Le pieu en béton de fibres s'est rompu sous une traction de 600 kN alors que le déplacement vertical de la tête, qui avait atteint 3 mm, passait brusquement à 6 mm. Le pieu classique armé s'est rompu sous une traction de 800 kN tandis que le déplacement vertical de la tête passait de 6 mm à 8 mm. Le calcul des contraintes de rupture en traction dans l'acier du pieu armé et dans la section du pieu en béton de fibres, a donné respectivement 500 MPa et 5,5 MPa.

Un autre essai a été réalisé sur le chantier de la maison de retraite de Clairac. Le projet prévoyait d'armer tous les pieux de l'ouvrage selon le minimum forfaitaire (0,5% de la section du pieu) en ajoutant deux pieux supplémentaires, identiques à ceux de l'ouvrage, mais en béton fibré. Ces deux pieux avaient un diamètre nominal de 0,5 m et une longueur de 16 m. Le dosage en fibres ondulées de 60 mm était de 30 kg/m³. Ces deux pieux distants de 1,5 m ont été soumis à un effort horizontal appliqué à 25 cm au-dessus du sol par un vérin situé entre eux dans le plan de leurs axes. La rupture des pieux s'est produite pour une charge de 75 kN (la charge de fluage étant de 50 kN) à 1,5 m sous le niveau du sol. On a calculé une contrainte de traction par flexion de 5,4 MPa, très proche de celle obtenue sur des éprouvettes soumises à des essais de flexion qui était de 5,7 MPa.

Hurtado a aussi proposé une méthode de dimensionnement des pieux en béton de fibres, basée sur une analyse en élasticité linéaire avec la procédure suivante :

- On détermine la résistance de rupture, en compression simple f_{c28} et la résistance de rupture à la traction par flexion, f_{tr} à partir des essais en laboratoire.
- On calcule la charge nominale du pieu :

$$N_0 = \frac{f_{c28} \pi D^2}{\alpha \cdot 4} \quad \text{où : } \alpha=5 \text{ à l'ELS} \quad \text{et} \quad \alpha=3,8 \text{ à l'ELU}$$

D est le diamètre du pieu, et ELS et ELU présentent respectivement le calcul à l'état limite de service et à l'état limite ultime.

- On calcule le moment nominal du pieu :

$$M_0 = N_0 \frac{D}{8}$$

- On calcule la traction nominale du pieu :

$$T_0 = \frac{f_{tr} \pi D^2}{\beta \cdot 4} \quad \text{où : } \beta=4 \text{ à l'ELS} \quad \text{et} \quad \beta=3 \text{ à l'ELU}$$

- On vérifie, pour un système de sollicitations du premier genre défini par la charge N et le moment M , que le point de coordonnées N/N_0 et M/M_0 se trouve dans le domaine admissible hachuré de la figure 2.

Cette méthode a été acceptée par les bureaux de contrôle avec quelques réductions (par exemple un coefficient de 2/3) sur les valeurs d'interaction du diagramme de Hurtado pour des raisons de sécurité.

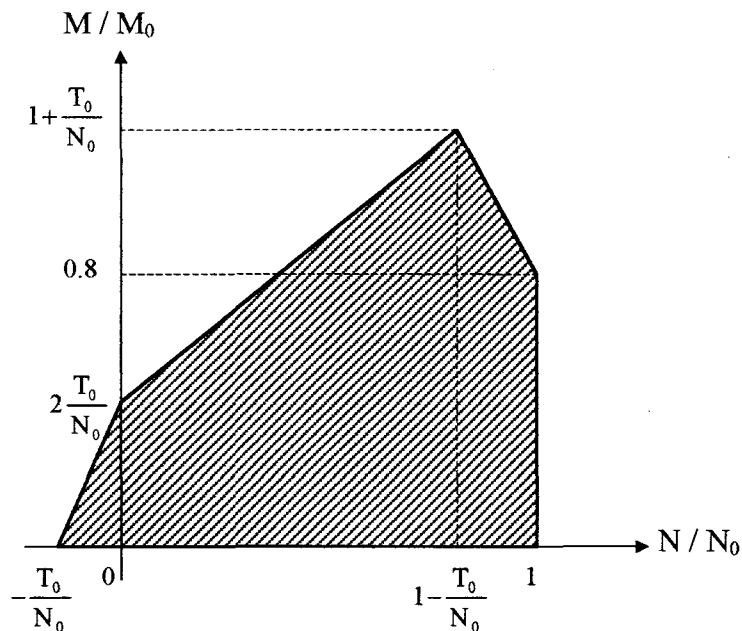


Fig. 2 : Diagramme d'interaction moment-effort normal des pieux en BFM proposé par [Hurtado et al. 1989]

Essais en Belgique à Ham

Les essais effectués en Belgique à Ham portait sur trois pieux, dont deux en béton fibré et un témoin en béton armé, testés en flexion. L'effort horizontal en tête a été appliqué au moyen de vérins situés à environ 80 cm au-dessus du niveau du sol. Le diamètre nominal de tous les pieux était de 0,55 m et leur longueur de 12 m. Le pieu témoin BA était renforcé par des armatures de section égale à 0,42% de la section nominale du pieu, ce qui est légèrement inférieur au minimum forfaitaire.

Les déplacements en tête ont été lus sur comparateurs et enregistrés en fonction de la charge appliquée. A partir des résultats obtenus, on a constaté que la rupture des pieux en béton fibré se produit pour une charge supérieure par rapport au pieu en béton armé, avec des déplacements en tête trois fois plus élevée en moyenne. Les contraintes maximales de traction par flexion ont été calculées entre 5,1 et 5,7 MPa pour les pieux en béton de fibres, ce qui est en accord avec les résultats des essais de flexion sur éprouvettes (5,06 MPa). En revanche, la valeur obtenue pour le pieu de béton armé (2,25 MPa) paraît excessivement faible.

VINCENT

Vincent a cherché à justifier l'emploi de béton renforcé de fibres dans les pieux forés, en substitution au béton armé classique [Vincent 1990]. Il a proposé une approche purement théorique, s'appuyant sur une modélisation par éléments finis. Les calculs étaient menés d'une part en élasticité linéaire et d'autre part en prenant en compte un endommagement non linéaire du matériau. Il a effectué l'analyse de pieux de 0,7 m de diamètre et 12 m de long en béton fibré et armé sous une charge horizontale de 20 à 40 tonnes en tête du pieu. Le comportement des bétons était décrit par un modèle non linéaire d'endommagement isotrope. Dans le cas du béton de fibres, les paramètres de la loi d'endommagement étaient issus d'essais d'identification en compression et en traction par flexion. Il a constaté que l'utilisation de la théorie de l'endommagement était assez bien adaptée pour modéliser le comportement d'un matériau dont la spécificité concerne précisément la résistance post-fissuration dans un domaine de déformation non linéaire.

ZHAN

Une recherche a été effectuée au CEBTP pour établir une méthode de calcul et de dimensionnement pour les fondations profondes soumises à un effort normal et à un moment fléchissant [Zhan 1991]. Pour cela, Zhan a effectué une série d'essais asservis en déplacement au-delà du pic de contrainte jusqu'à de grandes déformations pour établir la courbe complète contrainte-déformation en compression et en traction. A partir de l'ensemble des résultats des essais, la loi de comportement du béton de fibres a été obtenue en reprenant un modèle pour la compression et en proposant deux modèles différents élasto-plastique réduit et élasto-plastique adoucissant pour la traction.

Pour valider les résultats du calcul, il a également testé cinq pieux-poutres de 4 m de long et 0,5 m de diamètre, dont un pieu en béton armé selon le minimum forfaitaire du DTU 13-2 (0,5% de la section du pieu), deux pieux en béton renforcé de 25 et 40 kg/m³ de fibres ondulées de longueur 60 mm et un pieu à 25 kg/m³ de fibres à deux têtes Twincone de longueur 60 mm, et enfin un pieu en béton blanc. Ces cinq pieux étaient instrumentés et soumis à une sollicitation de flexion composée avec une précontrainte de 7 MPa jusqu'à la rupture.

A partir des résultats obtenus, on a constaté que la moyenne des charges de rupture obtenues pour les trois pieux en béton fibré n'est supérieure que de 9% à celle enregistrée pour le béton blanc, et identique à celle du pieu en béton armé (différence de 1% non significative). En ce qui concerne la ductilité, les pieux armés et fibrés présentent un comportement ductile très similaire qui tranche avec celui du pieu en béton blanc. De plus, les fibres à deux têtes présentent une ductilité sensiblement plus importante que les fibres ondulées à dosage identique.

Zhan a aussi proposé une méthode de calcul des pieux en béton de fibres, analogue aux principes des BAEL 90 et DTU 13.2. Elle décrit le comportement des pieux par l'utilisation des modèles élasto-plastiques de comportement du béton de fibres en compression et en traction. De ce fait, elle est plus optimiste que la méthode Hurtado et autorise des sollicitations comparables à celles des pieux en béton armé.

PACIOREK

En ce qui concerne le comportement des pieux en béton de fibres sous des actions de type sismique, la bibliographie est réduite. Une recherche a été conduite par Paciorek [1996] pour permettre d'envisager l'emploi de pieux en béton renforcé de fibres métalliques dans les zones sismiques. Il a effectué une série d'essais sur 5 pieux de 5m de long et 0,5 m de diamètre. Un pieu armé selon les spécifications des recommandations AFPS-90 (0,6% d'acier) a été réalisé et soumis à un essai statique monotone croissant réalisé afin de mesurer la déformation ultime (d_u). Le deuxième pieu était armé selon les recommandations DTU 13-2 (0,5% d'acier) et les trois autres étaient en béton renforcé par des fibres métalliques à deux têtes (Twincone) à raison de 25, 30 et 40 kg/m³. Les quatre pieux ont été soumis à un chargement simulant l'action d'un séisme avec une précontrainte de 5 MPa. Il consiste en 12 cycles alternés de type triangulaire à amplitude d'abord régulièrement croissante, atteignant au plus 95% de la déformation de rupture (d_u) issue du chargement statique monotone, puis régulièrement décroissante, sur une période de 10 secondes pour chaque cycle.

A la suite de ces essais, il est apparu que les pieux en béton renforcé de fibres Twincone avaient une résistance satisfaisante, et en tous cas comparable à celle de pieux classiques en béton armé. De plus, il est apparu que les pieux en béton de fibres sont plus souples à diamètre égal que les pieux en béton armé.

Recherches effectuées sur le comportement des structures en BFM sous l'action sismique

Plusieurs publications présentent des études sur des éléments de structure en BFM sous chargement de type sismique. Les essais décrits sont généralement menés sur des corps d'épreuve en vraie grandeur tel que connexion poutre-poteau ou nœud d'ossature [Henager 1977, Craig et al. 1984, Olariu et al. 1991, Jiuru et al. 1992]. On compare l'élément de structure en béton armé classique à l'élément en béton de fibres à dosage variant de 1 à 1,5%. La sollicitation appliquée est en général en déplacement contrôlé par une série de cycles de forme plutôt triangulaire croissante avec deux ou trois cycles de même amplitude dans chaque série de cycles. Tous les tests ont montré l'efficacité de l'utilisation des fibres métalliques pour augmenter la résistance (en flexion, à l'effort tranchant et à l'éclatement), la ductilité et l'adhérence entre l'acier et béton aussi que la capacité d'absorption de l'énergie du séisme. L'utilisation du béton de fibres conserve l'intégrité des nœuds poutre-poteau et empêche l'éclatement du béton en assurant un meilleur confinement des armatures [Katzensteiner et al. 1992]. Malgré ces résultats satisfaisants présentés par les auteurs précédents, une étude comparative effectuée sur un nœud en béton armé et en béton armé fibré (avec une réduction de 50% des armatures transversales remplacées par 100 kg/m³ de fibres à crochets) sous sollicitation en flexion alternée montre que la présence de fibres ne modifie guère le comportement des poutres armées (augmentation des charges maximales de l'ordre de 10%) [Del Toro 1988]. Cependant, il a été montré que les fibres n'étaient pas sans intérêt, car elles doublent la dissipation d'énergie au cours du cyclage.

Nature des actions sismiques

De façon générale, les actions sont divisées en deux catégories ; les actions qui sont permanentes comme les charges de service dues au poids propre et les surcharges d'exploitation, et les autres actions qui sont de nature dynamique, c'est à dire temporellement variables. Parmi les phénomènes de nature dynamique, on peut citer les charges variables routières ou ferroviaires, les charges créées par des machines industrielles, les actions d'impact et de choc, et bien évidemment, les forces induites par les phénomènes sismiques. Ces actions se différencient par l'intensité, la nature des forces mises en jeu, la fréquence de leurs manifestations et le nombre de leurs répétitions.

Lorsque la fréquence de l'action excitatrice est du même ordre de grandeur que la fréquence propre de la structure, les effets dynamiques peuvent être très importants. Au contraire, quand les fréquences sont petites par rapport à celle de la structure, les effets dynamiques peuvent être négligés. Mais il faut signaler que la plupart des phénomènes naturels, à l'origine d'actions dynamiques sur les structures, présentent des fréquences qui sont précisément de l'ordre de grandeur des fréquences propres des ouvrages sur lesquels ils s'exercent. C'est en particulier le cas des actions sismiques.

Les actions dynamiques résultent de phénomènes cycliques ou sont dues à des effets de choc. L'action sismique est un phénomène cyclique. Ceux à grand nombre de répétitions conduisent à un endommagement des matériaux par fatigue. Les phénomènes de nature oligocyclique, c'est-à-dire à petit nombre de cycles se succédant pendant un temps limité, constituent une sous-catégorie particulière. C'est le cas dans notre étude où l'action sismique a été simulée par une série de cycles avec des amplitudes régulièrement croissantes (voir chapitre III, page 72).

Philosophie de la conception parasismique

La philosophie générale de la conception parasismique des structures est la suivante. (1) pendant un faible tremblement de terre, les dommages à la structure ne doivent pas être tolérés ; (2) pendant un tremblement de terre moyen, certains dommages non structurels peuvent être tolérés mais pas de dommage structurel, et (3) pendant un fort tremblement de terre, le dommage structurel prévenant le danger imminent peut être toléré, mais la rupture totale de la structure doit être évitée et le dommage peut être réparable.

Donc dans le cas de moyenne ou forte sismicité, il est possible que les structures travaillent à des niveaux de déformations situées au-delà de leur domaine élastique. La méthode de dimensionnement ductile des structures est alors généralement utilisée. Dans cette approche, l'énergie sismique est dissipée par la création de nœuds plastiques dans les zones les plus critiques de la structure (celles qui possèdent le moment fléchissant le plus élevé). La capacité de ductilité des nœuds plastiques dans la structure doit être toujours plus grande que celle demandée à partir du spectre sismique de calcul choisi. Les principaux facteurs qui influent sur la ductilité des éléments de structure sont la quantité d'aciers transversaux dans les éléments classiquement armés et celle des fibres métalliques dans les éléments en BFM.

La méthode de calcul

La méthode de calcul couramment utilisée en conception parasismique des structures est donc la méthode de la ductilité. La ductilité d'un élément de structure représente le rapport du déplacement ultime au déplacement élastique (Fig. 3).

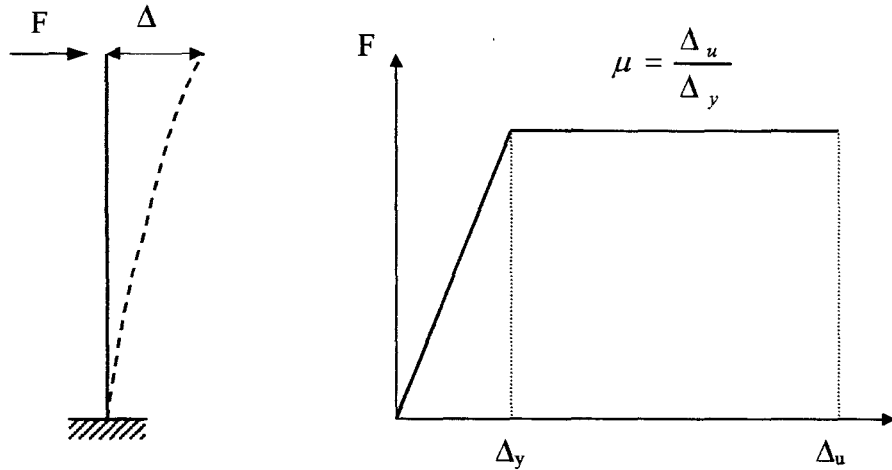


Fig. 3 : Définition de la ductilité pour un système à un degré de liberté au comportement élasto-plastique parfait

Dans la méthode de la ductilité, on choisit d'abord les spectres de réponse. En pratique, le spectre de réponse est obtenu au moyen de la synthèse de plusieurs accélérogrammes enregistrés dans des conditions de site et de sismicité aussi proches que possible de celles du cas réel. Il y a généralement trois spectres de réponse, d'accélération $S_a(T)$, de vitesse $S_v(T)$ et de déplacement $S_d(T)$. Par exemple, le spectre d'accélération $S_a(T)$ représente la valeur maximale de l'accélération d'un système à un degré de liberté de période T en cas de séisme. La figure 4 montre un spectre d'accélération standard pour plusieurs coefficients d'amortissement ξ .

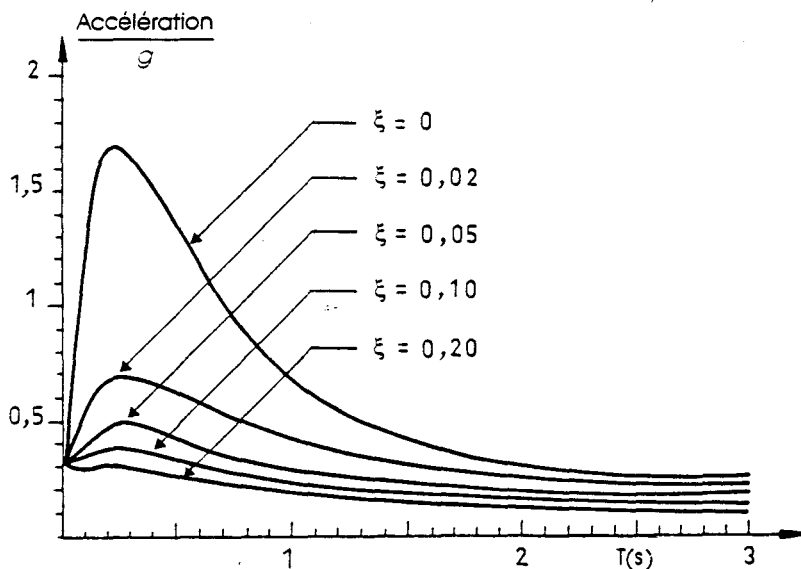


Fig. 4 : Spectre de réponse standard pour plusieurs coefficients d'amortissement [Absi 1987]

Après avoir calculé la période propre du système T, on détermine l'accélération sismique à partir d'un spectre de calcul. Celle-ci est ensuite divisée par un coefficient de comportement pour tenir compte des effets non linéaires de la structure. Généralement, le coefficient de comportement est une fonction de la ductilité de la structure soit proposé par des bureaux d'études soit par des normes parasismiques.

Cette méthode est très simple à utiliser, mais la relation entre le coefficient de comportement et la ductilité reste approximative. Il existe également d'autres méthodes qui sont plus exactes et plus complexes. Dans ces méthodes, on augmente le nombre de degrés de liberté en décomposant la structure en éléments-finis ou éléments-poutres. Pour prédire le comportement de ces éléments, on utilise les lois de comportement des matériaux qui les constituent.

Objectifs et programme de notre recherche

Plusieurs recherches expérimentales ont été effectuées dans le domaine des fondations profondes. Mais dans peu d'entre elles, une étude énergétique sur le comportement post-fissuration en cas de chargement de type sismique a été conduite. Il manque également la vérification de nouvelles méthodes de dimensionnement du BFM pour les pieux.

L'objectif principal de notre étude est de justifier l'emploi des BFM dans les pieux forés en substitution du béton armé classique dans les zones sismiques et d'élaborer une méthode de dimensionnement. Pour cela, nous avons défini un programme expérimental dans lequel les pieux sont réalisés dans les conditions les plus proches de la réalité. Un chargement simulant l'action sismique est déduit des résultats d'analyse d'un pieu isolé dans le sol soumis aux ondes sismiques. Une série de cycles régulièrement croissants jusqu'à rupture est ainsi appliquée au centre des pieux-poutres. L'effet de l'effort normal qui a un rôle important sur le comportement de la structure, est également examiné. La résistance, la ductilité et la capacité d'absorption d'énergie des pieux testés sont ensuite analysées.

Par ailleurs, les résultats d'essais de traction directe sur des éprouvettes cylindriques en BFM nous permettent de modéliser le comportement de la section centrale des pieux après fissuration. Pour ce faire, un programme de calcul a été développé en utilisant la méthode de Casanova [1995]. La courbe charge-flèche est ainsi obtenue par modélisation. Elle est comparée avec la courbe enveloppe charge-flèche déduite des essais de flexion alternée.

Le type et la quantité de fibres sont deux paramètres qui influent sur le comportement post-fissuration des pieux. Ils sont évalués par des essais préliminaires de flexion, compression et traction en utilisant plusieurs types et dosages de fibres métalliques.

Ce mémoire comporte quatre chapitres. Le chapitre I est consacré à une étude bibliographique sur les diverses applications et le comportement du béton de fibres métalliques. Les résultats de caractérisation des BFM sur plusieurs types de fibres, dont une nouvelle fibre bi-ondulée, à différents dosages sont présentés, évalués, et discutés au chapitre II.

Dans le chapitre III, en premier lieu, les conditions d'essais en particulier le type de sollicitation alternée à appliquer en laboratoire, sont définies à partir de l'analyse de

l'interaction sol-pieu soumis à des ondes-S harmoniques modélisée par la méthode BDWF (Beam-on-Dynamic-Winkler-Foundation). Ensuite, les résultats d'essais comparatifs entre pieux en béton armé et en BFM avec ou sans effort normal sont présentés.

Le chapitre IV est consacré à la modélisation du comportement des pieux en béton de fibres. Pour cela, nous avons appliqué un modèle de calcul du BFM qui fournit une bonne évaluation de la capacité portante d'une structure en fonction de l'ouverture de fissure. Les résultats des essais de traction directe sont utilisés pour obtenir une information globale intrinsèque du BFM afin de modéliser directement la fissuration de la section du pieu. Les résultats obtenus sont comparés aux expérimentaux.

CHAPITRE I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE BETON DE FIBRES METALLIQUES

I.1 INTRODUCTION

Le béton de fibres fait l'objet de recherches depuis une trentaine d'années. Les fibres métalliques sont ajoutées au béton pour corriger sa faiblesse à la traction. Elles ont un module dix fois supérieur à celui du béton, ce qui permet de coudre les fissures par leur fonctionnement en traction et d'améliorer ainsi la ductilité du béton, en augmentant la déformation à la rupture.

Au niveau de la formulation du BFM, afin de maintenir une compacité et une maniabilité maximale, il est nécessaire d'augmenter la teneur en éléments fins (sable et ciment) pour compenser la perturbation due à l'ajout de fibres dans la matrice [Rossi et al. 1989].

Au niveau structurel, l'incorporation de fibres dans un béton entraîne une amélioration de la ductilité du matériau. Pour cette raison, le béton de fibres métalliques est proposé pour l'utilisation dans des structures qui doivent résister à des chargements extrêmes, comme des chocs ou des séismes. Pour une bonne compréhension du comportement de ce matériau, nous consacrons ce chapitre à la description de ses principales propriétés constructives.

I.2 LES DIFFERENTS TYPES DE FIBRES

En général, les fibres sont des éléments discontinus, de nature variable, qui sont uniformément mélangées dans la matrice de béton. Les fibres fonctionnent comme des renforts dans le composite et reprennent les efforts de traction en couturant les fissures. Actuellement, il y a plusieurs types de fibres sur le marché. On peut citer deux catégories principales, les fibres non métalliques et les fibres métalliques.

Parmi les fibres non métalliques, on peut citer les fibres de carbone, les fibres de verre et les fibres d'amiante. Chacune de ces fibres présente des avantages ou des inconvénients pour les applications courantes. Les fibres de carbone donnent au béton des propriétés intéressantes, mais leur prix est élevé. Les fibres de verre ont une liaison assez forte avec le béton, mais elles sont sensibles à l'action corrosive des alcalins contenus dans le ciment. Les fibres d'amiante ont fait leur preuve, mais leur emploi est maintenant interdit pour des raisons sanitaires.

Nous nous intéressons au béton de fibres métalliques, et nous présentons dans ce chapitre une étude bibliographique.

I.2.1 Les fibres métalliques

L'acier a une bonne compatibilité avec le béton car il présente le même coefficient de dilatation thermique et une bonne adhérence. Le module d'élasticité plus élevé de l'acier permet d'améliorer la ductilité du béton en mobilisant des effets de traction dans les fibres dès la fissuration. Cela entraîne les améliorations suivantes des propriétés de béton de fibres :

- résistance à l'impact plus élevée
- augmentation de l'énergie de rupture
- amélioration de la ductilité
- comportement différent de la fissuration entraînant un retard notable de la fissuration franche

Il existe actuellement sur le marché une grande variété de fibres métalliques obtenues selon des procédés de fabrication différents. Ces fibres se différencient par leur diamètre, leur section, leur longueur et leur mode d'élaboration. La qualité de l'interface fibre-matrice peut éventuellement être améliorée par une action mécanique. Pour cela, différentes techniques ont été retenues, comme l'ondulation sur toute la longueur ou l'ancrage aux extrémités des fibres (Fig. I.1).

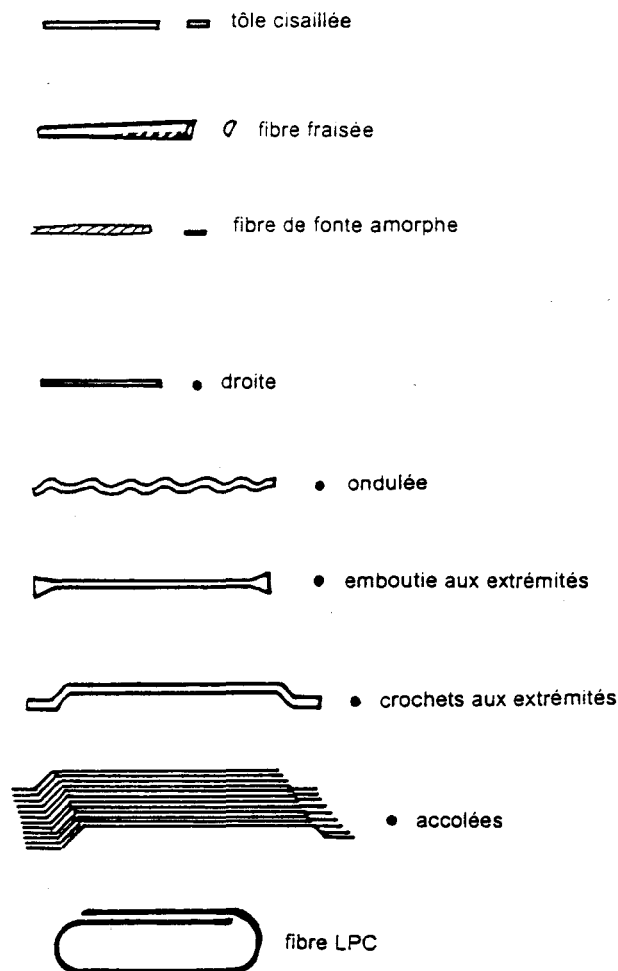


Fig.I.1 diverses formes géométriques des fibres métalliques

I.3 APPLICATIONS DES BFM

De nombreux travaux de recherche ont montré que l'introduction de fibres métalliques dans une matrice de béton permet d'apporter des propriétés très intéressantes au composite. Il y a également d'autres aspects, techniques, économiques ou commerciales qui peuvent favoriser des applications industrielles.

Dans certaines structures comme les dallages industriels ou les pieux forés, la mise en place correcte des armatures est délicate et coûteuse. Le remplacement des armatures par le BFM est une solution intéressante pour augmenter la rapidité, la simplicité et la qualité d'exécution et également pour économiser sur le coût total de fabrication par une mise en œuvre plus facile.

Parmi les autres applications du béton de fibres, on peut citer :

- Routes, pistes et parking
- Béton projeté (tunnels, pentes)
- Béton projeté de réparation
- Structures hydrauliques et barrages
- Éléments préfabriqués de structures

I.4 EFFET DES FIBRES DANS LE BETON

Le rôle des fibres dans le béton peut être expliqué au niveau des trois étapes de la fissuration [Rossi et al. 1987]. La première étape correspond à la microfissuration globale due à la forte porosité ou aux phénomènes de retrait avant toute action extérieure. Dans la seconde étape, sous l'effet d'une action extérieure, certaines microfissures s'orientent en suivant la direction des extensions maximales. Enfin, la troisième étape correspond à la propagation de ces microfissures et conduit à la rupture totale du matériau. Les étapes 2 et 3 du mécanisme de fissuration du béton dépendent très fortement des conditions limites, et ne sont plus caractéristiques du comportement propre du matériau mais plutôt du comportement structural.

D'après Rossi, l'action des fibres sur le processus de fissuration de la matrice peut être expliquée à deux échelles [Rossi 1986]:

- à l'échelle du matériau en couturant les microfissures pour retarder la localisation de la fissuration, donc l'apparition des macrofissures,
- à l'échelle de la structure en reprenant les efforts à travers les macrofissures créées et donc en participant à la stabilité de la structure (similitude avec le béton armé).

Dans le premier cas, on aboutit à une augmentation de la résistance du matériau, alors que dans le second la ductilité de la structure augmente. En ce qui concerne l'effet de la longueur et du pourcentage de fibres pour améliorer les résistances du matériau, il est conseillé d'utiliser des fibres courtes (≤ 5 mm) en pourcentage élevé ($\geq 10\%$), alors que pour augmenter la ductilité de la structure, le choix se portera sur des fibres longues (≥ 20 mm) en faible pourcentage ($\leq 3\%$).

I.5 COMPOSITION ET FORMULATION DES BFM

La composition des matrices des BFM est différente de celle du béton sans fibres. Il convient d'ajuster la formulation en fonction des objectifs de mise en œuvre et de résistance. On peut retenir de la littérature quelques grands principes de formulation.

I.5.1 Influence de la dimension et du dosage en fibres

La longueur des fibres est un paramètre important qui influe de façon contradictoire sur l'efficacité du renfort et sur l'ouvrabilité du mélange. Pour avoir un renforcement efficace dans la matrice, les fibres doivent être suffisamment longues pour s'opposer à l'ouverture de fissures intergranulaires. Pour remplir ce rôle, la longueur des fibres doit représenter trois fois la dimension du plus gros granulat [Bernier 1988]. De plus, les fibres doivent être ancrées le plus solidement possible dans la matrice pour couder effectivement les deux lèvres des fissures. En revanche, la maniabilité du composite diminue en sens opposé lorsque l'élanement (rapport longueur/diamètre des fibres) augmente (Fig. I.2) [Edgington et al. 1974]. La forme des fibres intervient également. Par exemple les fibres à crochets baissent fortement l'ouvrabilité du béton frais.

Le dosage en fibres, qui joue en sens opposé sur l'efficacité du renfort et sur la maniabilité du composite, est limité par le pourcentage des gros granulats.

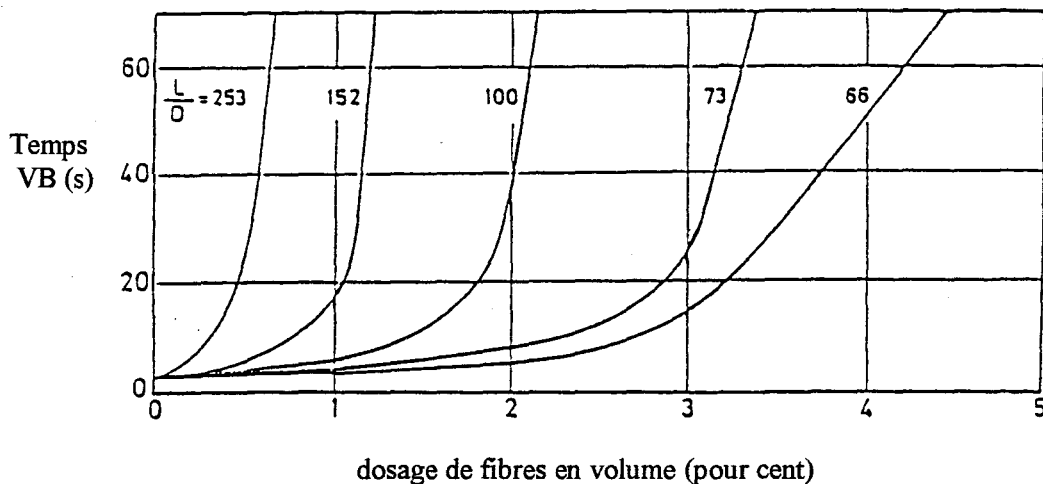


Fig. I.2: Effet de l'élanement sur l'ouvrabilité du béton [Edgington et al. 1974]

Un autre exemple sur des fibres à crochets Dramix (également vrai sur les fibres en fonte amorphe Fibraflex) montre que, pour avoir une maniabilité donnée, l'augmentation du pourcentage de fibres doit s'accompagner d'une augmentation de la quantité de ciment et du rapport sable/granulat (Fig. I.3) [Rossi 1991].

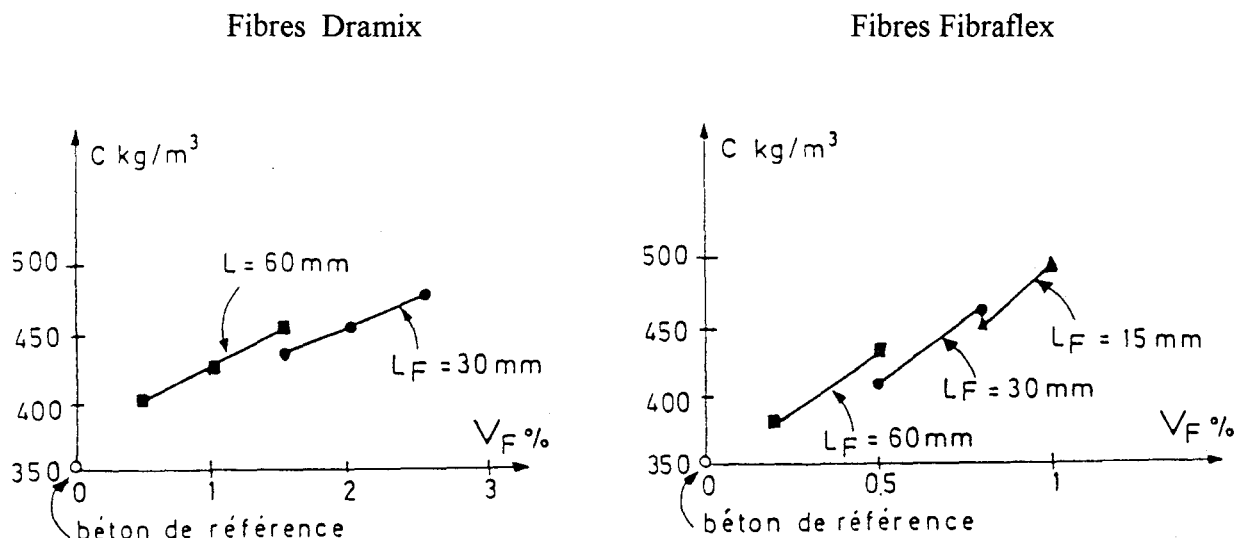


Fig. I.3 : Influence du pourcentage et la longueur des fibres sur la quantité de ciment [Rossi 1991]

I.5.2 Influence du dosage en eau

Il est en principe indispensable d'augmenter la teneur en eau du béton lorsqu'on ajoute des fibres pour que la maniabilité soit suffisante. Par exemple, avec 1% de fibres d'acier, il faudrait ajouter environ 40% d'eau supplémentaire pour obtenir la même compacité que le témoin [Swamy et Stravrides 1975]. Mais la résistance mécanique décroît avec l'augmentation de cette quantité. En pratique aujourd'hui pour réduire la quantité d'eau en conservant une maniabilité satisfaisante, il est nécessaire d'employer des adjuvants. Il est recommandé de garder un rapport E/C compris entre 0,35 et 0,45 pour une composition de béton de granularité de 10 mm et entre 0,4 et 0,5 pour celle avec une granularité de 20 mm [ACI-544 1982].

I.5.3 Influence du rapport sable/granulat et fuseau granulométrique

Concernant la composition granulaire d'un béton fibré, de nombreux auteurs arrivent à des résultats assez similaires. Une étude effectuée sur le rapport granulat/sable limite le rapport $G/(G+S)$ à 0,5 ou encore G/S à 1 et la proportion de granulats supérieurs à 5 mm à 50% du poids total d'agrégats [Dehousse et al. 1974].

Une méthode a été développée sur la base de la méthode Baron-Lesage [1969] pour formuler des bétons renforcés de fibres métalliques à crochets à dosages compris entre 0,5 et 2% [Serna-Ros 1984]. Cette méthode repose sur l'hypothèse que pour un dosage donné en eau, en ciment et en fibres, le béton avec une compacité optimale est celui qui présente la maniabilité optimale. Pour chaque type de béton, Serna-Ros a déterminé les modules de finesse du composite correspondant à la maniabilité maximale (mesurée par le cône d'Abrams), en fonction du dosage en fibres (Fig. I.4). Le module de finesse est représenté par le centième de la somme des refus (en pour cent et en poids) sur les tamis 0,080 - 0,160 -

0,315 - 0,630 - 1,250 - 2,5 - 5 - 10 - 20, etc. Pour un type de béton ayant des fibres en dosage inférieur à 1,5%, la relation suivante peut également être proposée :

$$m_{ip} = m_{io} - \frac{m_{io} - 5.16}{1.8} P_i$$

avec :

m_{io} : Module de finesse du béton blanc

m_{ip} : Module de finesse du mélange

P_i : Pourcentage des fibres en volume

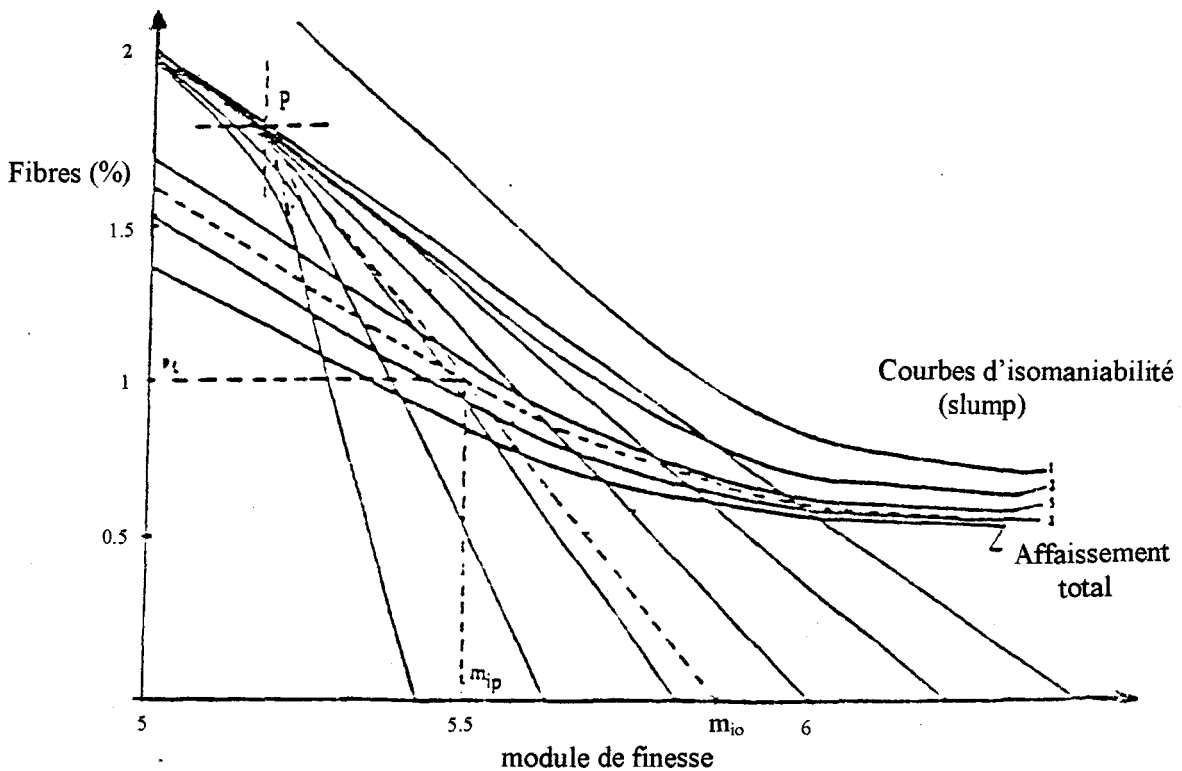


Fig. I.4 : Abaque de formulation de béton de fibres [Serna-Ros 1984]

Une autre méthode a été développée au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées selon la méthode de Baron-Lesage pour optimiser le pourcentage granulaire des bétons fibrés [Rossi et al. 1989]. Dans cette méthode, on fixe d'abord le rapport eau/ciment (E/C), le diamètre du plus gros granulat, le pourcentage et les dimensions des fibres. Ensuite, on fait varier le rapport sable/granulats (S/G ou S/S+G) et on mesure à chaque fois la maniabilité correspondante. La compacité optimale d'un BFM est obtenue lorsque la maniabilité est minimum sur la courbe maniabilité en fonction du rapport S/S+G (Fig. I.5). Si la maniabilité optimale du béton est différente de celle souhaitée, il suffit de changer la quantité de ciment ou d'ajouter un superplastifiant au béton.

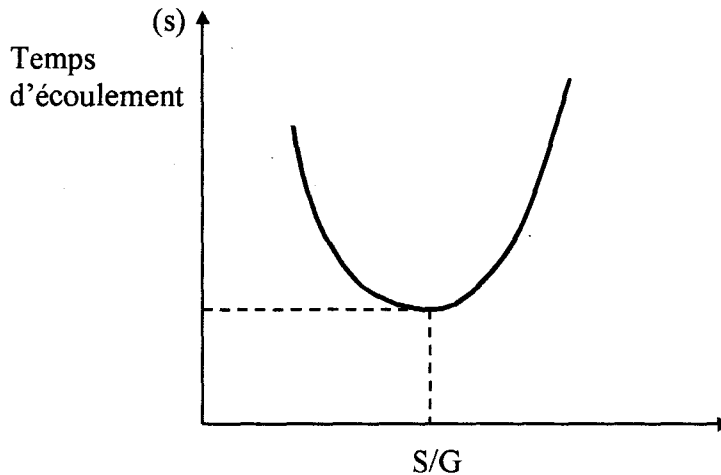


Fig. I.5: Détermination du rapport S/G optimal d'un BFM à l'aide du maniabilimètre LCL [Rossi et al. 1989]

La maniabilité peut être mesurée suivant différentes méthodes. La méthode la plus utilisée et la plus facile est le cône d'Abrams qui se fait de manière statique sur une petite quantité de 6 litres de béton. La maniabilité est mesurée par une hauteur d'affaissement. Une autre méthode est le maniabilimètre LCL qui se fait avec vibration sur une quantité de 30 litres de béton. Elle est fonction du temps d'écoulement du béton sous vibration jusqu'à ce qu'il atteigne un certain repère. Dans le cas du béton de fibres à dosage élevé ou à fibres longues, il vaut mieux mesurer la maniabilité par la deuxième méthode. En effet dans ce cas, le maniabilimètre LCL donne des réponses plus représentatives car il demande une quantité plus grande de matériau dans des conditions moins sensibles à l'effet de paroi.

I.6 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES BFM

I.6.1 Résistance en compression

La plupart des résultats de la littérature compare un béton blanc à des bétons de fibres et montre que la présence des fibres a une petite influence sur l'augmentation de la résistance en compression du béton [Johnston 1974, Serna-Ros 1984]. D'après Mangat, la résistance en compression est fonction de l'élanement des fibres (l/d) et pour un diamètre donné, augmente jusqu'à 10% [Mangat 1974]. Cependant, si on compare un béton témoin et un béton de fibres optimisé, on observe une valeur de pic légèrement plus faible pour ce dernier mais, surtout, une valeur de l'effort à la localisation nettement plus faible [Harrouche 1989]. Ceci s'explique par une teneur en sable plus élevée. Certains auteurs ont montré que les fibres orientées perpendiculairement à l'axe de la sollicitation reprennent efficacement la fissuration, alors qu'une orientation préférentielle parallèle à l'axe entraîne une baisse de l'effort maximum [Bonzel et al. 1986, Harrouche 1989]

En ce qui concerne le comportement des bétons de fibres en compression en zone post fissuration, la présence des fibres augmente la déformation à la rupture, et réduit la pente descendante de la courbe contrainte-déformation au-delà de la rupture [Serna-Ros 1984]. De plus, la déformation enregistrée au pic de contrainte est nettement plus importante que pour le béton témoin, ce qui traduit l'action de couture des fibres à travers les macrofissures. Les

fibres augmentent également la ductilité en zone de post fissuration et la capacité d'absorption d'énergie du matériau [Otter et Naaman 1986].

I.6.2 Résistance en traction directe

L'essai de traction directe est le mieux adapté pour caractériser les bétons de fibres à condition qu'il soit réalisé sous contrôle en déplacement. Il donne directement l'évolution de la résistance d'une section fissurée en fonction de l'ouverture de fissure. Cet essai demande des précautions particulières lors de sa réalisation pour produire un champ de contrainte homogène.

Les observations faites par certains auteurs sur le béton de fibres à crochets ont montré que les matériaux étudiés présentent soit la même résistance soit une faible augmentation de la résistance par rapport à celle du béton sans fibres [Casanova 1995, Serna-Ros 1984]. D'après Rossi, les bétons renforcés de fibres longues ont toujours des résistances en traction inférieures à celles du béton non fibré fabriqué avec les mêmes constituants et à maniabilité équivalente [Rossi 1998]. Cependant, comme en compression, les fibres métalliques induisent une amélioration importante dans le domaine post-fissuration de la ductilité du composite.

I.6.3 Résistance en traction par fendage

L'essai de fendage est un essai de traction indirecte (essai brésilien), qui consiste à écraser une éprouvette cylindrique 16×32, placée horizontalement entre les plateaux d'une presse. C'est un essai couramment utilisé et facile à réaliser, car n'exigeant pas d'équipement supplémentaire à la différence de l'essai de traction directe. L'essai de fendage donne une résistance supérieure de 5 à 12% à celle obtenue par traction directe [Narayanan et Green 1981]. Cependant, elle est inférieure à celle de traction par flexion.

L'essai de fendage met en évidence l'apport des fibres, mais ne permet pas de déterminer une loi de comportement utilisable pour un calcul de structure en raison de la complexité de la distribution des contraintes dans l'éprouvette.

I.6.4 Résistance à la flexion

L'essai de flexion est le plus couramment utilisé pour caractériser les bétons fibrés et également pour déterminer l'influence des fibres sur le comportement du composite. Ce type d'essai est classiquement effectué sur des éprouvettes prismatiques de 15×15×60 cm ou de 14×14×56 cm. Deux modes de chargement (trois et quatre points) peuvent être utilisés, mais il est admis que les résistances mesurées par l'essai trois points sont supérieures d'environ 11 à 15% [Johnston 1982]. Il semble que le test à quatre points aboutit à une moins grande dispersion des résultats. C'est le mode opératoire qui est conseillé par les normes différentes (voir paragraphe I.8).

La résistance en flexion à la première fissuration dépend essentiellement des caractéristiques de la matrice, notamment sa compacité et le rapport eau/ciment [Johnston et Skarendahl 1992]. Elle dépend très peu de paramètres comme le type, la dimension et le dosage des fibres.

Les études menées sur le comportement des bétons de fibres métalliques en flexion montrent que la présence des fibres apporte un comportement ductile à la structure, qui se traduit par une courbe charge-flèche très allongée par rapport à celle obtenue avec un béton témoin.

I.6.5 Résistance au cisaillement

Le comportement structural à l'effort tranchant est influencé par le rapport a/d dans le cas d'une poutre rectangulaire (a : portée de cisaillement, distance entre le point d'application de la charge et le point d'appui ; d : hauteur efficace de la poutre correspondant à la distance entre la face supérieure de la poutre et les armatures tendues). Une synthèse des résultats de plusieurs études a montré que pour $a/d < 2$, la rupture intervient principalement par compression de la bielle [Casanova 1995]. Pour $a/d > 3$, la rupture se fait par cisaillement et plusieurs fissures de traction diagonales apparaissent. Pour $a/d > 6$ la rupture est pratiquement toujours obtenue par flexion. En général, la résistance à l'effort tranchant augmente avec le dosage en fibres, la qualité de l'ancrage ou l'adhérence de la fibre et la résistance à la compression du béton. Par exemple, le résultat d'une recherche montre que pour a/d égal à 2, la présence de 1% de quatre types de fibres a augmenté la résistance à l'effort tranchant de 33 à 90% par rapport à celle de la poutre témoin non armée [Valade 1987]. D'autres exemples sur des poutres avec a/d égal à 3 montrent que l'ajout de 0,7% de fibres à crochets permet d'augmenter de 54,5% la résistance au cisaillement du béton non armé transversalement [Serna-Ros 1984].

L'effet des fibres sur la capacité portante vis à vis de l'effort tranchant a été également effectué sur des essais de compression d'une éprouvette dont la forme particulière permet la rupture par cisaillement dans une section déterminée (Fig. I.6). Les résultats montrent qu'en ajoutant 1% de fibres en volume du béton, la résistance à l'effort tranchant augmente de l'ordre de 46,6% par rapport au béton témoin de caractéristiques courantes [Khaloo et Nakseok 1997].

Des essais réalisés sur des poutres de grandes dimensions, qui ont mis en évidence un effet d'échelle lié à la hauteur de la poutre, ont montré que les fibres métalliques ne peuvent pas remplacer l'ensemble des cadres d'effort tranchant dans une poutre de hauteur importante [Casanova 1995]. En revanche, leur utilisation est techniquement envisageable dans les poutrelles.

I.7 CARACTERISTIQUES MECANIQUES DYNAMIQUES

I.7.1 Résistance à la fatigue

Suivant une recherche, les fibres n'ont aucun effet sur la résistance à la fatigue en compression [Morris et Garrett 1981]. En revanche, elle est améliorée considérablement en traction directe, environ 65 à 70% de la résistance statique ultime à comparer avec environ 50% pour le béton témoin. D'autres auteurs ont trouvé que pour des fibres ondulées, la limite de résistance à la flexion après 2×10^6 cycles est encore égale à 90-95% de la résistance statique [Ramakrishnan et al. 1987]. En cas de chargement réversible, la résistance résiduelle après le même nombre de cycles atteint 70% de la résistance statique. En général, la résistance à la fatigue augmente avec la quantité de fibres.

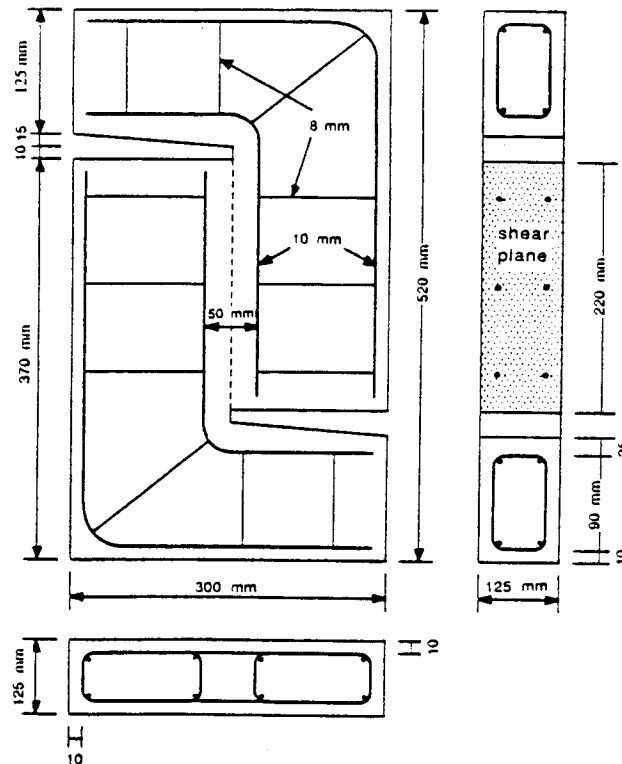


Fig. I.6 : Essai de cisaillement [Khaloo et Nakseok 1997]

Des essais sur mortiers renforcés de fibres métalliques ont été effectués en appliquant une charge cyclique sinusoïdale entre 25 et 60% de la résistance statique en flexion (avec une fréquence de 30 cycles par minute) [Dehousse et al. 1974]. Un dosage de 1,5% de fibres permet de tripler la résistance du matériau et d'augmenter le nombre moyen de cycles avant rupture.

D'autres auteurs ont effectué des essais cycliques en compression en appliquant des contraintes variant entre 10 et 90% de la résistance statique [Otter et Naaman 1986]. Le tableau I.1 reporte le nombre de cycles réalisés avant rupture du béton fibré et non fibré pour différentes vitesses de déformation.

Type de fibres	Dosage %	Elancement de fibres (l/d)	Vitesse		
			100 μ/s	10000 μ/s	30000 μ/s
Sans fibre droites	0	-	228	125	10
	2	45	-	1279	96
	2	60		365	61
A crochets	2	80	311	237	70
	1	60		37	18
	2	60		34	14
	3	60	1642	1397	

Tableau I.1: Nombre de cycles avant rupture en sollicitation cyclique [Otter et Naaman 1986]

I.7.2 Résistance aux chocs

Il s'agit d'une propriété caractéristique du matériau qui est utilisée dans de nombreux domaines (résistance aux impacts, aux explosions ou aux sollicitations dynamiques d'origine mécanique, sismique ou hydraulique).

Le béton de fibres métalliques a des caractéristiques supérieures à celles du béton ordinaire en terme de résistance et d'énergie de rupture. Le rôle des fibres est essentiellement le contrôle de la fissuration. De nombreux essais à grande déformation ont été réalisés. Citons le test du pendule de Charpy qui consiste à laisser tomber un pendule de 345 kg de la hauteur de 2,5 m au centre d'une éprouvette posé sur trois points d'appui et à évaluer l'énergie absorbée par l'échantillon au cours du choc. Avec ce procédé, des auteurs ont montré que la capacité d'absorption d'énergie peut être décuplée par la présence des fibres et augmente avec leur dosage et leur élanement [Suaris et Shah 1981]. Les valeurs d'énergie de rupture du béton fibré soumis aux chocs étaient 70 à 80% plus élevées que celles soumis au chargement statique. De plus, la résistance aux chocs du béton fibré était 50-100% plus grande que la résistance statique.

I.8 ANALYSE DE LA DUCTILITE EN FLEXION

Les fibres sont ajoutées au béton essentiellement pour améliorer la ductilité, ou la capacité d'absorption d'énergie. Il s'agit d'un paramètre destiné à rendre compte du comportement du béton fibré, et qui mesure approximativement l'énergie nécessaire à la rupture du matériau puisqu'il se définit à partir de l'aire située sous la courbe charge-flèche en flexion. La ductilité est un bon indice de l'efficacité des fibres, dans la mesure où elle représente la quantité d'énergie absorbée, lors de la fissuration du matériau par l'élongation ou le frottement des fibres qui se déchaussent progressivement. Ce paramètre permet de qualifier l'efficacité d'une fibre et de rechercher le dosage optimal.

Il existe plusieurs façons de mesurer la ductilité. On résume dans la suite les procédures recommandées par les normes pour la mesure de la ductilité à partir des courbes charge-flèche obtenues sur prismes en flexion.

I.8.1 La norme américaine ASTM

Pour caractériser la ductilité des BFM, la norme américaine [ASTM C1018, 1989] recommande l'utilisation de l'essai de flexion quatre points sur des éprouvettes prismatiques. La dimension du corps d'épreuve est choisie en sorte que l'on puisse intégrer les effets d'orientation des fibres.

Selon la norme, les indices appelés indices de ténacité représentent le rapport entre l'aire sous la courbe jusqu'à une certaine flèche et l'aire jusqu'à la première fissure (Fig. I.7). On détermine ainsi trois indices I_5 , I_{10} et I_{30} correspondant aux flèches de 3, 5,5 et 15,5 fois la flèche à la première fissuration (d_f). Le nom de ces indices provient du fait que pour un matériau élasto-plastique parfait, la valeur de ces indices est exactement de 5, 10 et 30. Par exemple, un indice de ténacité I_5 supérieur à 5 signifie que l'aire située sous la courbe charge-flèche est supérieure à celle correspondant au comportement élasto-plastique parfait. C'est un bon critère pour évaluer la capacité de reprise de charge du béton de fibres après fissuration.

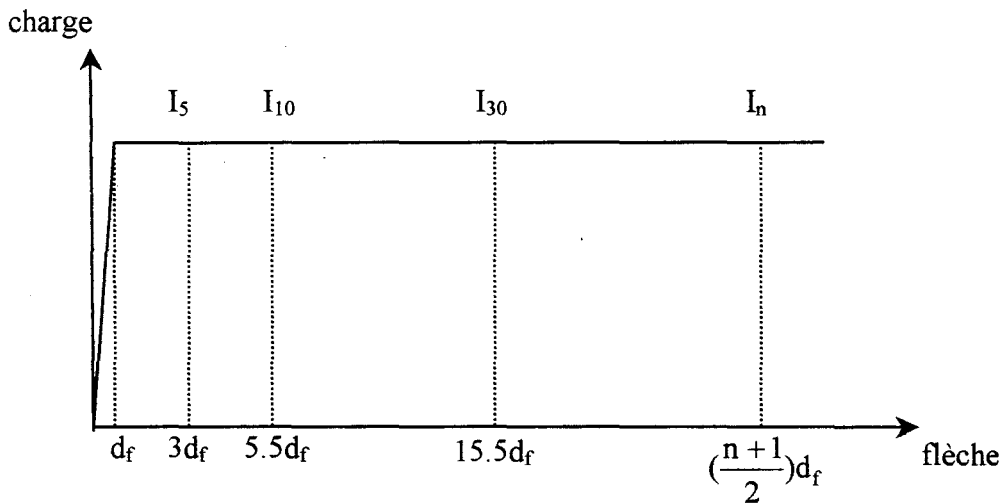


Fig. I.7: Indices de ténacité pour le comportement élasto-plastique parfait [Norme ASTM C1018 89]

Certains auteurs ont proposé le calcul d'indices de ténacité plus élevés allant jusqu'à I_{100} , afin d'effectuer une étude comparative entre plusieurs types de fibres [Balaguru et al. 1992, Lababidi 1992, Chen et al. 1993]. Dans notre étude, les indices I_{50} et I_{100} qui correspondent à $25,5d_f$ et $50,5d_f$ seront également évalués.

La résistance résiduelle après la première fissuration est un autre paramètre important du comportement du composite, en particulier vis à vis de la sécurité des structures. Les facteurs de résistance résiduelle sont représentés à partir des indices de ténacité comme suit :

$$R_{i,j} = C (I_j - I_i)$$

Le coefficient C est choisi tel que pour un matériau élasto-plastique parfait $R_{i,j}=100$. Par exemple pour les indices I_5 et I_{10} , C est égal à 20. Ces indices donnent une bonne représentation du schéma charge-flèche après fissuration.

I.8.2. La norme japonaise JSCE

La norme japonaise [JSCE-SF4, 1984] tient compte de la ductilité à partir d'un essai de flexion quatre points en considérant l'énergie absorbée comme étant l'aire située sous la courbe charge-flèche jusqu'à une déflexion d_f égale à $1/150^{\text{ème}}$ de la portée. Le facteur de ténacité en flexion ou de résistance équivalente en traction est également calculé à partir de l'aire expliquée ci-dessus par la relation suivante :

$$f_{tb} = E_f L / d_f b h^2$$

où :

- f_{tb} : la résistance équivalente en traction jusqu'à une déflexion limite, d_f
- E_f : la surface sous la courbe charge-flèche jusqu'à une déflexion limite, d_f
- d_f : la déflexion limite considérée égale à $1/150^{\text{ème}}$ de la portée
- L : la portée du prisme soumis à un chargement aux tiers de la portée
- b, h : respectivement la largeur et la hauteur de la section du prisme

Avec cette norme, on prend en compte la géométrie de l'éprouvette. Les résultats sont donc influencés par un effet d'échelle. De plus, le choix d'une seule valeur de la flèche $L/150$ ne donne qu'un regard global sur le comportement, et ne permet pas d'évaluer l'histoire du comportement avant cette valeur, et surtout le comportement juste après la fissuration.

I.8.3 La norme française NF 18-409

Il existe une norme française [NF P 18-409, 1993] qui définit l'essai de flexion sur béton de fibres métalliques et la caractérisation de la ductilité. Elle prévoit la réalisation d'un essai de flexion 4 points sur des éprouvettes prismatiques $14 \times 14 \times 56$ cm avec une vitesse d'accroissement de la flèche de $0,25$ mm/min. La courbe de la charge en fonction de la flèche est tracée, ce qui permet de déduire:

- la courbe charge-flèche (Fig. I.8),
- F_0 la charge conventionnelle correspondant au maximum de la courbe charge-flèche située à gauche d'une parallèle à la partie linéaire montante de cette dernière, passant par $0,05$ mm de flèche sur l'axe des abscisses,
- F_m la charge maximale enregistrée

Elle caractérise aussi la ductilité en 3 points:

$$d_{0.7} = F_{0.7} / F_0$$

$$d_{1.4} = F_{1.4} / F_0$$

$$d_{2.8} = F_{2.8} / F_0$$

où: $F_{0.7}$, $F_{1.4}$ et $F_{2.8}$ sont les charges correspondantes aux flèches de 0.7 , 1.4 et 2.8 mm (ou $1/600$, $1/300$ et $1/150^{\text{ème}}$ de la portée).

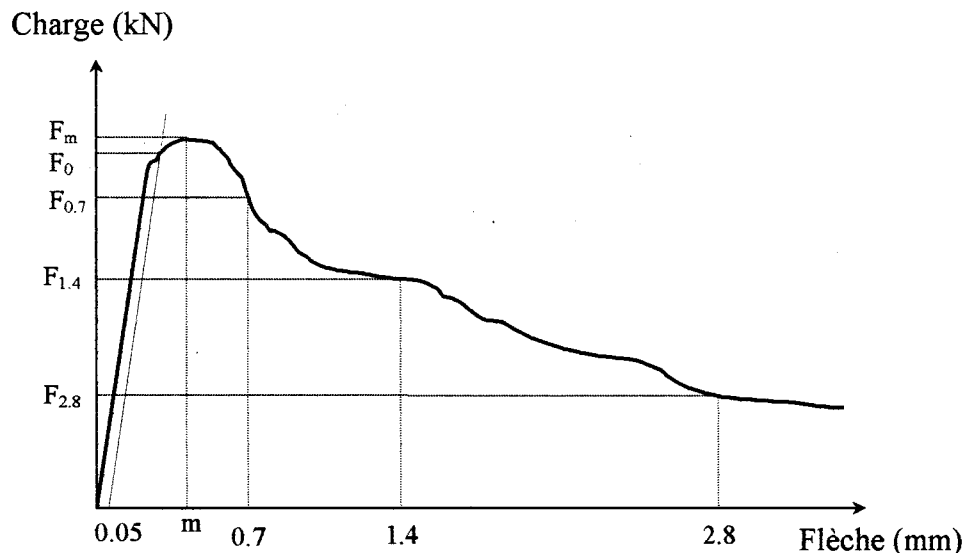


Fig. I.8: Courbe charge-flèche [NF P 18-409]

I.9 METHODES ANALYTIQUES DE DIMENSIONNEMENT DES STRUCTURES EN BFM

De nombreux travaux ont porté sur la modélisation du comportement d'une poutre en BFM en flexion simple. L'objectif de tous ces travaux est de fournir un outil de dimensionnement qui rend correctement compte des mécanismes et donne une bonne évaluation de la capacité portante d'une structure en fonction de l'ouverture de fissure. Dans la littérature, il y a deux approches différentes. Les approches qui sont basées sur le principe d'homogénéisation du BFM pour décrire complètement l'évolution de la section fissurée en fonction de sa courbure et celles qui sont basées sur la modélisation discrète du comportement du BFM en fonction de l'ouverture de la fissure.

I.9.1 Approches basées sur le principe d'homogénéisation du BFM

Une des approches est celle proposée par Lim et al. [1987]. On détermine d'abord un modèle de relation effort-ouverture de fissure par des essais de traction directe sur les éprouvettes avec ou sans entaille. Ensuite, un modèle équivalent est défini pour la relation contrainte-déformation à partir des propriétés du béton et des fibres (Fig. I.9). Dans ce modèle, la distribution de contrainte résiduelle post-fissuration est considérée constante en fonction de l'ouverture de fissure.

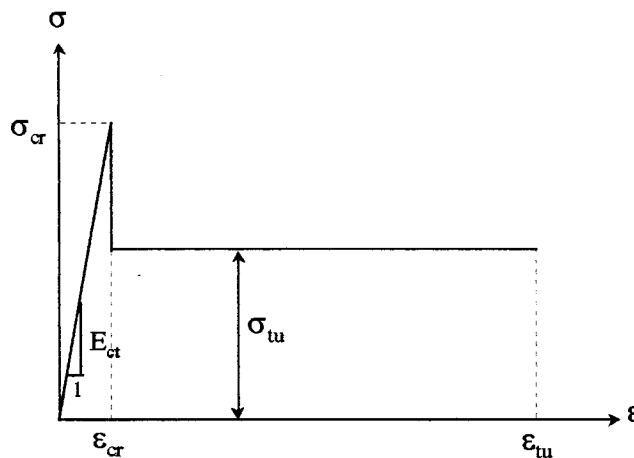


Fig. I.9 : Diagramme contrainte-déformation en traction proposé par [Lim 1987]

Dans la figure I.9, E_{ct} , σ_{cr} , σ_{tu} et ε_{tu} sont respectivement le module élastique, la résistance en traction, la résistance résiduelle et la déformation ultime du composite calculés à partir des équations suivantes:

$$E_{ct} = E_b(1 - V_f) + 0.14\Gamma_1 E_f V_f \quad \text{où} \quad \Gamma_1 = \begin{cases} 0.5 \cdot \text{pour} \cdot l_f \leq l_c \\ 1 - l_c / 2l_f \cdot \text{pour} \cdot l_f \geq l_c \end{cases}$$

$$\sigma_{cr} = E_{ct} \varepsilon_{cr}$$

$$\sigma_{tu} = \Gamma_1 \Gamma_0 V_f l_f (\tau_u / 2r)$$

$$\varepsilon_{tu} = l_f / 16L$$

où V_f , E_f , l_f , ε_{tf} sont respectivement le pourcentage volumique, le module élastique, la longueur et la déformation au seuil élastique des fibres, Γ_1 est le rapport entre la contrainte moyenne développée dans une fibre et la contrainte maximale, Γ_0 est le facteur d'orientation ($\Gamma_0 = 0,405$), l_c est la longueur critique de la fibre à partir de laquelle la fibre se rompt lors de l'extraction au cours d'un essai d'arrachement, ε_{tb} est la déformation à la rupture du béton en traction, τ_u est la résistance d'adhérence fibre-matrice, r est le rapport entre la surface de la fibre et son périmètre et L est la largeur de référence pour calculer la déformation. En cas de flexion, elle correspond à l'espacement moyen entre deux fissures.

Ce modèle permet un calcul analytique pour le comportement post-fissuration en traction des BFM. Mais l'hypothèse d'une contrainte post-fissuration constante en traction en fonction de la déformation n'est pas réaliste. Une autre approche a été proposée pour la transformation de la relation effort-ouverture de fissure en relation contrainte-déformation. A partir des essais de traction directe sur éprouvettes entaillées, on ramène l'effort repris par les fibres à travers la fissure à une contrainte homogénéisée en la divisant par la section entaillée. L'ouverture est divisée par une longueur de référence L_r afin d'obtenir la déformation équivalente [Casanova et al. 1994]. Dans ce modèle, L_r traduit globalement l'ensemble des phénomènes comme l'orientation des fibres, l'adhérence fibre-matrice, le type d'ancrage de fibres, l'effet de groupe, la taille des gravillons du béton, qui influencent le comportement du béton de fibres après fissuration.

La valeur de L_r est mesurée expérimentalement à partir d'un essai de flexion où deux jauges de déformation sont collées sur la face latérale du prisme comme le montre la figure I.10. A l'aide de ces jauges, on peut suivre la position de l'axe neutre ainsi que les déformations que subit le béton. La longueur de référence est obtenue comme suit :

$$L_r = \frac{w(y-d)}{(h-y)\varepsilon_c(d)}$$

où w est l'ouverture de fissure, y la distance de l'axe neutre à la fibre supérieure, d la distance de la jauge mesurant la compression à la face supérieure et h la hauteur de la poutre.

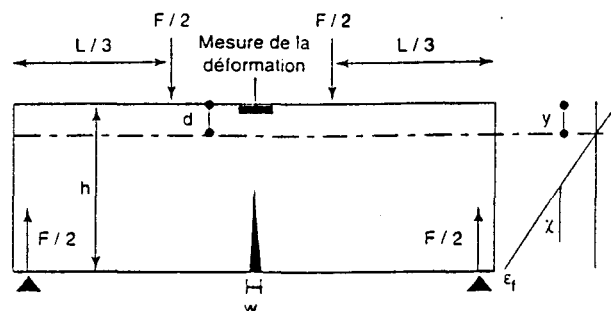


Fig. I.10 : Essai de flexion 4 points et mesure de L_r [Casanova 1994]

La figure I.11 montre un exemple de courbe qui donne L_r en fonction de l'ouverture de fissure, obtenu de calcul de longueur de référence à partir d'essais de flexion 4 points sur prisme $14 \times 14 \times 56$ en béton de fibres Twincone 54/1 dosées à 30 kg/m^3 .

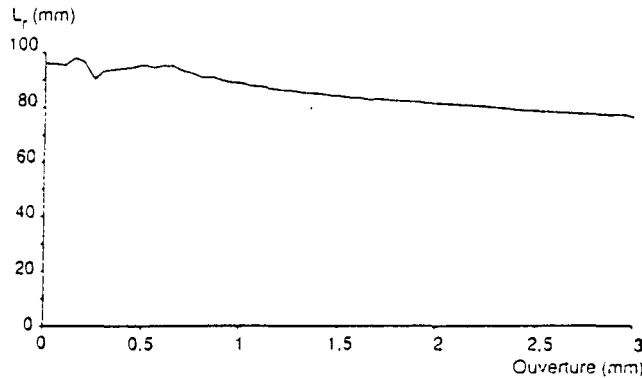


Fig. I.11 : Longueur de référence pour les fibres Twincone dosées à 30 kg/m³
[Casanova 1994]

Ce modèle présente des avantages, mais les résultats d'une série d'essais effectuée sur des prismes de taille différente ont montré que la longueur de référence L_r varie selon cette taille. En conséquence, cette longueur ne peut pas être considérée comme une caractéristique intrinsèque du matériau. Cela pose le problème du caractère prédictif des modèles, notamment vis à vis des effets d'échelle liés à la hauteur de la poutre.

I.9.2 Approches basées sur le comportement du BFM en fonction de l'ouverture de fissure

Ces méthodes sont basées sur des hypothèses cinématique qui rendent inutile la transformation de la relation contrainte-ouverture de fissure en une relation contrainte-déformation comme les approches citées précédemment. On propose de diviser la section de poutre en deux parties : la partie fissurée qui est modélisée par une distribution linéaire de déplacement et une expression de la contrainte en fonction de l'ouverture de fissure, et la partie supérieure, non fissurée qui se comporte comme une section continue et suit la théorie des poutres. Elle est modélisée par une distribution linéaire de déformation et la relation contrainte-déformation correspondante.

Parmi les modèles existants, on peut citer un modèle récent, qui profite des résultats d'essai d'arrachement des fibres en fonction de l'ouverture de fissure afin de déterminer l'effort interne dans la partie fissurée [Armelin et Banthia 1997]. La figure I.12 montre le schéma des efforts et des contraintes sur la section fissurée. L'équilibre des forces et des moments peut être calculé à partir de l'effort induit par chaque fibre individuelle en traction (f_i) multiplié par son déplacement et de celui induit par la contrainte du béton (σ_c) dans la section non fissurée comme suit :

$$\int_0^c \sigma_c \cdot b \cdot dy + \sum_1^N f_i = 0$$

$$M_e = \int_0^c \sigma_c \cdot b \cdot y \cdot dy + \sum_1^N f_i \cdot y_i$$

Dans ce modèle, l'ouverture de fissure au niveau de chaque fibre (w_i) est liée à la distribution linéaire de fissure selon l'équation suivante :

$$w_i = \left[\frac{CMOD}{(h-c)} \right] \cdot y_i$$

où CMOD est l'ouverture de fissure en bas de section.

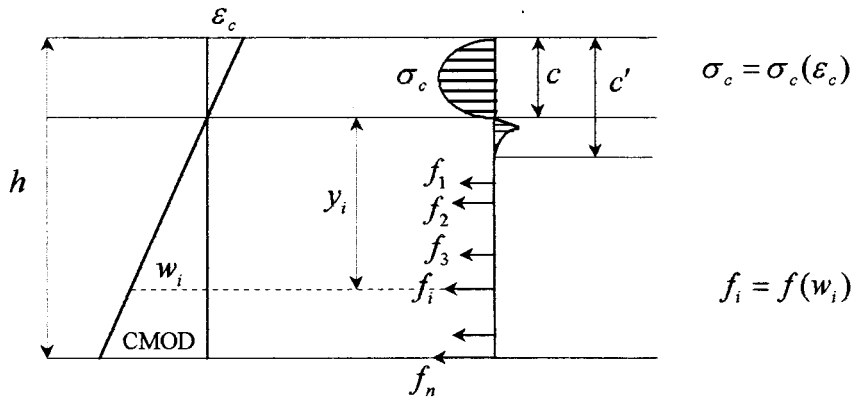


Fig. I.12 : Schéma des forces et des contraintes dans la section fissurée de la poutre d'après [Armelin et Banthia 1997]

Ce modèle est développé à partir de paramètres expérimentaux issus de la résistance d'arrachement d'une seule fibre selon plusieurs angles d'inclinaison et de la densité de distribution des fibres dans le béton. Nous n'entrons pas dans les détails, mais bien que les résultats soient satisfaisants, les expérimentations effectuées ont montré que le mécanisme d'arrachement de fibres est complexe avec une grande dispersion sur les résultats. Il est influencé par des facteurs comme l'angle d'inclinaison de la fibre par rapport à la direction de chargement, la longueur d'encastrement dans la matrice, la géométrie et la résistance du béton [Banthia et Trotier 1994]. De plus, le mode de fabrication des éprouvettes, qui consiste à disposer manuellement et en les orientant des fibres dans la matrice, ne prend pas en compte les effets liés à la mise en œuvre.

Dans une autre approche, relativement identique au modèle précédent, on utilise des résultats d'essai de traction directe sur des éprouvettes cylindriques en BFM pour définir l'effort interne dans la section fissurée [Casanova 1995]. En principe, l'essai de traction directe permet de donner une information globale intrinsèque au matériau sans effet d'échelle. Le mode de fonctionnement des éprouvettes est fondamental car l'orientation des fibres et la compacité de la matrice peuvent varier de manière importante suivant la mise en œuvre. Dans le chapitre IV, nous expliquerons en détail la méthode de Casanova, que nous avons utilisée pour notre travail.

I.10 CONCLUSIONS

Dans ce chapitre, nous avons présenté une synthèse bibliographique sur le béton de fibres métalliques.

La composition du BFM dépend de l'application industrielle visée et du choix du type et du pourcentages des fibres. Généralement, elle exige une augmentation des éléments fins

(sable et ciment) pour compenser l'ajout des fibres dans la matrice. Elle exige également une augmentation de la maniabilité du composite en ajoutant des plastifiants et de garder constant le rapport eau/ciment.

Au niveau du comportement mécanique du BFM, les études bibliographiques précisent l'effet de l'apport de fibres sur la résistance en compression, en traction, en flexion et au cisaillement. Elles montrent une augmentation de la résistance à la fatigue du matériau ainsi que le nombre de cycles avant rupture. La résistance élevée aux chocs et la grande capacité d'absorption d'énergie du BFM par rapport au béton ordinaire montrent l'efficacité de ce matériau face aux effets dynamiques et notamment sismiques.

En ce qui concerne le comportement structurel du BFM, la ductilité définie par les normes américaine, japonaise et française est un bon paramètre pour évaluer le comportement en flexion par la mesure de l'énergie absorbée.

Au niveau du dimensionnement des structures en BFM, les différentes méthodes analytiques de modélisation du comportement d'une poutre en flexion simple ont été rappelées. Parmi ces méthodes, celle de Casanova est bien adaptée à notre travail. Elle utilise des résultats d'essai de traction qui permettent de définir l'effort interne dans la section fissurée en fonction de l'ouverture de fissure.

Dans notre étude, nous utiliserons la démarche suivante :

- Dans un premier temps, on caractérise le comportement du béton de fibres métalliques par une étude comparative, d'abord à l'échelle du matériau avec les essais de compression et de traction sur des cylindres, ensuite à l'échelle de la structure avec les essais de flexion sur des prismes. Le paramètre de ductilité est évalué pour déterminer l'efficacité de chaque fibre selon le domaine de déformation. Ceci a pour but d'utiliser les fibres plus efficaces avec la géométrie et le dosage favorables pour notre application. Pour cela, il est nécessaire de choisir des fibres qui donnent au béton une résistance suffisante dans le domaine des grandes déformations ainsi qu'une capacité élevée d'absorption d'énergie.
- Dans l'étape suivante, les essais en flexion alternée de pieux en béton de fibres et en béton armé nous permettent d'étudier leur comportement dans les régions sismiques au niveau de la résistance, la ductilité et l'énergie absorbée.
- Enfin, une méthode de dimensionnement des éléments de structure en BFM a été développée pour simuler le comportement des poutres fléchies en section circulaire fissurée en flexion composée. Les résultats expérimentaux obtenus à partir des essais des pieux précontraints ou non précontraints sont utilisés pour valider la méthode.

CHAPITRE II

CARACTERISATION DES FIBRES METALLIQUES

II.1 INTRODUCTION

Le béton de fibres métalliques (BFM) est connu pour avoir la potentialité de résister à un chargement dynamique. L'ajout de fibres dans le béton augmente sa capacité d'absorption d'énergie de 15 à 40 fois. Cela dépend du dosage, du type, de l'élanement (l/d), et de la résistance en traction des fibres. Les fibres peuvent améliorer la résistance en flexion jusqu'à 50 pour-cent. Elles augmentent la résistance au cisaillement, à la fissuration et à l'éclatement. L'utilisation d'un tel matériau est excellente dans les structures soumises au chargement dynamique d'un séisme.

L'objectif de ce chapitre est de présenter le comportement mécanique des fibres métalliques dans le béton afin de choisir les mieux adaptées à notre application. Il faut toutefois s'assurer que les bétons, avec le type de fibre choisi, peuvent satisfaire à certaines conditions :

- a) confirmer des résistances suffisantes du matériau composite à la compression, à la traction et à la flexion.
- b) avoir une grande capacité d'absorption d'énergie afin de pouvoir se déformer sous l'effet du chargement de type sismique.
- c) avoir un comportement ductile jusqu'aux grandes déformations imposées par les séismes.

Pour cela, trois types de fibres métalliques à dosages différents sont examinés parmi les plus utilisées dans le marché des fibres, ainsi qu'une nouvelle fibre bi-ondulée. Environ 140 éprouvettes réalisées pour les essais de compression, traction par fendage et flexion nous permettent de bien caractériser le comportement du béton renforcé par les fibres utilisées. Une analyse est effectuée pour les essais en flexion avec les indices de ténacité de la norme ASTM et la résistance équivalente de la norme japonaise sur des prismes $15 \times 15 \times 60$ cm, la ductilité de la norme française sur des prismes $14 \times 14 \times 56$ cm et l'énergie absorbée sur des éprouvettes de type dalle circulaire $\varnothing 60 \times 10$ cm. Elle permet de connaître le comportement post-fissuration des BFM au niveau de la capacité d'absorption d'énergie et de la ductilité apportée par les fibres testées.

Les fibres choisies à dosages convenables seront ensuite utilisées pour les essais des pieux en vraie grandeur soumis à un chargement simulant l'action sismique [Madhkhan et Buyle-Bodin 1998]. Le but recherché étant le remplacement des cages d'armatures par les fibres dans les pieux utilisés dans les régions sismiques. Ensuite, une modélisation des pieux sera réalisée en utilisant la loi de comportement du BFM et sera discutée au chapitre IV.

II.2 FIBRES RETENUES POUR CETTE ETUDE

Devant la grande variété de fibres, on retient trois fibres métalliques parmi les plus utilisées pour le renforcement des bétons. De plus, une nouvelle fibre est étudiée qui n'existe pas encore sur le marché.

II.2.1 Fibres bi-ondulées

Ce sont des nouvelles fibres qui ont été récemment développées par la société Solfibres. Elles font l'objet de recherche et ne sont pas encore commercialisées. Elles sont réalisées en fil d'acier tréfilé de résistance élevée. La contrainte de rupture en traction de l'acier est de 1500 MPa. L'ancrage fibre-matrice est obtenu par des ondulations dans deux plans perpendiculaires avec des longueurs d'onde différentes. La longueur et le diamètre des fibres sont respectivement de 45 mm et de 1 mm.

II.2.2 Fibres ondulées dans un plan

Il s'agit de fibres ondulées sur toute la longueur en acier tréfilé à teneur en carbone inférieure à 0,15% et fabriquées par Eurosteel. L'adhérence béton-fibres est obtenue par des ondulations uniformément réparties dans un plan sur toute la longueur de la fibre. Dans cette étude, on utilise deux types de fibres à élancement différent de 45/0,8 et 50/1 (respectivement 45 et 50 mm de longueur, 0,8 et 1 mm de diamètre).

Les caractéristiques de la fibre de type 1 (45/0,8) sont :

- ondulée dans un plan
- longueur d'onde - 8 mm
- amplitude d'onde - 0,65 mm
- longueur de fibre - 45 mm
- diamètre de fibre - 0,8 mm
- résistance en traction de l'acier - 1000 MPa

Les caractéristiques de la fibre de type 2 (50/1) sont :

- ondulée dans un plan
- longueur d'onde - 8 mm
- amplitude d'onde - 0,65 mm
- longueur de fibre - 50 mm
- diamètre de fibre - 1 mm
- résistance en traction de l'acier - 1500 MPa

II.2.3 Fibres à crochets

Ces fibres en acier tréfilé étiré à froid ayant une résistance à la traction minimale de 1000 MPa, ont un diamètre de 1 mm, et une longueur de 50 mm. Elles sont utilisées séparées

dans notre étude, mais sont en général livrées collées par petites plaquettes de 10 à 30, ce qui facilite considérablement leur incorporation dans le béton et le malaxage. Le crochet développe progressivement un ancrage, puis dissipe de l'énergie par sa plastification ainsi que par frottement à l'interface avec la matrice [Chanvillard 1992].

II.2.4 Fibres à têtes d'ancrage (Twincone)

Ces fibres en acier tréfilé sont développées par Eurosteel. Elles se différencient par leur capacité à développer très tôt un ancrage, donc à limiter la chute d'effort post-fissuration. L'angle d'inclinaison des têtes (60°) a été choisi pour permettre un confinement du béton. L'acier se déforme entre les deux têtes d'ancrage jusqu'à rupture du fil. Cette rupture peut être systématique avec des matrices de bonne qualité. Ces fibres sont fabriquées en acier ayant une résistance à la rupture en traction de 1200 MPa minimum, de diamètre 1 mm et de longueur 54 mm.

II.3 COMPOSITION DU BETON DE FIBRES

La composition du béton pour différents types de fibres a été reportée dans le tableau II.1. Les courbes granulométriques respectent le fuseau préconisé par la société Solfibres et appliqué pour les essais sur les pieux (Fig. II.1).

Le ciment utilisé est de type CPJ-55 pour les bétons de fibres ondulées et bi-ondulées et de type CPA et CLC pour les bétons de fibres à crochets et Twincone. Le superplastifiant utilisé est de type EUROFLOW 345. Afin d'améliorer l'homogénéité du mélange fibres-matrice, il est nécessaire de bien contrôler le dosage en plastifiant. L'ouvrabilité du béton pour toutes les fibres a été mesurée par le cône d'Abrams en cm avant et après ajout du superplastifiant (tableau II.2). L'ouvrabilité de BFM doit être normalement entre 16 et 19 cm, mais dans le cas des fibres bi-ondulées, le mélange du béton a été surdosé en superplastifiant en raison de problèmes techniques. Toutefois, nous n'avons pas constaté de ségrégation du béton dans ce cas extrême.

Type de fibres (Longueur/ Diamètre, mm)	Dosage (kg/m ³)	Ciment CPJ (kg)	Eau (kg)	Super- plastifiant (%)	Sable 0/5 mm (kg)	Gravillon 0/16 (kg)	Sable
							Gravillon
Bi-ondulée (45/1)	30	400	190	1.2	840	1700	0.49
	45	400	190	1.2	840	1700	0.49
	60	400	190	1.2	840	1700	0.49
Ondulée-1 (45/0.8)	30	350	190	1.1	840	1700	0.49
	40	350	190	1.1	840	1700	0.49
Ondulée-2 (50/1)	30	350	190	1.1	840	1700	0.49
	40	350	190	1.1	840	1700	0.49
A crochets (50/1)	40	350	168	1.0	768	1848	0.42
Twincone (54/1)	40	400	190	0.8	885	1695	0.52
	50	400	190	0.8	885	1695	0.52

Tableau II.1 : Composition des bétons de fibres

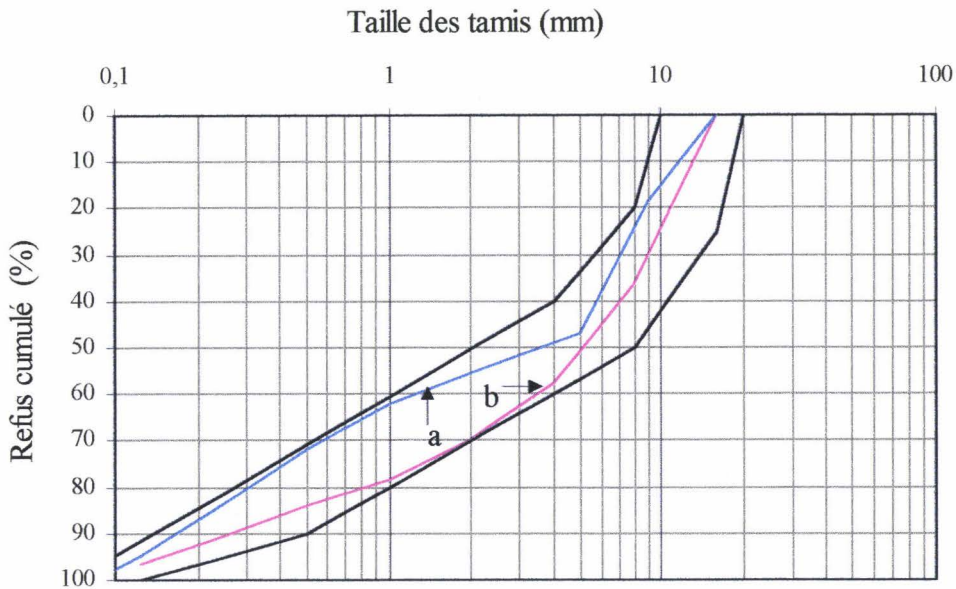


Fig. II.1 : courbes granulométriques du béton et fuseau préconisé par Solfibres (a) béton de fibres ondulées et bi-ondulées ; (b) béton de fibres Twincone

Type de fibres (Longueur/ Diamètre, mm)	Dosage (kg/m ³)	Béton blanc	Béton de fibres plastifié
Bi-ondulée (45/1)	30	4.2	22.0
	45	5.1	23.7
	60	6.3	22.2
Ondulée-1 (45/0.8)	30	5.5	17.6
	40	5.5	16.1
Ondulée-2 (50/1)	30	6.3	17.8
	40	6.3	18.3
A crochets (50/1)	40	3.0	19.0
Twincone (54/1)	40	4.5	17.5
	50	4.5	18.4

Tableau II.2 : Affaissement moyen du béton au cône d'Abrams en cm.

II.4 FABRICATION DU BETON DE FIBRES

Le béton de fibres a été fabriqué à l'I.U.T. de Béthune avec une centrale de type Skako. Le malaxeur utilisé est de type à train valseur. Sa capacité est de 250 litres. Le Béton est fabriqué en une gâchée de 140 litres pour chaque dosage de fibres. Le mode opératoire est le suivant :

- humidification des parois, des pales et du fond de cuve du malaxeur avec 0,5 litre d'eau,
- pesage automatique des matériaux,
- introduction des granulats dans le malaxeur,

- malaxage à sec pendant 20 s,
- adjonction du ciment,
- malaxage pendant 1 min,
- introduction de l'eau de gâchage,
- malaxage pendant 2 min,
- mesure de l'ouvrabilité du béton blanc (slump test),
- intégration simultanée manuelle des fibres et du fluidifiant (3 min environ),
- malaxage pendant 3 min,
- arrêt du malaxeur,
- mesure de l'ouvrabilité du béton renforcé de fibres (slump test),
- remplissage des moules.

II.5 MISE EN OEUVRE DES EPROUVETTES ET ESSAIS MECANIQUES

Le programme d'essai sur des éprouvettes prismatiques et cylindriques avec des dosages différents de fibres est décrit au tableau II.3. Les éprouvettes cylindriques de compression ont été mises en œuvre selon la norme française P18-404. Les prismes 15×15×60 cm ont été coulés selon les recommandations de la norme japonaise JCI-SF2 et le béton a été compacté à l'aide d'une aiguille vibrante appliquée sur la paroi extérieure du moule pendant 15 seconds environ. Les prismes 14×14×56 cm ont été mis en œuvre selon la NF P18-409. Nous avons également coulé des dalles circulaires Ø60 ×10 pour certaines fibres. Ce genre d'éprouvette nous permet d'observer le comportement du matériau quand des fibres sont réparties aléatoirement dans un plan horizontal. Toutes les éprouvettes ont été conservées sous film plastique en atelier à une température oscillant entre 16 et 20°C.

II.5.1 Résultats et analyse des essais de compression

Les essais sur le béton de nouvelles fibres bi-ondulées ont été conduits en enregistrant les courbes complètes à l'aide d'un extensomètre. Ceci permet de caractériser le comportement du matériau en plus de sa résistance ultime. Les essais de compression ont été réalisés sur la presse INSTRON 8500 (charge maximale 5000 kN) asservie en déplacement avec une vitesse de déformation constante de 0,3 mm/min.

Dans le tableau II.4, la résistance en compression correspond à la moyenne sur trois essais à l'âge de 28 jours. Les résultats montrent que l'ajout de 30, 45 et 60 kg/m³ de fibres bi-ondulées dans le béton augmente la résistance en compression de 8,6 , 10,6 et 14% respectivement par rapport à celle du béton témoin. De plus, il y a une augmentation de la déformation correspondant à la contrainte maximale, et une différence maximale de 2,8% au niveau du module d'élasticité.

La photo II.1a montre le genre de rupture du BFM en compression. Malheureusement, les courbes complètes contrainte-déformation n'ont été obtenues que 2 fois, à cause des déplacements dans le sens contraire causés par le gonflement des échantillons après fissuration. Pour éviter ce phénomène, il faudrait changer les capteurs de déplacement de portée 10 centimètres par d'autres plus écartés.

Type de fibres (Longueur/ Diamètre, mm)	Dosage en fibres (kg/m ³)	Nombre d'éprouvettes	Eprouvettes	Dimensions (cm)	Nature d'essai
Bi-ondulées (45/1)	30	4	Prisme h×b×l	15×15×60	flexion 4 points flexion 4 points compression fendage
		2	Prisme h×b×l	14×14×56	
		3	Cylindre Ø×h	16×32	
		3	Cylindre Ø×h	16×32	
Bi-ondulées (45/1)	45	4	Prisme h×b×l	15×15×60	flexion 4 points flexion 4 points compression fendage
		2	Prisme h×b×l	14×14×56	
		3	Cylindre Ø×h	16×32	
		3	Cylindre Ø×h	16×32	
Bi-ondulées (45/1)	60	4	Prisme h×b×l	15×15×60	flexion 4 points flexion 4 points compression fendage
		2	Prisme h×b×l	14×14×56	
		3	Cylindre Ø×h	16×32	
		3	Cylindre Ø×h	16×32	
Ondulée-1 (45/0,8)	30	6	Prisme h×b×l	15×15×60	flexion 4 points flexion au centre compression fendage
		2	Dalle Ø×h	60×10	
		5	Cylindre Ø×h	16×32	
		3	Cylindre Ø×h	16×32	
Ondulée-1 (45/0,8)	40	6	Prisme h×b×l	15×15×60	flexion 4 points flexion au centre compression fendage
		2	Dalle ronde Ø×h	60×10	
		5	Cylindre Ø×h	16×32	
		3	Cylindre Ø×h	16×32	
Ondulée-2 (50/1)	30	6	Prisme h×b×l	15×15×60	flexion 4 points flexion au centre compression fendage
		2	Dalle ronde Ø×h	60×10	
		5	Cylindre Ø×h	16×32	
		3	Cylindre Ø×h	16×32	
Ondulée-2 (50/1)	40	6	Prisme h×b×l	15×15×60	flexion 4 points flexion au centre compression fendage
		2	Dalle ronde Ø×h	60×10	
		5	Cylindre Ø×h	16×32	
		3	Cylindre Ø×h	16×32	
A crochets (50/1)	40	6	Prisme h×b×l	15×15×60	flexion 4 points flexion au centre compression fendage
		2	Dalle ronde Ø×h	60×10	
		3	Cylindre Ø×h	16×32	
		3	Cylindre Ø×h	16×32	
Twincone (54/1)	40	3	Prisme h×b×l	15×15×60	flexion 4 points compression fendage
		4	Cylindre Ø×h	16×32	
		5	Cylindre Ø×h	16×32	
Twincone (54/1)	50	3	Prisme h×b×l	15×15×60	flexion 4 points compression fendage
		4	Cylindre Ø×h	16×32	
		3	Cylindre Ø×h	16×32	

Tableau II.3: Caractéristiques des éprouvettes et essais envisagés sur le béton de fibres métalliques

La figure II.2 montre l'allure de la courbe contrainte-déformation du béton de fibres bi-ondulées (45 kg/m^3) en comparaison avec celle du béton témoin. On voit que l'ajout des fibres cause une légère augmentation de la résistance à la compression. On constate également que la déformation enregistrée au pic de contrainte est nettement plus importante que celle du béton blanc. Ceci s'explique par l'action de couture des fibres à travers la macrofissure.

Teneur en fibres (kg/m^3)	Résistance moyenne en compression f_{c28} (MPa)	Ecart type (MPa)	Module moyen d'élasticité (MPa)	Déformation moyenne à la charge maximale
00	38.6	-	34000	0.00186
30	41.9	3.50	33033	0.00211
45	42.6	3.21	33611	0.00237
60	44.0	1.71	34000	0.00243

Tableau II.4: Essais asservis en compression sur le béton de fibres bi-ondulées

Les essais de compression sur le béton renforcé par les autres types de fibres utilisées ont été réalisés classiquement avec une presse hydraulique de 3000 kN, à commande manuelle avec une vitesse constante de 600 kN/min. Les valeurs de l'effort maximal et la contrainte correspondante en compression ont été enregistrées. Les résultats des essais reportés dans le tableau II.5 correspondent à la moyenne sur 3 à 5 essais. On constate une augmentation de la résistance en compression de 10 à 22% pour le type de fibres ondulées à l'éclatement 50/1 par rapport à celui de 45/0,8. De plus, la résistance en compression dans cette série d'essais est plus élevée par rapport à celle donnée sur le béton de fibres bi-ondulées (tableau II.4), mais la différence de mode d'asservissement peut expliquer cet écart.

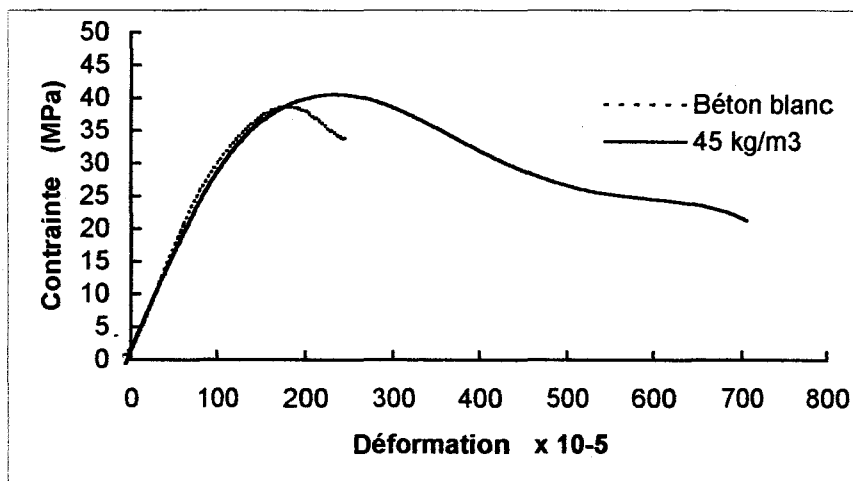


Fig. II.2: Diagramme contrainte-déformation des essais en compression du béton de Fibres bi-ondulées

Type de fibres	Longueur/ Diamètre (mm)	Teneur en fibres (kg/m ³)	âge (jours)	Résistance moyenne à la compression (MPa)	Ecart-type S _{n-1} (MPa)
Sans fibres	-	00	102	47.70	0.85
Ondulée-1	45/0.8	30	102	45.78	1.40
Ondulée-1	45/0.8	40	102	43.20	1.90
Ondulée-2	50/1	30	99	50.36	1.43
Ondulée-2	50/1	40	99	52.70	1.32
A crochets	50/1	40	102	49.04	0.64
Twincone	54/1	40	95	46.30	5.78
Twincone	54/1	50	95	39.72	4.20

Tableau II.5: Essais non asservis en compression

II.5.2 Essai de traction par fendage

Les essais de traction par fendage ont été effectués soit sur la presse asservie INSTRON 8500, soit sur la presse hydraulique de 3000 kN, avec une vitesse constante de 200 kN/min. La résistance en traction est déterminée à partir de la formule suivante:

$$f_{fj} = 2P / \pi\Phi L$$

avec: P : charge maximale
 Φ : diamètre (16 cm)
 L : longueur (32 cm)

Le mode de rupture des cylindres en traction par fendage est vertical au sens de la charge appliquée comme le montre la photo II.1b. Les résultats des essais correspondant à la moyenne sur 3 éprouvettes sont reportés dans le tableau II.6. On constate que les meilleurs résultats appartiennent au béton renforcé par des fibres à ancrage à leurs extrémités (à crochets et Twincone). On constate également que dans la plupart des cas, le dosage de fibres a une influence directe sur l'augmentation de la résistance en traction.

Type de fibre	Longueur/ Diamètre (mm)	Teneur en fibres (kg/m ³)	âge (jours)	Résistance en traction par fendage f_{fj} (MPa)	Ecart-type S _{n-1} (MPa)
Sans fibres	-	-	28	3.86	-
Bi-ondulée	45/1	30	28	3.28	0.25
Bi-ondulée	45/1	45	28	3.75	0.21
Bi-ondulée	45/1	60	28	3.56	0.09
Ondulée-1	45/0.8	30	111	3.39	0.45
Ondulée-1	45/0.8	40	111	3.69	0.30
Ondulée-2	50/1	30	108	3.61	0.49
Ondulée-2	50/1	40	108	3.69	0.32
A crochets	50/1	40	111	4.18	0.34
Twincone	54/1	40	97	4.07	0.34
Twincone	54/1	50	97	4.65	0.07

Tableau II.6: Essais de traction par fendage sur les éprouvettes cylindriques Ø16x32

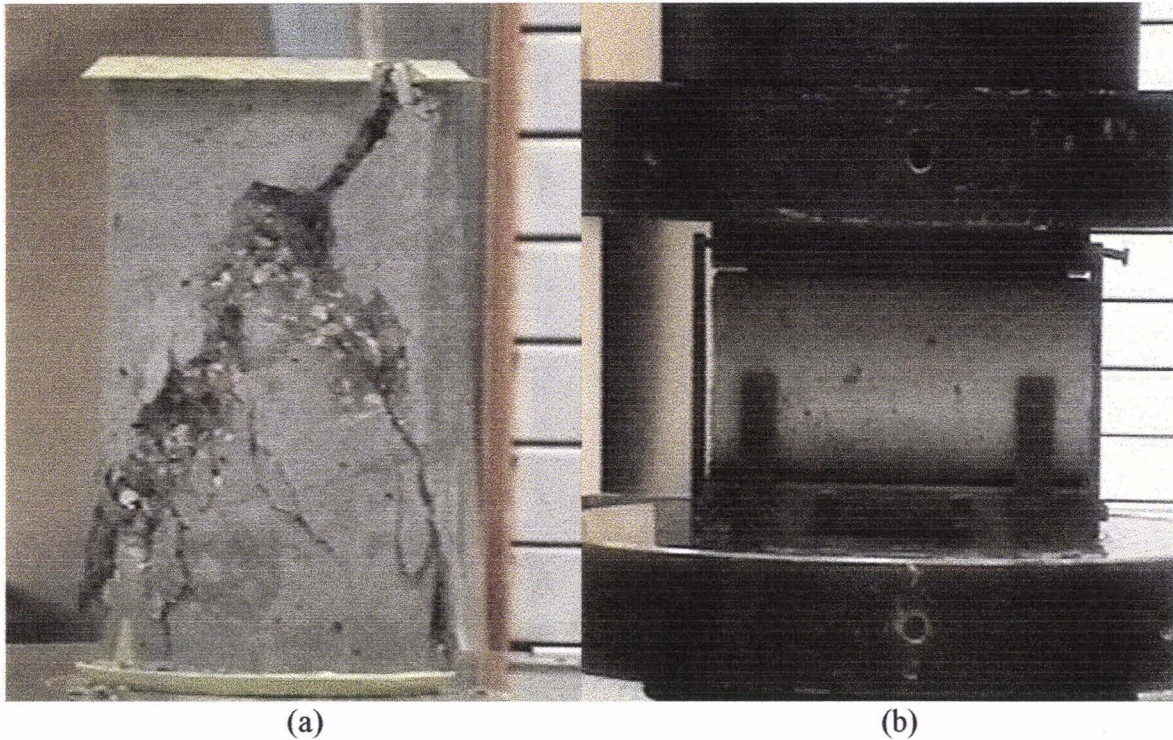


Photo II.1 : Essais sur les éprouvettes cylindriques (a) mode de rupture du béton de fibres en compression (b) essai de traction par fendage

II.5.3 Essai de traction par flexion

L'essai de flexion a été réalisé sur trois types d'éprouvettes. Des prismes de dimensions $15 \times 15 \times 60$ cm et $14 \times 14 \times 56$ cm sont testés en flexion quatre points qui assure une zone de moment fléchissant constante. Les essais sur des dalles circulaires $\varnothing 60 \times 10$ nous permettent de caractériser le béton de fibres pour des structures de type dallage. Dans les paragraphes suivants on présente le montage expérimental et les résultats acquis des essais sur ces trois types d'éprouvettes en flexion.

II.5.3.1 Essai des prismes $15 \times 15 \times 60$ cm et analyse des résultats

La configuration de l'essai est décrite figure II.3. Ces essais ont été réalisés avec une machine à asservissement hydraulique INSTRON 8500 d'une capacité maximale de 250 kN (Photo II.2a). La poutre est posée sur deux appuis fixés sur une poutrelle métallique. Un capteur de déplacement pointé au centre de l'éprouvette est fixé sur une barre métallique. Cette dernière repose sur des axes au dessus des appuis afin d'éviter les défauts de mesure dus à leur éventuel tassement. La courbe charge-flèche est enregistrée par un ordinateur pendant l'application du chargement à déplacement contrôlé avec une vitesse de déplacement de 0,5 mm/min. Les essais ont été prolongés jusqu'à obtenir 3,5 mm de flèche.

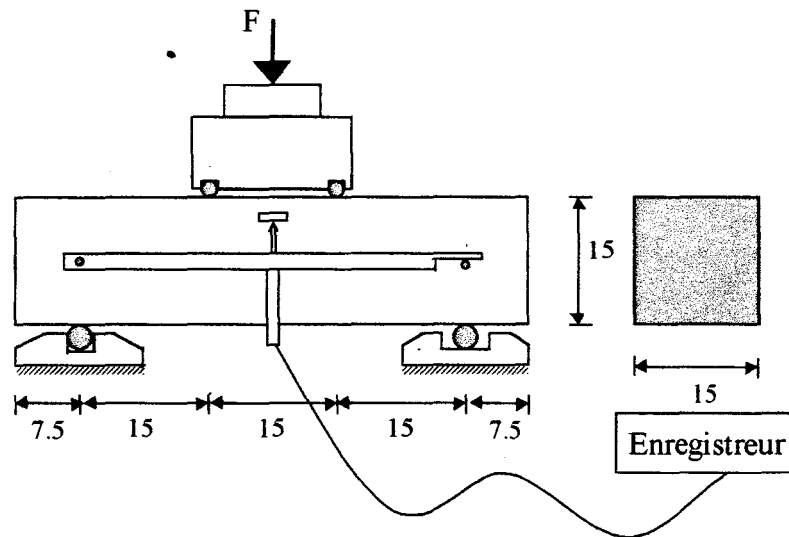


Fig. II.3 : Schéma de l'essai de flexion 4 points sur les prismes 15×15×60 cm

Les valeurs mesurées sont la charge (F) et la flèche au centre de prisme (d). La contrainte en traction au moment de la fissuration est calculée à partir de la formule suivante :

$$f_t = \frac{F_{fiss} \cdot L}{b \cdot h^2} \cdot 10^{-3}$$

- f_t : contrainte en traction par flexion (MPa)
- F_{fiss} : charge à la fissuration de la matrice (kN)
- L : portée de l'échantillon (m)
- b : largeur de l'échantillon (m)
- h : hauteur de l'échantillon (m)

Sauf quelques cas de fissuration multiple, dans la plupart des essais, nous avons observé une seule fissure principale dans la zone entre les deux points de chargement dans laquelle le moment est constant (Photo II.2b). L'examen des surfaces de ruptures des prismes a révélé :

- une homogénéité de distribution de fibres dans la surface rompue de la plupart des prismes,
- une différence importante du nombre de fibres dans la surface rompue pour les prismes de même dosage,
- quelques fois une légère tendance des fibres à se grouper,
- peu de fibres cassées pour les fibres ondulées, bi-ondulées et à crochets et plus de fibres cassées pour les fibres Twincone.

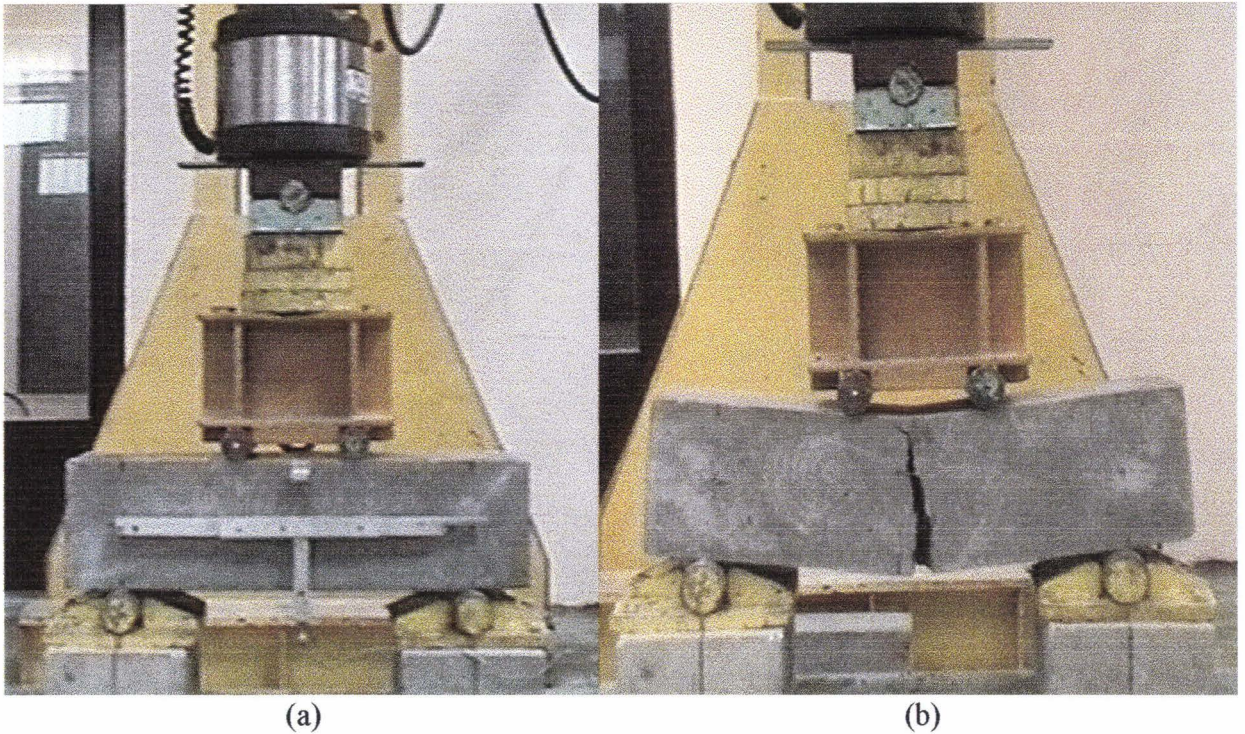


Photo II.2 : Asservissement de l'essai de flexion sur les prismes 15×15×60 cm (a) montage expérimental (b) localisation de la fissure

Les résultats des essais de flexion sur les prismes 15×15×60 cm pour différents types et dosages de fibres ont été reportés dans le tableau II.7. Les courbes charge-flèche enregistrées ont été également reportées dans l'annexe I.

La résistance en flexion à la première fissuration dépend de la matrice. Il apparaît que l'effet des fibres intervient seulement dans le comportement post-fissuration, quand l'éprouvette est suffisamment déformée (c'est-à-dire quand l'adhérence fibre-matrice est suffisamment mobilisée). L'influence du type et du dosage de fibres sur le comportement du béton au-delà de la limite élastique est prise en compte par le degré de ductilité du matériau, c'est-à-dire sa capacité à se déformer sous l'effet d'une contrainte en absorbant de l'énergie. Pour cela, les résultats expérimentaux sont interprétés par deux méthodes différentes. La norme ASTM présente les indices de ténacité qui sont théoriquement indépendants de la dimension des éprouvettes ; la norme japonaise JSCE-SF4 donne les valeurs absolues de ténacité en fonction de la géométrie des éprouvettes.

La valeur de l'énergie absorbée selon les normes japonaises est l'aire située sous la courbe charge-flèche en flexion jusqu'à une déflexion égale à 3 mm ($1/150^{\text{ème}}$ de la portée). De plus, les valeurs de la résistance équivalente en flexion, définie par les normes japonaises ont été également calculées et reportées dans le tableau II.7.

La norme ASTM préfère utiliser le test de flexion 4 points sur des prismes avec une dimension standard de 10×10×35 cm. Mais certains auteurs ont testé des éprouvettes ayant des dimensions plus grandes afin de diminuer les effets secondaires de l'effort tranchant [Johnston et Skarendahl 1992]. Les résultats présentés dans cette étude correspondent à des dimensions

de prismes de 15×15×60 cm selon la norme japonaise JCI-SF2. De plus, afin d'évaluer les effets des différents types de fibres sur le comportement du béton dans le domaine des grandes déformations, les indices de ténacité I_{50} et I_{100} sont également calculés en plus des indices I_5 , I_{10} et I_{30} recommandés par la norme.

Afin de comparer les résultats expérimentaux sur les prismes 15×15×60 cm, les courbes charge-flèche moyennes ont été présentées figures II.4, II.6 et II.8 pour trois catégories de dosage de fibres respectivement 30, 40 et 45, 50 et 60 kg/m³. De même, les figures II.5, II.7 et II.9 renseignent qualitativement sur la variation de leurs indices de ténacité.

Type de fibre	Age (jours)	Dosage (kg/m ³)	F _{fiss} (kN)	d _{max} (mm)	F _{max} (kN)	f _t (MPa)	f _{max} (MPa)	Energie 1/150L (N.m)	Résist. équiv. (MPa)	Masse Vol. (kg/m ³)
Bi-ondulée (45/1)	28	30	36.40	0.058	36.40	4.81	4.81	61.23	2.66	2400
Bi-ondulée (45/1)	28	45	36.70	0.063	36.7	4.88	4.88	67.61	2.95	2377
Bi-ondulée (45/1)	28	60	31.30	0.060	33.30	4.14	4.14	81.7	3.60	2389
Ondulée-1 (45/0.8)	102	30	34.20	0.062	34.20	4.53	4.53	53.16	2.32	2409
Ondulée-1 (45/0.8)	102	40	30.98	0.062	30.98	4.01	4.07	51.97	2.27	2368
Ondulée-2 (50/1)	104	30	36.04	0.063	36.04	4.73	4.73	53.27	2.34	2425
Ondulée-2 (50/1)	104	40	35.03	0.062	35.03	4.61	4.61	64.70	2.84	2455
A crochets (50/1)	99	40	32.47	0.050	32.47	4.33	4.33	52.6	2.34	2311
Twincone (54/1)	80	40	32.82	0.057	34.57	4.25	4.48	57.93	2.51	2343
Twincone (54/1)	80	50	35.96	0.050	46.02	4.69	6.09	87.70	3.86	2357

Tableau. II.7 : Résultats des essais en flexion des prismes 15×15×60 cm sur différents types et dosages de fibres

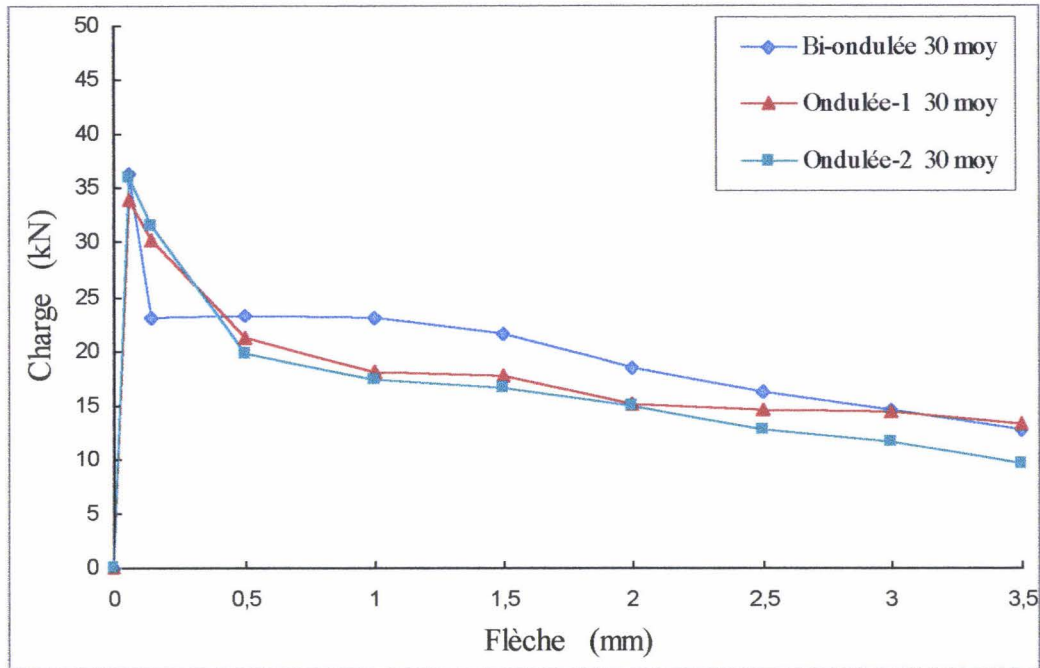


Fig. II.4: Courbes charge-flèche des essais de flexion sur des prismes 15×15×60 cm pour trois types de béton de fibres dosées à 30 kg/m³

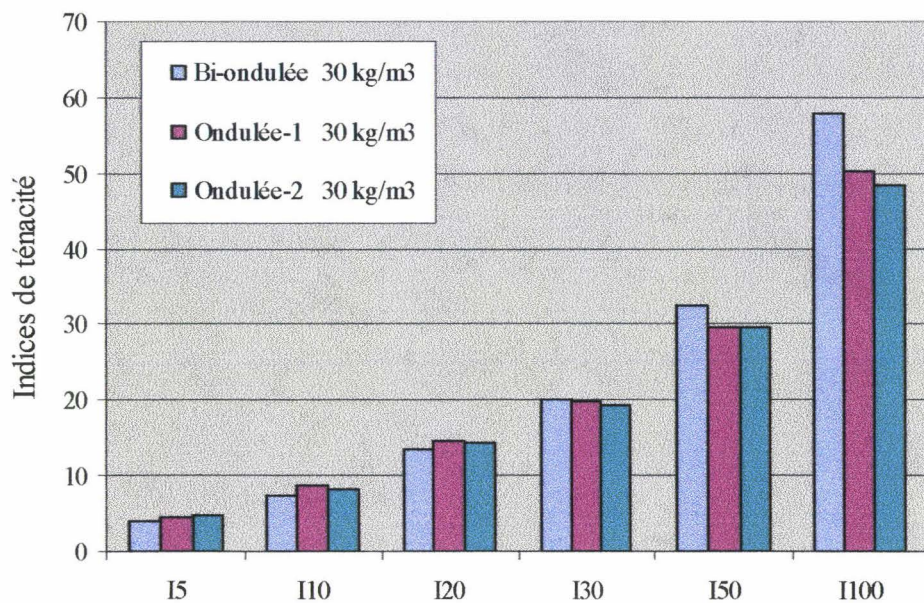


Fig. II.5: Influence des 3 types de fibres dosées à 30 kg/m³ sur la ténacité du béton (pour des prismes 15×15×60 cm)

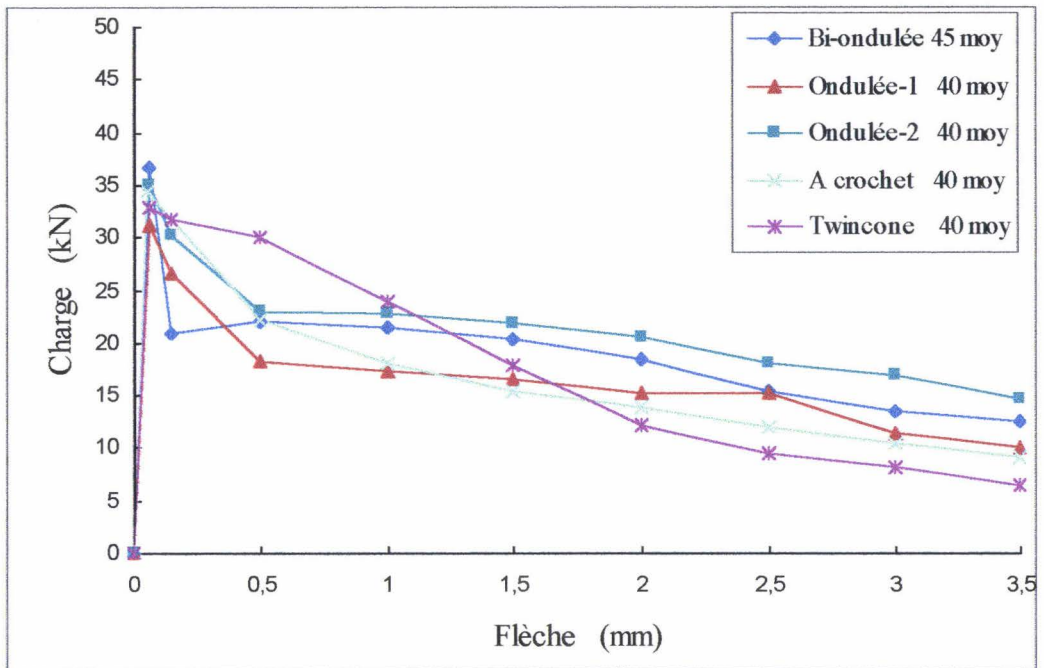


Fig. II.6: Courbes charge-flèche des essais de flexion sur des prismes 15×15×60 cm pour cinq types de fibres dosées à 40 et 45 kg/m³

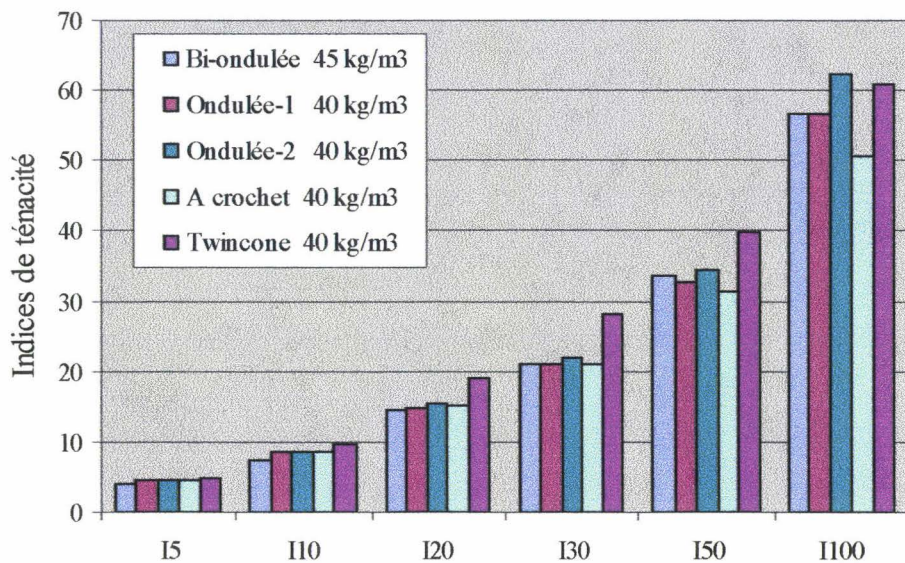


Fig. II.7: Influence des cinq types de fibres dosées à 40 et 45 kg/m³ sur la ténacité du béton (pour des prismes 15×15×60 cm)

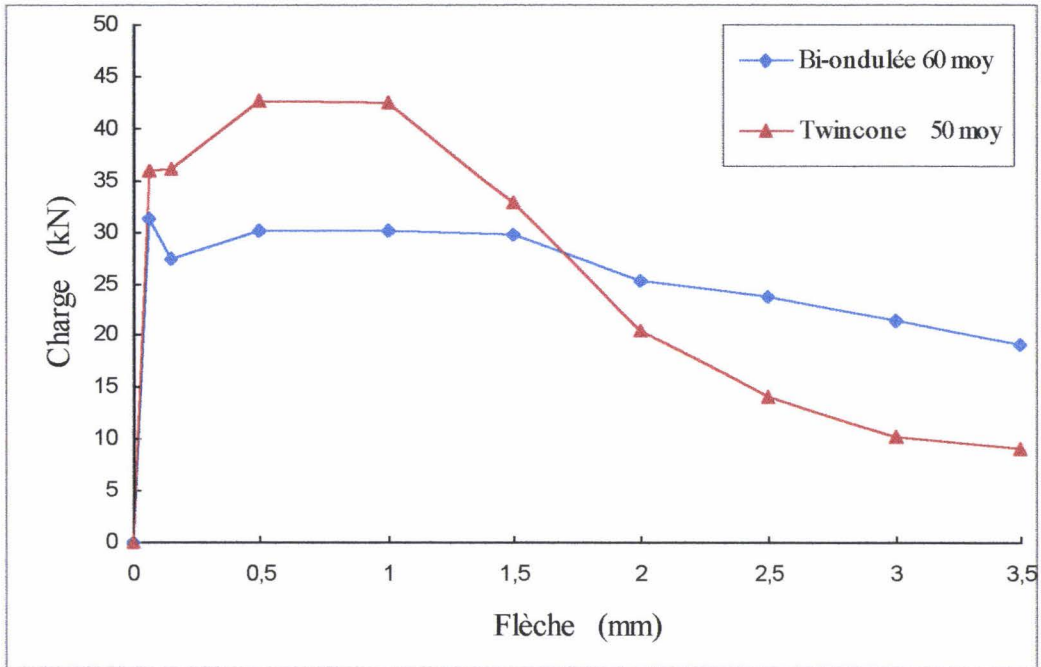


Fig. II.8: Courbes charge-flèche des essais de flexion sur des prismes 15×15×60 cm pour deux types de fibres dosées à 50 et 60 kg/m³

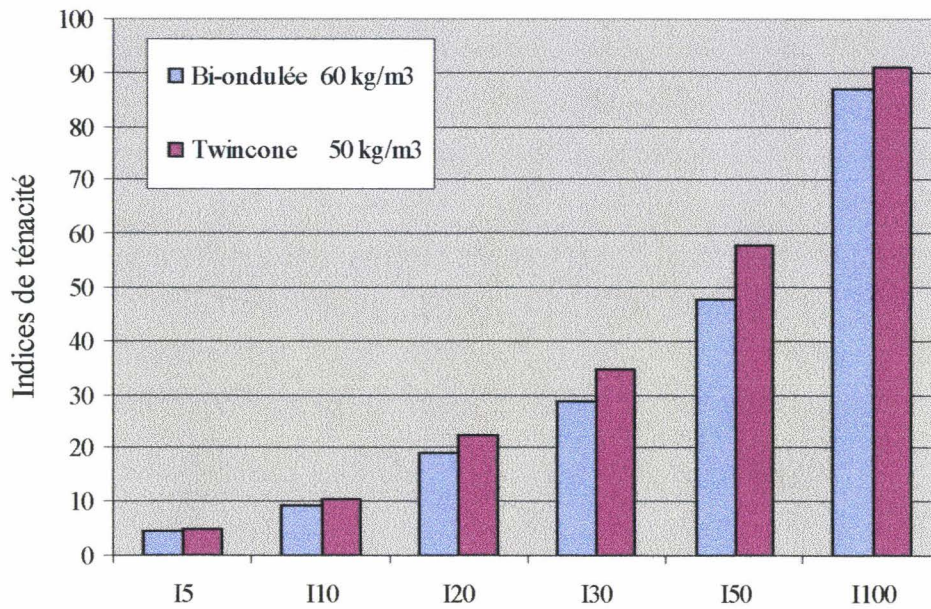


Fig. II.9: Influence des deux types de fibres dosées à 50 et 60 kg/m³ sur la ténacité du béton (pour des prismes 15×15×60 cm)

Influence du type de fibres

Le type de fibres est un facteur important qui influence le comportement post-fissuration des BFM. La figure II.10 montre un exemple d'enregistrements de courbes charge-flèche de prismes $15 \times 15 \times 60$ cm pour quatre types de fibres. Leur examen nous permet de connaître le comportement des fibres dans le béton.

La fibre Twincone, grâce à son ancrage total quasi-indéformable obtenu à chaque extrémité par un tronc de cône de 60° d'ouverture, est mobilisée très tôt après la rupture de la matrice. Ainsi, elle contrôle immédiatement la fissure en limitant son ouverture et sa propagation. Ce comportement se traduit souvent par une reprise et une montée de l'effort sur le diagramme charge-flèche après la chute de la charge suite à la fissuration du béton comme le montre la figure II.10. Ceci est également observable sur les résultats de charge maximale en flexion F_{\max} (tableau II.7). Cette dernière pour 40 et 50 kg/m^3 de fibres est respectivement de l'ordre de 6% et 30% plus grande que la résistance à la première fissuration, tandis que ces deux valeurs restent pratiquement les mêmes pour trois autres types de fibres testées.

Dans le cas des fibres ondulées et bi-ondulées, l'adhérence béton-fibres est obtenue par des ondulations uniformément réparties sur toute la longueur de la fibre. On constate qu'il y a une chute d'effort post-fissuration plus importante avec une pente moins rapide sur les diagrammes charge-flèche des fibres ondulées par rapport aux fibres bi-ondulées (Fig. II.4 et II.6). Ceci explique également les indices de ténacité plus élevés pour les faibles déformations et moins élevés pour les déformations plus élevées (Fig. II.5 et II.7). L'avantage des nouvelles fibres bi-ondulées est de permettre de grandes déformations en conservant la résistance du matériau (Fig. II.10).

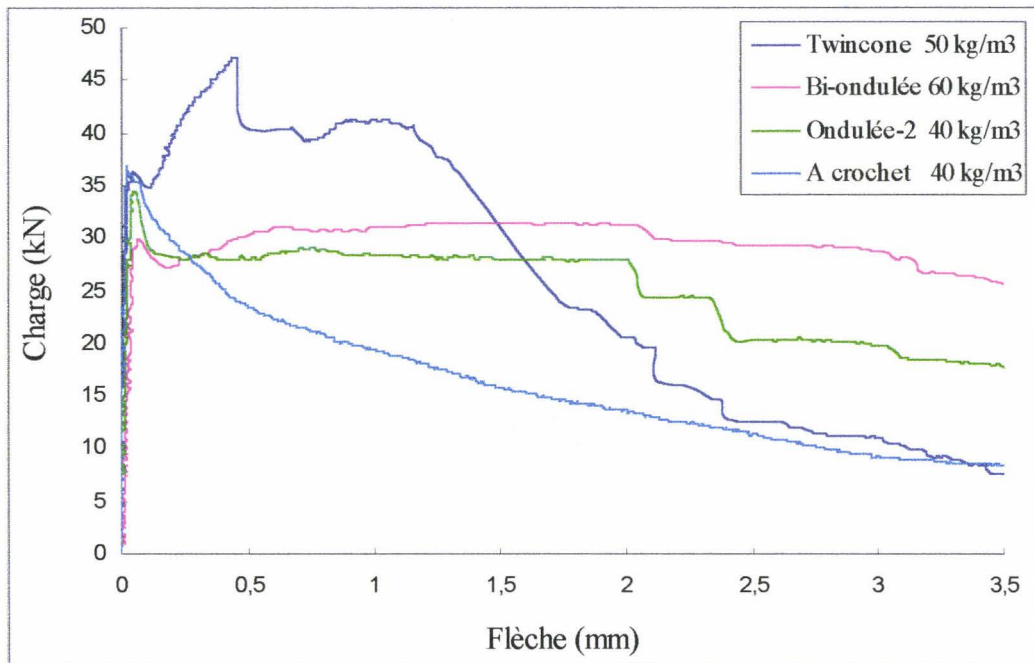


Fig. II.10: Exemple des courbes charge-flèche enregistrées des essais de flexion sur des prismes $15 \times 15 \times 60$ cm pour quatre types de fibres utilisées

En ce qui concerne les fibres à crochets, le fonctionnement dans le béton est assuré par les crochets à leurs extrémités. Ils fonctionnent progressivement comme un ancrage après la fissuration du béton. La dissipation d'énergie est effectuée par deux phénomènes, d'abord la plastification des crochets jusqu'à l'arrachement de l'ancrage, ensuite, son frottement à l'interface avec le béton. Ce type de comportement cause une diminution régulière de la résistance en fonction du déplacement imposé comme le montre la figure II.10.

L'effet du type de fibres utilisé sur la capacité d'absorption d'énergie et la ductilité du BFM est évalué par les indices de ténacité de la norme ASTM. On peut également tirer quelques indications des figures II.5, II.7 et II.9.

On voit que la fibre à ancrage total (Twincone) reste la plus efficace en particulier pour les déformations relativement faibles ou moyennes. L'allure des courbes des indices de ténacité I_{10} jusqu'à I_{50} (la flèche entre 5,5 et 25,5 fois celle à la première fissuration) montre qu'il y a une ténacité très élevée pour les fibres Twincone (Fig. II.7). Ceci s'explique par la reprise de l'effort sur le diagramme charge-flèche, ensuite par la chute de l'effort à cause des ruptures successives des fibres dans la matrice lorsque l'ouverture de fissure augmente.

Les fibres bi-ondulées montrent qu'elles peuvent être plus efficaces dans le domaine des grandes déformations comme le montre la figure II.5 (les indices de I_{50} et I_{100} sont plus élevés). On ne voit pas un résultat significatif sur les indices de ténacité des fibres ondulées dans un plan pour un dosage de 30 kg/m^3 . Par contre, on constate pour les fibres ondulées (50/1) à 40 kg/m^3 des indices de ténacité plus élevés en particulier pour les grandes déformations par rapport aux autres fibres ondulées. Les fibres à crochets à 40 kg/m^3 présentent les indices de ténacité les plus petits par rapport aux autres fibres.

L'énergie absorbée et la résistance équivalente calculées pour une flèche de $1/150^{\text{ème}}$ de la portée du prisme (3 mm) selon la norme japonaise montrent que pour le même dosage de fibres, les fibres bi-ondulées sont plus efficaces que les fibres ondulées dans un plan (tableau II.7). De plus, l'augmentation de l'éclatement (l/d) et de la résistance en traction des fibres ondulées améliore les paramètres de comportement comme l'énergie absorbée et la résistance équivalente.

Influence du dosage en fibres

Le dosage en fibres n'a pas un effet significatif sur la résistance en traction par flexion à la première fissuration. Mais dans le cas des fibres Twincone, la résistance ultime de traction présente une augmentation de l'ordre de 25% lorsque le dosage de fibres augmente de 40 à 50 kg/m^3 .

Afin d'évaluer l'effet du dosage en fibres sur le comportement des BFM, les indices de ténacité de la norme ASTM peuvent être utilisés. Les valeurs calculées des indices I_5 et I_{10} ne sont pas assez sensibles pour montrer cet effet. Par contre, les indices de ténacité plus élevés comme I_{50} ou I_{100} peuvent être utilisés pour tous les types de fibres. Ceci est également confirmé par d'autres recherches effectuées sur les BFM [Balaguru et al. 1992, Chen et al. 1993]. L'énergie absorbée et la résistance équivalente calculées selon la norme japonaise reportées dans le tableau II.7 sont aussi de bons critères pour évaluer l'effet du dosage des

fibres utilisées dans notre étude. A partir de la variation de ces paramètres, les observations suivantes peuvent être faites:

- La quantité plus élevée de fibres cause une capacité plus élevée de reprise d'effort dans le domaine des grandes déformations. Dans la plupart des cas, il y avait une différence considérable sur I_{100} et sur la résistance équivalente (jusqu'à 3 mm de flèche).
- L'augmentation du dosage en fibres a une influence directe sur l'amélioration des paramètres de post-fissuration du béton pour tous les types de fibres utilisées à l'exception des fibres ondulées (45/0,8). Ce dernier résultat est dû à une mauvaise répartition des fibres dans la section fissurée pour le dosage de 40 kg/m³.
- Les indices de ténacité de la norme ASTM montrent que les fibres Twincone à 50 kg/m³ et les fibres bi-ondulées à 60 kg/m³ présentent un comportement quasi élasto-plastique parfait jusqu'aux grandes déformations.

II.5.3.2 Essai des prismes 14×14×56 et analyse des résultats

Des essais de flexion sur des prismes 14×14×56 cm en chargement 4 points ont été réalisés sur le béton de nouvelles fibres bi-ondulées à trois dosages de 30, 45 et 60 kg/m³. Ces essais suivent la norme française [NF P 18-409, 1993]. Le coulage du béton a été fait en même temps que celui des prismes 15×15×60 cm. Le montage expérimental était aussi le même. La vitesse de chargement a été choisie égale à 0,25 mm/min selon les recommandations données par la norme. Ces essais ont été réalisés un mois après le coulage du béton et les courbes charge-flèche enregistrées pour trois dosages de fibres bi-ondulées ont été reportées dans l'annexe I. On en déduit selon la norme, les valeurs de ductilité (voir paragraphe I.8.3, page 27) :

$$d_{0,7}=F_{0,7}/F_0 \quad d_{1,4}=F_{1,4}/F_0 \quad d_{2,8}=F_{2,8}/F_0$$

où: $F_{0,7}$, $F_{1,4}$ et $F_{2,8}$ sont les charges correspondantes aux flèches de 0,7 , 1,4 et 2,8 mm (ou 1/600, 1/300 et 1/150^{ème} de la portée).

Les valeurs moyennes des paramètres ci-dessus ainsi que la contrainte correspondante à la charge maximale f_t pour chaque dosage de fibres ont été calculées et reportées dans le tableau II.8. Les figures II.11 et II.12 représentent schématiquement les valeurs moyennes de la charge et de la ductilité en fonction de la flèche.

A partir des résultats obtenus sur les prismes 14×14×56 cm, on voit que la meilleure réponse au niveau de la résistance appartient à un dosage de 60 kg/m³ de fibres bi-ondulées. Mais après fissuration, l'allure des courbes charge-flèche pour ce dosage de fibres est pratiquement semblable à celle dosée à 45 kg/m³ (Fig. II.11). En ce qui concerne de la ductilité, on constate que celle-ci reste pratiquement constante pour chaque dosage de fibres entre deux flèches de 0,7 et 1,4 mm avec ensuite, une petite diminution jusqu'à une flèche de 2,8 mm (Fig. II.12). De plus, la ductilité pour le dosage de 45 kg/m³ est légèrement plus grande que celle du dosage à 60 kg/m³.

Dans cette série d'essai, on constate de très bon résultats pour le dosage à 45 kg/m^3 , qui présente un comportement quasi élasto-plastique jusqu'à une flèche de 1,4 mm. Les résultats obtenus à partir des essais sur des prismes $15 \times 15 \times 60 \text{ cm}$ avaient montré que le béton renforcé avec un dosage plus élevé de fibres bi-ondulées (60 kg/m^3) présente également un comportement quasi élasto-plastique même pour les grandes déformations. Cela s'explique par l'hétérogénéité de distribution des fibres dans le béton et par le surdosage en superplastifiant. Dans notre cas, les éprouvettes qui avaient été remplies au début du coulage présentaient des résultats plus mauvais que celles remplies par la suite.

Dosage (kg/m^3)	F_0 (kN)	F_m (kN)	f_t (MPa)	$F_{0.7}$ (kN)	$F_{1.4}$ (kN)	$F_{2.8}$ (kN)	$d_{0.7}$ (mm)	$d_{1.4}$ (mm)	$d_{2.8}$ (mm)	Masse vol. (kg/m^3)
30	28.2	28.2	4.43	12.9	12.7	8.9	0.46	0.45	0.31	2371
45	26.1	27.9	4.04	24.0	23.4	17.7	0.94	0.93	0.71	2388
60	30.1	30.1	4.64	25.6	23.4	18.8	0.85	0.78	0.63	2399

Tableau II.8: Résultats des essais en flexion des prismes $14 \times 14 \times 56 \text{ cm}$ pour différents dosages en fibres bi-ondulées

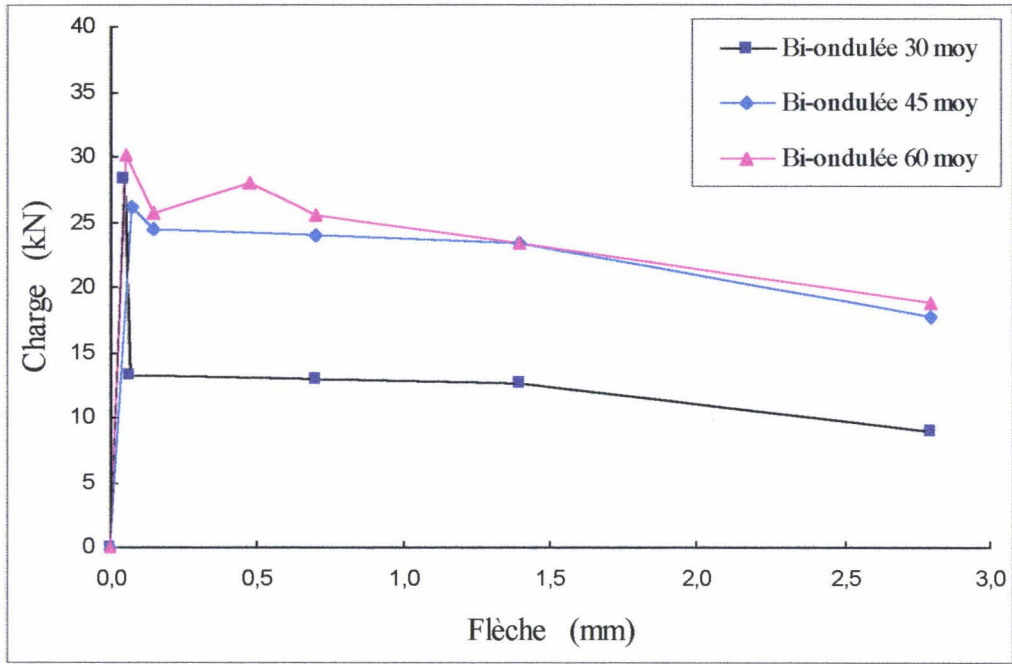


Fig. II.11: Courbes moyennes charge-flèche du béton de fibres bi-ondulées pour les essais sur éprouvettes 14x14x56

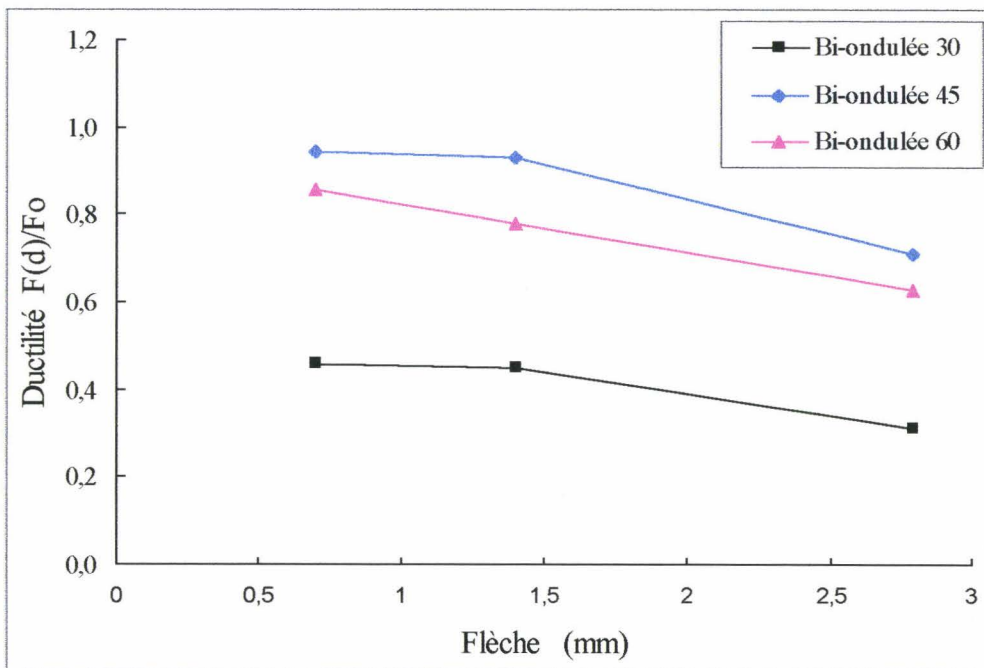


Fig. II.12: Ductilité du béton de fibres bi-ondulées selon la norme française

II.5.3.3 Essai des dalles circulaires $\varnothing 60 \times 10$ cm et analyse des résultats

L'essai de flexion sur des dalles circulaires de diamètre 60 cm et d'épaisseur 10 cm a été réalisé sur deux types de fibres ondulées (45/0,8 et 50/1) avec deux dosages de 30 et 40 kg/m^3 et des fibres à crochets avec un seul dosage de 40 kg/m^3 . Cet essai est bien adapté pour des ouvrages de type dallage. Au contraire des essais sur prismes qui engendrent une seule fissure, celui-ci est un essai hyperstatique qui développe plusieurs fissures (photo II.3). Les fissures réalisent des charnières plastiques et elles redistribuent les contraintes dans le corps de l'éprouvette. En conséquence, la dalle circulaire donne une résistance de flexion plus élevée que les essais sur prismes dans lesquels la redistribution des contraintes n'est pas prise en compte.

La configuration des éprouvettes est montrée figure II.13. Le coffrage est constitué d'un fond rigide et lisse, sur lequel est fixé un anneau de P.V.C. scié à partir d'un tuyau. Le socle d'appui est constitué d'un tube en acier de diamètre 50 cm, renforcé sur les côtés avec un anneau de largeur 50 mm sur lequel l'éprouvette est posée. Un lit de plâtre frais assure un contact régulier et plan entre la dalle et le bâti. Le programme de mise en charge est à déplacement contrôlé avec une vitesse de déplacement imposée du vérin de 0,5 mm/min. L'essai est prolongé jusqu'à 5 mm de flèche. Les valeurs mesurées sont:

- la charge au centre, F (kN)
- l'enregistrement de la flèche au centre, d (mm)

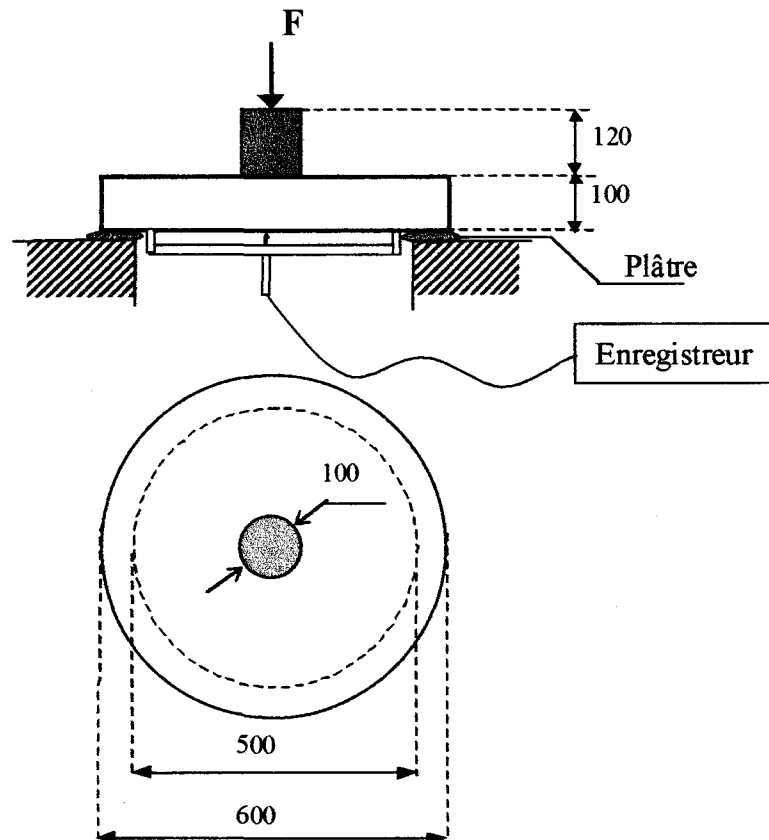


Fig. II.13 : Schéma de l'essai de flexion sur les dalles $\varnothing 60 \times 10$ cm

Tous les essais ont été effectués quatre mois après le coulage du béton. Les courbes charge-flèche enregistrées sont données en annexe I et les courbes moyennes charge-flèche pour chaque type et dosage de fibres sont présentées figure II.14.

A cause de la multifissuration dans les dalles, on constate une chute de la charge après la fissuration moins importante et une plastification plus importante sur les courbes charge-flèche pour les fibres ondulées que pour les essais sur les prismes 15×15×60 cm. Dans cette série d'essais, on ne peut pas toujours déterminer la charge et la flèche au moment de la fissuration. On obtient seulement la charge maximale F_{\max} et la flèche correspondante d_0 , dont les valeurs moyennes, pour chaque série d'essais, ont été reportées dans le tableau II.9. Les résultats obtenus sont significatifs, sauf celui du béton de fibres ondulées (50/1) à 40 kg/m³ qui présente une faible résistance. Cela peut s'expliquer par un mauvais coulage du béton lors de la fabrication des éprouvettes.

En ce qui concerne l'étude des paramètres du comportement post-fissuration du béton, il n'y a pas une méthode conventionnelle pour déterminer la ductilité ou la ténacité des éprouvettes de type dalle circulaire, comme la norme française ou la norme ASTM le précisent pour les éprouvettes prismatiques. Pour cela, un calcul de l'énergie absorbée pour différentes phases de déplacement nous permet seulement de comparer les résultats de post-fissuration entre eux. La figure II.15 montre l'influence de l'élançement et du dosage de fibres ondulées ainsi que le comportement du béton de fibres à crochets sur l'évolution de l'énergie pour les trois flèches de 1, 3 et 5 mm. A l'exception du béton de fibres ondulées (50/1) à 40 kg/m³ dont on a parlé ci-dessus, on voit bien que l'augmentation de l'élançement et du dosage des fibres ondulées a une influence positive sur l'augmentation de l'énergie absorbée en particulier pour les déformations les plus élevées. L'influence de l'élançement des fibres ondulées est évidente dans ces essais. On constate également un bon comportement des fibres à crochets dans le béton pour les petites déformations. Par contre, en augmentant la déformation du béton, sa résistance diminue régulièrement, ainsi que son taux d'énergie consommée. Ceci confirme les résultats antérieurs obtenus sur les prismes 15x15x60.

Type de fibres (longueur/ diamètre, mm)	Dosage (kg/m ³)	d_0 (mm)	F_{\max} (kN)
Ondulée-1 (45/0,8)	30	0.208	93.22
Ondulée-1 (45/0,8)	40	0.222	95.18
Ondulée-2 (50/1)	30	0.199	93.16
Ondulée-2 (50/1)	40	0.132	77.16
A crochets (50/1)	40	0.146	91.51

Tableau II.9: Résultats des essais en flexion des dalles circulaires Ø60 x 10 cm pour différents types et dosages de fibres

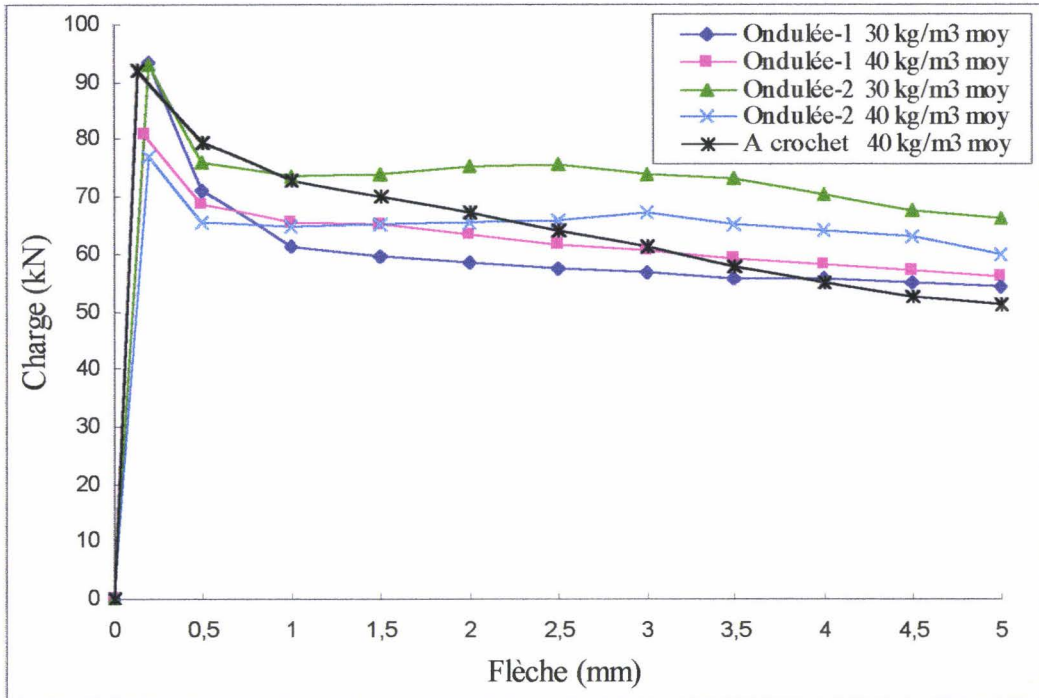


Fig. II.14: Courbes moyennes charge-flèche des dalles circulaires Ø60 x 10 cm pour différents dosages et types de fibres

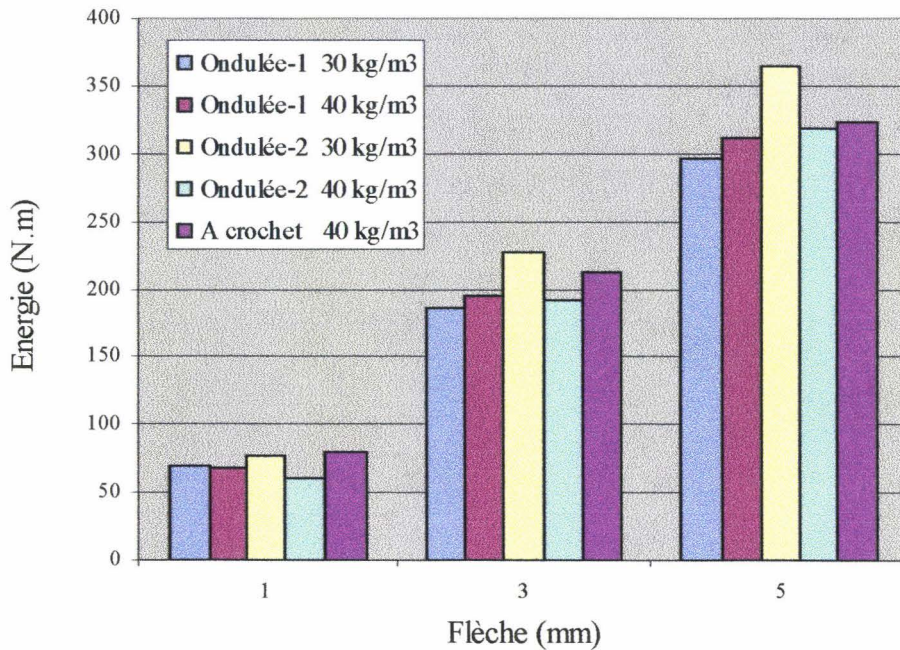


Fig. II.15: Influence du type et du dosage des fibres sur l'énergie absorbée des dalles circulaires Ø60 x 10 cm

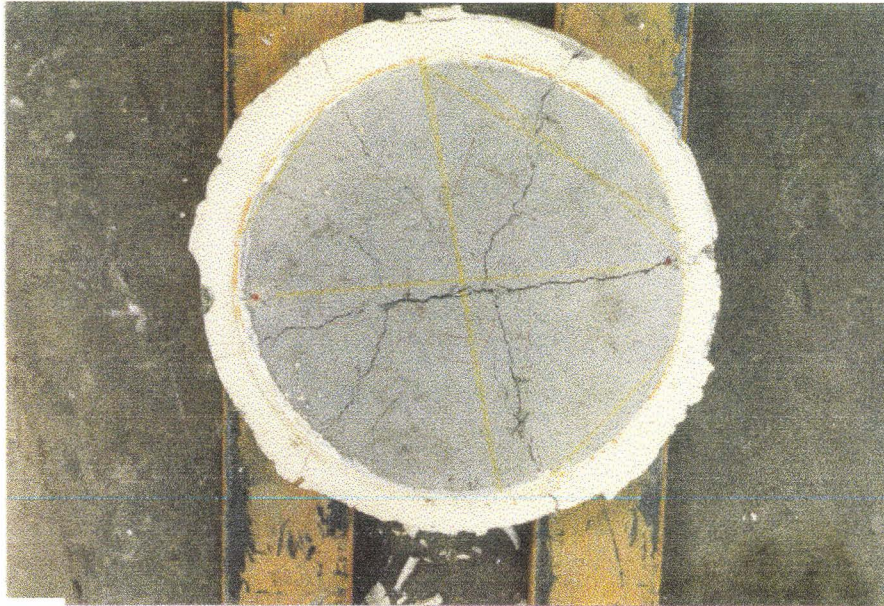


Photo II.3 : Fissuration multiple de la dalle circulaire $\text{Ø}60 \times 10 \text{ cm}$

II.6 CONCLUSIONS

Ce chapitre présente les résultats expérimentaux concernant 4 types de fibres (dont une nouvelle fibre bi-ondulée) introduites à des dosages variés dans le béton. De nombreux essais de compression, traction par fendage, traction par flexion 4 points ont été effectués. L'objectif des essais était de sélectionner les types de fibres avec des dosages adaptés en vue d'une utilisation dans les pieux des régions sismiques. Dans le cas d'un chargement de type sismique, la ductilité et la capacité d'absorption d'énergie des matériaux jouent un rôle important. Pour cela, la capacité d'absorption d'énergie selon les normes japonaises, la notion de ténacité selon la norme ASTM, et enfin la ductilité selon la norme française dans les essais de flexion ont été évaluées. Les conclusions suivantes peuvent être données.

- Dans le cas des fibres ondulées et bi-ondulées, l'adhérence fibre-matrice est obtenue par des ondulations réparties sur toute la longueur des fibres. Les diagrammes de mise en charge montrent que ces fibres donnent au matériau composite un comportement élasto-plastique avec une phase plastique plus importante. Elles permettent de grandes déformations de structure sans rupture. A partir de la plupart des essais en flexion sur des prismes $15 \times 15 \times 60 \text{ cm}$ et des éprouvettes de type dalle circulaire $\text{Ø}60 \times 10 \text{ cm}$, on a constaté que l'augmentation de certains paramètres des fibres ondulées comme l'élanement de (45/0,8) à (50/1), la résistance en traction de 1000 à 1500 MPa ainsi que le dosage de fibres de 30 à 40 kg/m^3 avaient une influence positive sur les paramètres post-fissuration du comportement de BFM comme la ténacité et la capacité d'absorption d'énergie.
- L'avantage de la nouvelle fibre bi-ondulée par rapport à la fibre ondulée est d'avoir des ondulations dans deux sens perpendiculaires qui permet une plastification plus importante. Ceci est particulièrement intéressant pour les pieux soumis au chargement sismique où les efforts proviennent plus souvent des déformations imposées par les déplacements du sol

que par des charges appliquées. En évaluant les paramètres de ténacité et de ductilité obtenus par les essais de flexion, le comportement post-fissuration du béton renforcé par des fibres bi-ondulées peut être amélioré en appliquant un dosage plus élevé. Dans ce cas, on constate un comportement quasi élasto-plastique parfait jusqu'aux grandes déformations du matériau. Ceci a été observé sur les essais en flexion des prismes $15 \times 15 \times 60$ cm à un dosage de 60 kg/m^3 , et des prismes $14 \times 14 \times 56$ cm à un dosage de 45 kg/m^3 .

- Les fibres Twincone sont très efficaces pour augmenter la ténacité. Elles donnent également au béton un renforcement supplémentaire après la fissuration. Grâce à l'ancrage total quasi indéformable à chaque extrémité, un dosage maximum de 40 kg/m^3 de longues fibres ($L/d=54$) semble suffisant pour obtenir un comportement ductile avec une grande capacité d'absorption d'énergie pour des déformations relativement petites. Un dosage de 50 kg/m^3 de fibres Twincone a montré un excellent comportement au niveau de la résistance en flexion ainsi que de la ténacité, même pour les grandes déformations du béton.
- L'ancrage déformable aux extrémités des fibres à crochets dans le béton cause une diminution régulière de la résistance en flexion après la fissuration. Ceci amène une dissipation moins importante de l'énergie absorbée pour les petites déformations et plus importante pour les grandes déformations par rapport aux fibres ondulées et bi-ondulées. Ce genre de comportement a été constaté pour un seul dosage de 40 kg/m^3 sur des essais en flexion de prismes $15 \times 15 \times 60$ cm ainsi que de dalles circulaires $\varnothing 60 \times 10$ cm.

Etant donné ces conclusions sur l'effet des fibres sur le comportement du béton, il nous semble que les fibres Twincone dosées à 40 ou 50 kg/m^3 et les fibres bi-ondulées dosées à 60 kg/m^3 (45 kg/m^3 dans certains cas) peuvent être convenables pour notre étude sur les pieux en BFM.

CHAPITRE III

ETUDE EXPERIMENTALE DES PIEUX EN BETON DE FIBRES METALLIQUES SOUS SOLLICITATION DE TYPE SISMIQUE

III.1 INTRODUCTION

Le procédé d'exécution des pieux forés à la tarière creuse en béton renforcé de fibres métalliques a été agréé en zone faiblement sismique à la suite d'essais comparatifs menés en 1993 sur des pieux armés classiques conformes au DTU 13.2 et aux règles PS 90 [Buyle-Bodin et al. 1994]. Afin d'éviter les essais comparatifs en vraie grandeur, le projet national BEFIM (béton de fibres métalliques) a souhaité développer une méthode de dimensionnement que nous détaillons dans le chapitre IV. Pour la valider, nous avons entrepris une série d'essais qui est présentée dans ce chapitre. Une autre série d'essais à l'effort tranchant est conduite par le CEBTP et porte sur des pieux sans effort normal en flexion 4 points [Fouré 1997].

Les conditions d'essai, en particulier le type de sollicitation alternée à appliquer en laboratoire par vérin sur corps d'épreuve grandeur nature, seront définies à partir de l'analyse d'interaction sol-pieu soumis à des ondes-S harmoniques modélisées par la méthode BDWF (Beam-on-Dynamic-Winkler-Foundation) [Madhkan 1995, Buyle-Bodin et al. 1996].

Le programme d'essais sur les pieux en déplacement contrôlé devra aller jusqu'à des grandes déformations, ce qui permettra de connaître l'apport des fibres dans le comportement des pieux en BFM. Dans cette série d'essais deux dosages de 40 et 50 kg/m³ de fibres Twincone et un dosage de 45 kg/m³ d'une nouvelle fibre ondulée dans deux sens (bi-ondulée) ont été utilisés. Afin d'étudier l'effet de l'effort normal, une moitié des pieux a été testée sans précontrainte et une moitié avec une précontrainte de 5 MPa. Dans les pieux sans précontrainte, les fibres agissent au niveau de l'ouverture des fissures. Les essais permettent donc de mieux connaître l'effet des fibres sur le comportement post-fissuration des pieux. Les essais des pieux avec précontrainte sont plus semblables à la réalité. Pour étudier un éventuel remplacement des pieux en BFM par des pieux classiquement armés, nous en avons testé deux renforcés avec le minimum forfaitaire défini par la recommandation AFPS 92.

III.2 ANALYSE DES PIEUX SOUMIS A UN SEISME

Afin d'analyser le comportement des pieux sous l'action des séismes, plusieurs approches ont été proposées. Parmi les méthodes simplifiées, on peut citer celle développée par Souloumiac [Souloumiac 1986]. Elle consiste à déterminer la déformée d'un profil de sol sous action sismique, et à calculer les pieux en admettant que leur déformée propre est identique. Elle se base sur la définition de l'équation de la déformée du profil de sol étudié correspondant au mode fondamental d'oscillations libres de la colonne de sol. On considère un pieu-colonne traversant une couche de sol homogène en reprenant l'hypothèse de base selon laquelle le pieu est suffisamment flexible pour suivre la déformée du sol. On considère que la déformée du pieu est une demi-arche de sinuséide; dans ce cas la ligne et la courbe des moments sont aussi des sinuséides, affines de la déformée à un coefficient de proportionnalité près. Dans une telle approche, on néglige la réaction du sol sur le pieu.

Une autre approche simplifiée consiste à considérer le passage d'une onde sismique en champ libre dans le sol et le tassement de sol compressible sous l'effet d'une surcharge [Capra 1991]. Dans cette méthode, les efforts dans le pieu sont fonction de la différence des déplacements horizontaux du pieu et du mouvement du sol en champ libre (c'est-à-dire en l'absence du pieu). Le déplacement horizontal du sol en champ libre est défini sous la forme d'une équation cubique.

Nous avons prolongé cette étude en modélisant l'interaction sol-pieu par une approche simplifiée Beam-on-Dynamic-Winkler-Foundation (BDWF) proposée par Winkler. On définit l'équation de la déformée du pieu soumis aux ondes-S harmoniques sismiques se propageant verticalement au niveau de la base rigide dans une couche homogène de sol en prenant en compte l'interaction sol-pieu. Dans ce modèle, le sol est représenté par une série de ressorts et d'amortisseurs distribués le long du pieu (Fig. III.2). L'avantage de cette méthode par rapport aux études antérieures est de permettre d'apprécier l'influence de la fréquence des ondes sismiques, de la nature du sol et de la rigidité du pieu sur sa réponse sismique. Le principe de la méthode BDWF est développé dans le paragraphe III.2.2.

III.2.1 Effet du séisme sur les pieux liés à la structure

En plus de l'effet de l'interaction cinématique pieu-sol dont on a discuté dans le paragraphe précédent, il existe l'effet de l'interaction inertielle résultant de la réponse propre de la superstructure. Elle est assimilable à l'action d'une force horizontale en tête de pieu (Fig. III.1)

Une étude paramétrique récente a été réalisée sur des systèmes structure-pieux-sol soumise à des excitations harmoniques du sol [Kaynia et Mahzooni 1996]. Elle conclut que l'interaction cinématique est prépondérante, sauf lorsque la fréquence d'excitation est voisine de la fréquence propre du système; dans ce dernier cas, l'effet de l'interaction inertielle peut être plus élevé que celui de l'interaction cinématique. En pratique, les contributions relatives des deux effets devraient donc dépendre du contenu fréquentiel de l'excitation sismique.

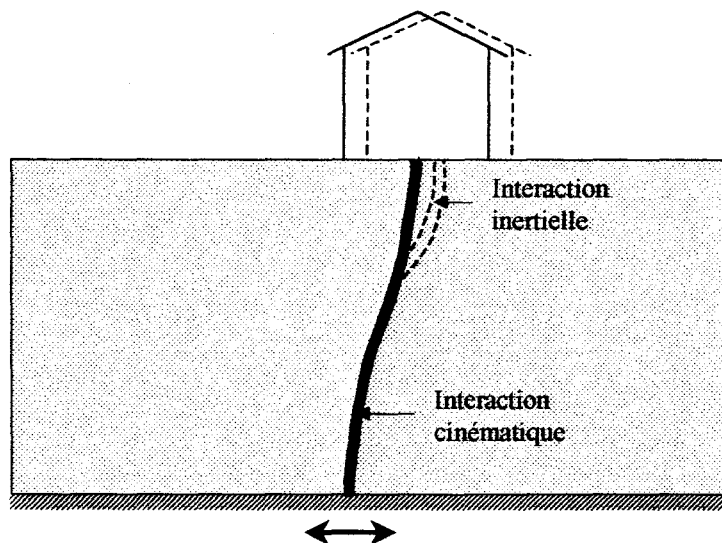


Fig. III.1: Combinaison des interactions sol-pieu et structure-pieu sous séisme d'après [Davidovici 1995]

III.2.2 Méthode BDWF

La méthode BDWF est basée sur un modèle simplifié dans lequel le sol est représenté par des ressorts et des amortisseurs continûment distribués le long du pieu. On fait l'hypothèse que le sol est modélisé comme un milieu continu hystérétique linéaire à coefficient de Poisson constant ν_s , de masse volumique ρ_s , de coefficient d'amortissement hystérétique β_s , et de module de Young E_s . Le pieu est assimilé à une poutre flexible élastique linéaire de section circulaire (diamètre d) avec un module de Young E_p et de masse volumique ρ_p . Dans ce modèle, l'analyse est réalisée en deux étapes (Fig. III.2). Dans la première étape, le déplacement du champ libre de sol $u_f(z,t)$ induit par la propagation verticale d'onde unidimensionnelle de cisaillement peut être calculé analytiquement par la résolution de l'équation différentielle suivante [Kausel et Roesset 1984]:

$$\frac{\partial^2 u_f}{\partial z^2} = \frac{1}{V_s^2} \frac{\partial^2 u_f}{\partial t^2} \quad (3-1)$$

Dans le cas d'une couche homogène de sol de profondeur L sur une base rigide excitée par une onde harmonique ($u_g e^{i\omega t}$), on a:

$$u_f(z,t) = \left[A_1 \exp\left(-i \frac{\omega}{V_s} z\right) + A_2 \exp\left(i \frac{\omega}{V_s} z\right) \right] \exp(i\omega t) \quad (3-2)$$

ω étant la pulsation d'excitation et V_s la vitesse d'onde de cisaillement dans le sol. En satisfaisant les conditions aux limites (déplacement égal à u_g au niveau de la base rigide et contrainte de cisaillement nulle au niveau de la surface du sol), on obtient:

$$u_f(z,t) = \frac{u_g \exp(i\omega t)}{\cos qL} \cos qz \quad \text{d'où:} \quad q = \frac{\omega}{V_s} \quad (3-3)$$

Pour tenir compte de la viscosité du sol, il suffit de remplacer V_s par le module complexe V_s^* :

$$V_s^* = V_s \sqrt{1 + 2i\beta_s} \quad (3-4)$$

Dans une deuxième étape, on calcule la réponse du pieu et de la zone d'interaction dans son voisinage. Celle-ci est modélisée par des ressorts (de rigidité K_x) et des amortisseurs (de viscosité C_x) horizontaux dont les supports sont soumis au déplacement du champ libre $u_f(z,t)$. D'autre part, les ressorts et les amortisseurs sont connectés au pieu auquel ils transmettent le déplacement horizontal $u_p(z,t)$. La force (par unité de longueur de pieu) induite par un déplacement unitaire définit la valeur complexe de l'impédance dynamique qui s'écrit sous la forme:

$$S_x = K_x + i\omega C_x \quad (3-5)$$

La rigidité du ressort est indépendante de la fréquence et proportionnelle au module de Young du sol E_s affecté d'un coefficient δ . Celui-ci est obtenu à partir des résultats d'un calcul par éléments finis. Dans le cas d'un pieu à section circulaire ancré dans une couche homogène de sol, une expression simplifiée de δ est proposée par [Kavvadas et Gazetas 1993].

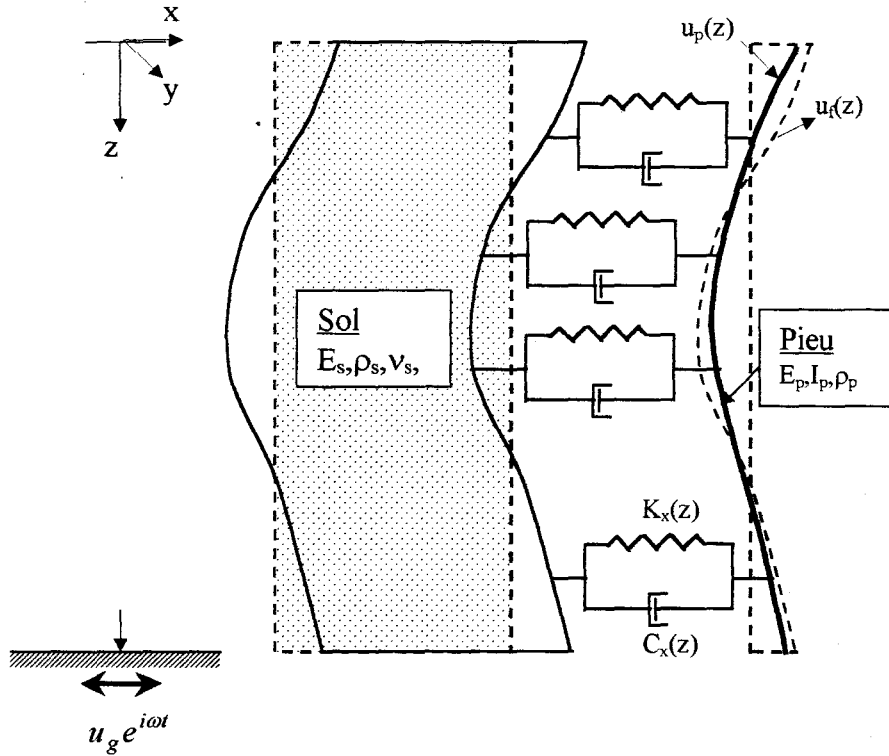


Fig. III.2: Modèle BDWF proposé pour une couche homogène de sol soumis aux ondes-S sismiques, d'après [Kavvas et Gazetas 1993]

$$\delta = \frac{3}{1 - \nu_s^2} \left(\frac{E_s}{E_p} \right)^{1/8} \left(\frac{L}{d} \right)^{1/8} \quad (3-6)$$

Le paramètre d'amortissement C_x représente la somme des coefficients de deux amortisseurs à chaque niveau. Le premier amortisseur représente la radiation d'énergie par les ondes de cisaillement qui se propagent loin du pieu. Son coefficient C_r est obtenu pour une fréquence particulière, à partir de la solution du problème de propagation d'onde en déformation plane. L'expression suivante est proposée par [Gazetas et Dorby 1984]:

$$C_r = 2d\rho_s V_s \left\{ 1 + \left[\frac{3.4}{\pi(1 - \nu_s)} \right]^{5/4} \right\} \left(\frac{\pi}{4} \right)^{3/4} \left(\frac{\omega d}{2V_s} \right)^{-1/4} \quad (3-7)$$

Le deuxième amortisseur est destiné à l'amortissement matériel du sol. Son coefficient C_m est estimé en fonction de la déformation de cisaillement effective induite dans le sol. Il est lié à β_s par l'expression suivante:

$$C_m = 2K_x \frac{\beta_s}{\omega} \quad (3-8)$$

En tenant compte de ce qui a été dit précédemment, l'équation différentielle de la réponse du pieu s'écrit sous la forme:

$$E_p I_p \frac{\partial^4 u_p}{\partial z^4} + m_p \frac{\partial^2 u_p}{\partial t^2} = S_x (u_f - u_p) \quad (3-9)$$

La solution générale de cette équation est:

$$u_p(z,t) = (B_1 \cos \lambda z + B_2 \sin \lambda z + B_3 \cosh \lambda z + B_4 \sinh \lambda z + s U_f(z)) \exp(i\omega t) \quad (3-10)$$

avec:

$$\lambda^4 = \frac{m_p \omega^2 - S_x}{E_p I_p}, \quad s = \frac{\alpha}{q^4 - \lambda^4} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{S_x}{E_p I_p}$$

où B_1, B_2, B_3, B_4 sont les constantes complexes qui sont évaluées par les conditions aux limites du pieu. On peut également calculer le moment fléchissant et l'effort tranchant du pieu en utilisant les expressions suivantes:

$$M = -EI \frac{\partial^2 u_p}{\partial z^2} \quad (3-11)$$

$$V = -EI \frac{\partial^3 u_p}{\partial z^3} \quad (3-12)$$

III.2.3 Vérification et étude paramétrique

Les résultats issus de l'analyse des pieux soumis à un chargement sismique par le modèle BDWF ont été validés par comparaison avec les résultats d'un calcul par éléments finis. Pour cela, on a repris un exemple déjà traité dans la bibliographie pour des conditions limites d'appui simple en bas et libre en tête du pieu dans le cas de résonance du pieu [Kavvadas et Gazetas 1993]. La réponse sismique du pieu a été obtenue dans le cas de résonance, où la fréquence est égale à la fréquence fondamentale du pieu ($f=f_1$). Celle-ci pour une couche homogène de sol est une fonction de la vitesse des ondes de cisaillement V_s et de la profondeur de la couche de sol L .

$$f_1 = \frac{V_s}{4L} \quad (3-13)$$

La figure III.3a montre les caractéristiques du pieu et du sol. La figure III.3b donne la distribution des courbes des déplacements horizontaux du pieu u_p et du champ libre du sol u_f , normalisés par rapport à l'amplitude du chargement sismique u_g . De plus, les figures III.3c et III.3d donnent les courbes du moment fléchissant M et de l'effort tranchant V sur toute la longueur du pieu sous une forme adimensionnelle par rapport aux paramètres suivants:

- ρ_p : la masse volumique du pieu
- d : le diamètre du pieu
- \ddot{u}_g : l'amplitude de l'accélération sismique à la base

En comparant nos résultats par la méthode BDWF avec ceux obtenus par Kavvadas et Gazetas en utilisant la méthode des éléments finis, on a constaté qu'il y a très bon accord entre ces deux méthodes. Une étude récente sur la comparaison de ces deux méthodes a montré que la méthode simplifiée BDWF peut être utilisée dans le cas d'un pieu isolé soumis à un chargement sismique à basse fréquence [Ousta 1998].

Dans l'étape suivante, une étude paramétrique a permis d'évaluer l'influence de la rigidité relative pieu-sol (E_p/E_s) et de l'élancement du pieu (L/d) sur les effets d'interaction pieu-sol [Madhkhan 1995]. Pour cela, les facteurs d'amplification cinématique de déplacement (A_u) et d'interaction cinématique (I_u) sont calculés :

$$A_u = \frac{u_p}{u_g} \quad (3-14)$$

$$I_u = \frac{u_p}{u_f} \quad (3-15)$$

u_p et u_f sont respectivement les amplitudes du déplacement horizontal du pieu et du champ libre du sol. Les figures III.4 à III.7 montrent l'évolution des facteurs d'amplification et d'interaction cinématiques à la surface du sol ($z=0$) en fonction de la fréquence du champ libre du sol. On constate que pour des variables rigidités relatives pieu-sol et d'élancement du pieu, ces deux paramètres et en général la présence du pieu dans le sol n'ont pas d'influence sur la première fréquence de résonance, calculée à partir de celle du champ libre du sol. De plus, pour les pieux suffisamment flexibles, la déformée du pieu suit quasiment celle du champ libre du sol pour les basses fréquences. Ces résultats sont en accord avec ceux obtenus par la méthode des éléments finis [Gazetas 1984].

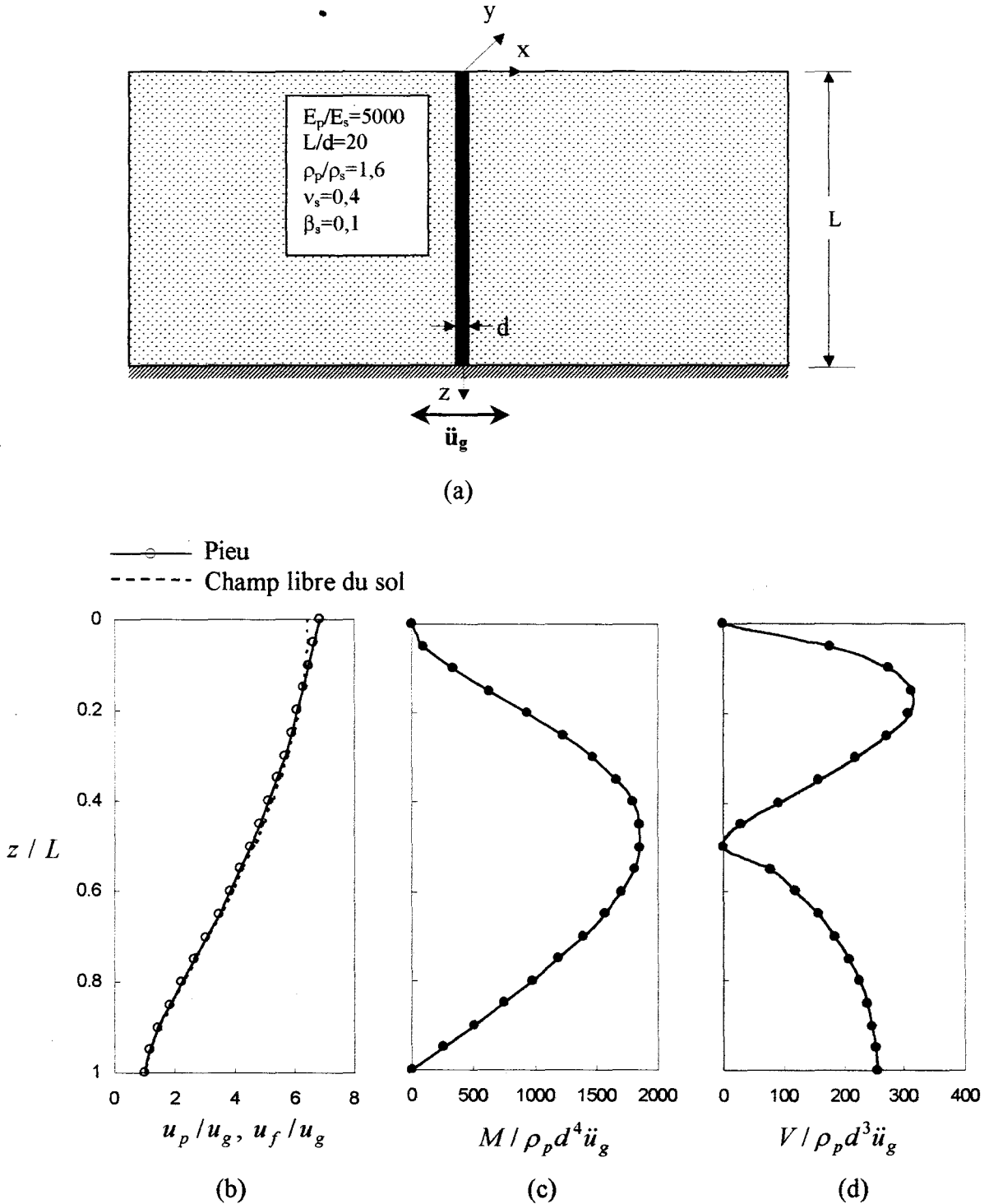


Fig. III.3: Exemple de référence: Réponse sismique du pieu dans le cas de résonance, obtenue par la méthode BDWF

- (a) Caractéristiques mécaniques du sol et du pieu
- (b) Courbes normalisées du déplacement du pieu et du sol en champ libre
- (c) Courbe normalisée de moment fléchissant du pieu
- (d) Courbe normalisée de l'effort tranchant du pieu

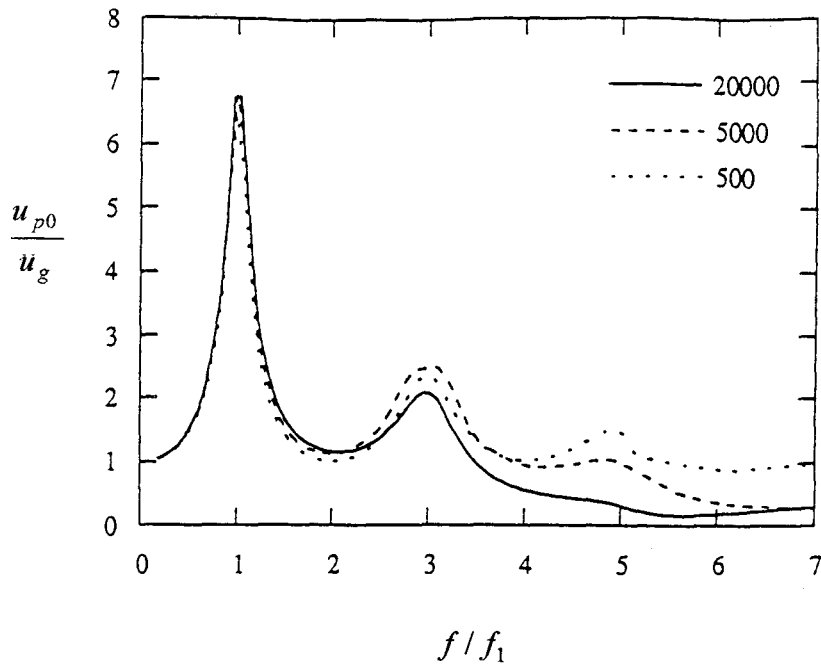


Fig. III.4: Effets d'amplification cinématique : Influence de E_p/E_s
 ($L/d=20$, $\rho_p/\rho_s=1,6$, $\nu_s=0,4$, $\beta_s=0,1$)

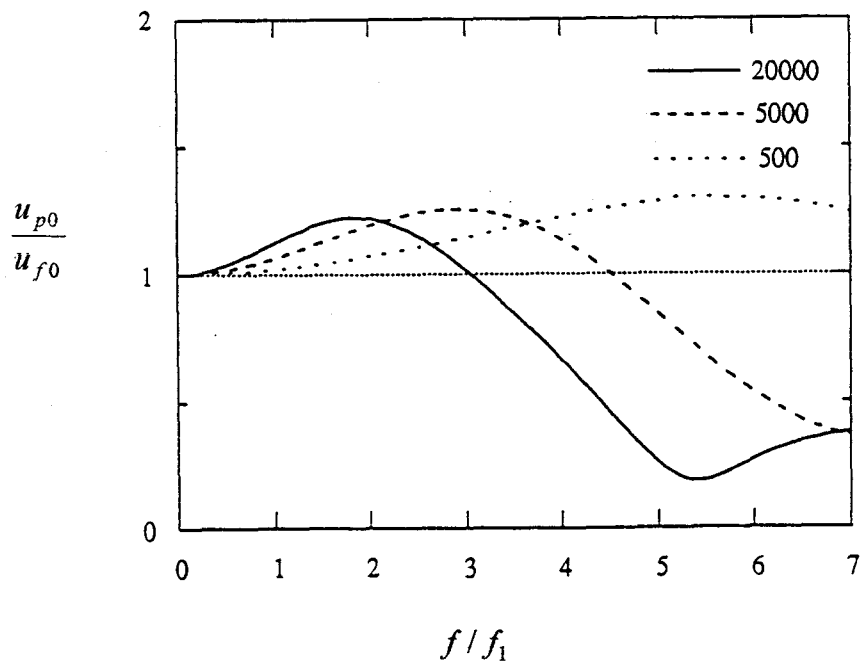


Fig. III.5: Effets d'interaction cinématique : Influence de E_p/E_s
 ($L/d=20$, $\rho_p/\rho_s=1,6$, $\nu_s=0,4$, $\beta_s=0,1$)

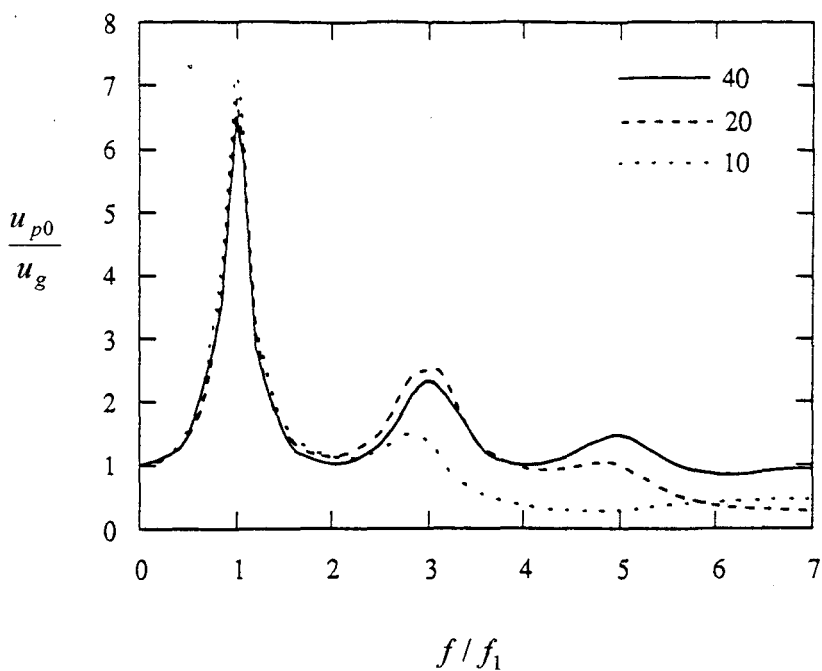


Fig. III.6: Effets d'amplification cinématique : Influence de L/d
 ($E_p/E_s=5000$, $\rho_p/\rho_s=1,6$, $\nu_s=0,4$, $\beta_s=0,1$)

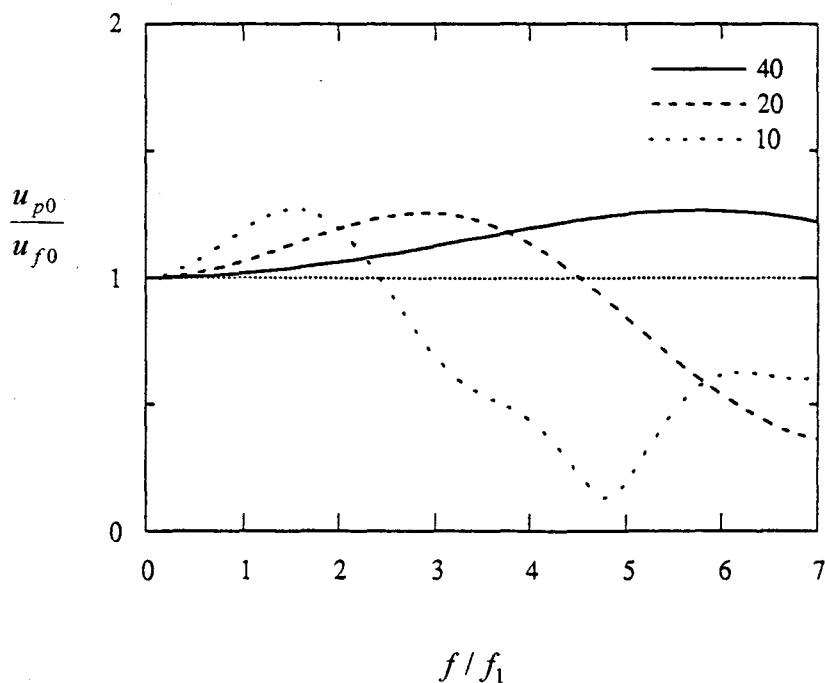


Fig. III.7: Effets d'interaction cinématique : Influence de L/d
 ($E_p/E_s=5000$, $\rho_p/\rho_s=1,6$, $\nu_s=0,4$, $\beta_s=0,1$)

Par la suite, on a analysé quelques cas avec comme conditions aux limites libre à la surface du sol et s'appuyant sur une base rigide, pour différentes valeurs de l'élanement du pieu et de la rigidité relative pieu-sol (E_p/E_s). Le tableau III.1 présente les valeurs calculées de déplacement horizontal normalisé du pieu par rapport à l'amplitude du chargement sismique à la base rigide ainsi que le moment et l'effort tranchant maximaux adimensionnels du pieu pour un élanement de 10 à 40 et une rigidité relative pieu-sol de 500 à 5000.

On note que le moment fléchissant se développe plutôt dans la moitié supérieure du pieu ($z/L=0,25$ à $0,55$) et l'effort tranchant maximum se développe soit en bas ($z/L=1$) soit près de la surface du sol ($z/L=0,1$ à $0,15$).

L/d	E_p/E_s	f_1	u_p/u_g	$\frac{M_{\max}}{\rho_p d^4 \ddot{u}_g}$	$\frac{V_{\max}}{\rho_p d^3 \ddot{u}_g}$
10	500	5.94	6.90	193	62.6
10	2000	2.97	7.32	450	152
10	5000	1.87	7.60	583	204
20	500	2.97	6.55	267	73
20	2000	1.47	6.67	939	187
20	5000	0.94	6.82	2022	341
40	500	1.47	6.46	294	77
40	2000	0.74	6.50	1138	193
40	5000	0.47	6.53	2714	388

Tableau III.1. Réponse sismique de différents pieux pour les conditions aux limites libre en tête et appui simple en pointe (paramètres constants $d=0,5$ m, $E_p=33000$ MPa, $\rho_p=2500$ kg/m³, $\rho_s=1700$ kg/m³, $\nu_s=0,4$, $\beta_s=0,1$)

Exemple

On considère un pieu dans le sol avec les caractéristiques mécaniques suivantes :

Pieu		Sol	
longueur	$L=10$ m	module de Young	$E_s=16,5$ MPa
diamètre	$d=0,5$ m	masse volumique	$\rho_s=1700$ kg/m ³
module de Young	$E_p=33000$ MPa	coefficient d'amortissement	$\beta_s=0,1$
masse volumique	$\rho_p=2500$ kg/m ³	coefficient de Poisson	$\nu_s=0,4$

Séisme

amplitude de l'accélération $\ddot{u}_g=1$ m/s²

On calcule d'abord la première fréquence de résonance du champ libre du sol (f_1) à partir de la formule 3.13. Elle est égale à 1,47 Hz. L'amplitude du déplacement du chargement sismique à la base rigide du sol (u_g) est calculée à partir de la formule $\ddot{u}_g=\omega^2 u_g$. Elle est égale à 11,7 mm. Ensuite, les valeurs adimensionnelles du déplacement et des efforts internes du pieu sont obtenues par le calcul. Pour cet exemple, l'élanement du pieu est de 20 et la rigidité relative pieu-sol est de 2000, ce qui correspond au 5^{ème} cas du tableau III.1. On obtient :

déplacement du pieu à la surface du sol	$u_p=78$ mm
moment fléchissant maximum du pieu	$M_{\max}=147$ kN.m
effort tranchant maximum du pieu	$V_{\max}=58,4$ kN

III.3 MODELE EQUIVALENT DU PIEU

Selon les conclusions du paragraphe précédent, pour des fréquences relativement petites, la déformée d'un pieu suffisamment flexible suit quasiment celle du champ libre du sol, qui a été considérée comme ayant une forme sinusoïdale.

Afin d'étudier un pieu dans le sol soumis au chargement sismique comme une poutre équivalente en laboratoire, nous considérons un pieu s'appuyant sur un substratum rocheux (appui simple) et encasté (rotation nulle) dans la superstructure au niveau du sol. Ceci peut être modélisé comme une poutre équivalente sur appuis simples de portée $2L$ soumise à un déplacement cyclique harmonique au centre égal à celui du pieu au niveau du sol (Fig. III.8). La déformée dynamique de cette poutre est considérée sinusoïdale. En laboratoire, pour reproduire cela, le chargement sera appliqué au centre de la poutre et le contrôle sera réalisé sur la flèche.

Le chargement est simulé par une force appliquée au milieu du pieu-poutre, d'amplitude fonction du temps de forme sinusoïdale avec la même fréquence que le champ libre du sol. Dans l'étude expérimentale des pieux par poutres équivalentes, on se limite au cas critique du chargement sismique où la fréquence de séisme est égale à la fondamentale du champ libre du sol ($f=f_1$). C'est dans ce cas que le déplacement du pieu est le plus élevé, comme le montrent les figures III.4 et III.6. Une étude a été faite pour comparer les efforts internes dans le pieu en cas de résonance et dans le pieu-poutre équivalent, lorsqu'on impose le déplacement du pieu au niveau du sol au centre de la poutre pour différents types de sol et de pieu. Dans ce calcul, l'effet du poids du pieu-poutre n'a pas été considéré.

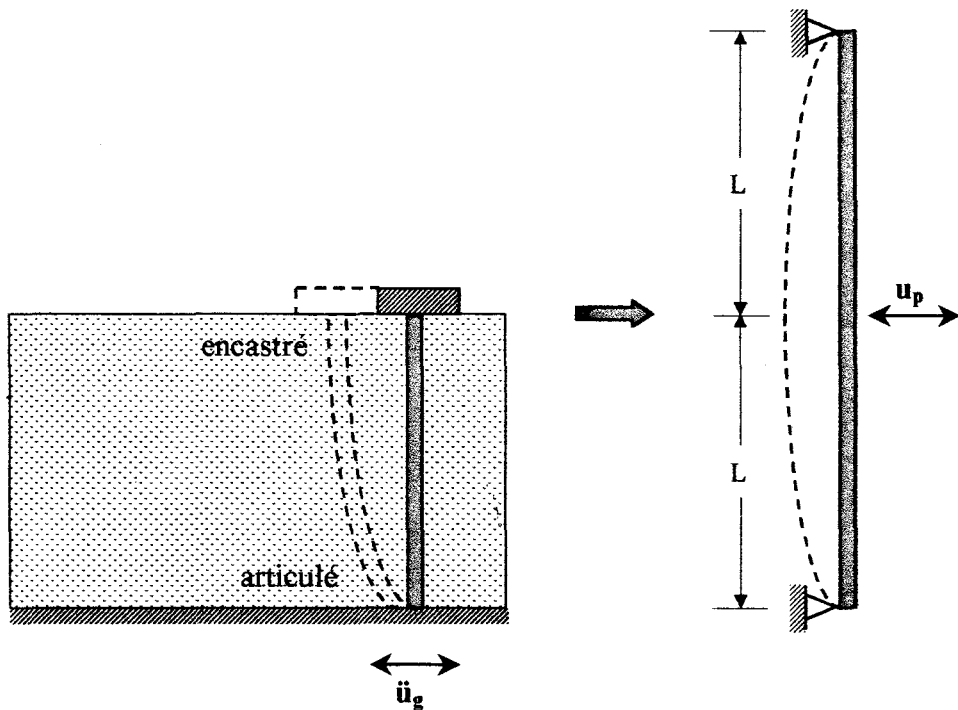


Fig. III.8: Modèle équivalent du pieu articulé au niveau du substratum et encasté dans la superstructure

Une analyse a été faite pour un pieu-poutre soumis à un chargement harmonique appliqué au centre. Elle est présentée dans l'annexe II. La valeur maximale du moment fléchissant pour le premier mode de vibration au milieu du pieu-poutre est obtenue par la formule suivante:

$$M_{\max} = EI \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} = \frac{EI\pi^2}{4L^2} u(L,t) \quad (3-16)$$

Selon notre première hypothèse, on impose l'amplitude du déplacement du pieu à la surface du sol u_p dans le cas de résonance au milieu du pieu-poutre. La valeur maximale de moment fléchissant est calculée à l'aide de la formule 3-16. Une comparaison a été faite entre les valeurs adimensionnelles de moment fléchissant calculées au niveau de l'encastrement des pieux dans le sol et celles au milieu des pieux-poutres pour différents élancements et rigidités relatives sol-pieu (tableau III.2). On constate qu'il y a au maximum 3,4% de différence entre les moments maximaux. Par conséquent, le montage expérimental proposé peut être considéré comme représentatif d'un pieu dans le sol soumis à un séisme.

L/d	E_p/E_s	f_1	$\frac{M_{\max}^*}{\rho_p d^4 \ddot{u}_g}$	$\frac{M_{\max}^{**}}{\rho_p d^4 \ddot{u}_g}$	Ecart# %
10	500	5.94	298	295	-1.0
10	2000	2.97	1165	1161	-0.3
10	5000	1.87	2787	2818	1.1
20	500	2.97	295	296	0.3
20	2000	1.47	1178	1205	2.3
20	5000	0.93	2945	3003	2.0
40	500	1.47	291	301	3.4
40	2000	0.74	1178	1188	0.8
40	5000	0.47	2947	2949	0.1

Tableau III.2: Réponse sismique des pieux dans le cas de résonance ($f=f_1$) et réponse dynamique des pieux-poutres équivalents soumis à une force harmonique à fréquence f_1 (paramètres constants $d=0,5$ m, $E_p=33000$ MPa, $\rho_p=2500$ kg/m³, $\rho_s=1700$ kg/m³, $\nu_s=0,4$, $\beta_s=0,1$)

* moment fléchissant maximum du pieu

** moment fléchissant maximum au centre du pieu-poutre

différence entre les moments calculés dans le pieu et dans le pieu-poutre

III.4 SIMULATION DE L'ACTION SISMIQUE

Comme cela vient d'être expliqué, l'action d'un séisme sur un pieu correspondant à la propagation des ondes de cisaillement dans le champ libre du sol est simulée par un cycle de déplacement harmonique appliqué au centre de la poutre. En cas de séisme, il ne s'agit pas exactement de fatigue au sens habituel (qui implique la répétition de cycles à amplitude constante) mais d'un processus aléatoire qui peut se représenter par une succession de séries de cycles d'amplitude variable. Dix à vingt cycles hors domaine élastique paraissent être suffisants. Dans notre travail, nous cherchons un critère de rupture des pieux soumis à un

séisme. Pour cela, un chargement cyclique à amplitude croissante peut être appliqué. En raison des difficultés techniques à réaliser des essais semblables à des sollicitations de type harmonique, on applique un chargement linéaire, comme le montre la figure III.9.

L'amplitude des cycles peut être donnée en fonction du rapport d/d_y qui représente également la ductilité de la structure, d étant le déplacement imposé, et d_y le déplacement de référence correspondant à la limite élastique du pieu. Ce déplacement de référence est obtenu à partir des résultats d'un essai statique sur une poutre équivalente au pieu. Pour éviter d'effectuer cet essai statique, on peut obtenir le déplacement correspondant à la limite élastique à partir de l'enveloppe des valeurs des pics des cycles sur la courbe charge-flèche de l'essai cyclique alterné.

Chaque train de cycles comporte 2 cycles de même amplitude, de façon à atteindre la stabilité des propriétés de la structure sous chargement cyclique. Deux premiers trains, d'amplitude $d/d_y=0,75$ et $1,0$ représentent une sollicitation dans le domaine élastique de la structure et les trains suivants entraînent la structure dans le domaine post-élastique. L'amplitude des cycles est augmentée de $1, 1,5, 2, 3, \dots$ jusqu'à la ruine selon la proposition issue de la bibliographie et précisée dans le paragraphe III.7.1. La fréquence et la vitesse des cycles sont choisies sur la base de la capacité existante des machines appliquant le chargement en laboratoire. De toute façon, il est possible de tirer des conclusions applicables pour le comportement sismique à partir d'essais statiques de structures en utilisant des moyens classiques [Fouré 1992]. Les résultats expérimentaux sont souvent présentés sous forme de courbes de comportement au cours des cycles, essentiellement de l'effort en fonction du déplacement imposé. De ces courbes, on peut déduire la ductilité, la résistance et la capacité d'absorption d'énergie globale de la structure au cours des cycles.

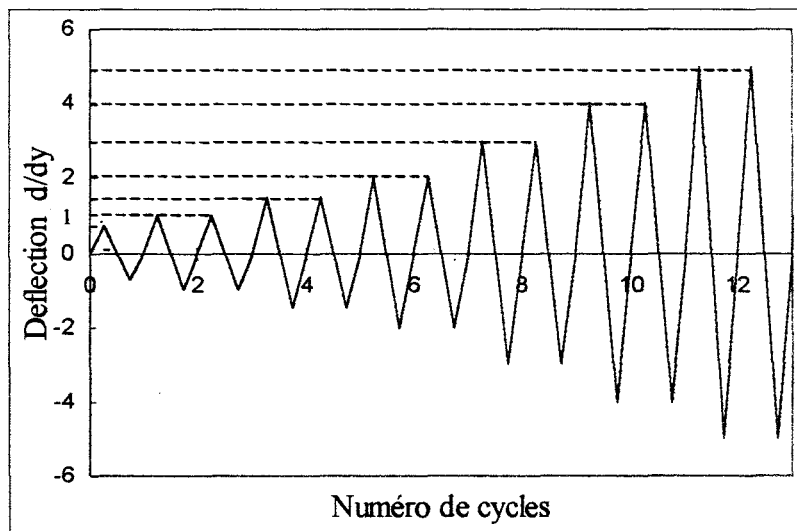


Fig. III.9: Sollicitation simulée de type linéaire de l'action sismique

III.5 PROGRAMME DES ESSAIS

L'objectif des essais est d'étudier l'aptitude des pieux en BFM à résister aux séismes en comparaison avec des pieux réalisés en béton armé classique. Pour ce faire, on réalise deux pieux en béton avec le pourcentage d'acier minimum imposé par les règles. En France, pour les zones sismiques, la norme AFPS 92 recommande 0,6% de la section pour les armatures longitudinales et 0,6% de la surface d'armatures longitudinales pour les armatures transversales de section A_t , espacées selon S_t , de diamètre extérieur des cerces d_t , selon l'équation suivante:

$$\omega = \frac{4A_t d_t}{d^2 S_t} \quad (3-17)$$

ω est le pourcentage en volume des armatures transversales et d est le diamètre du pieu. La figure III.10 montre le montage des armatures dans les pieux en béton classiquement armé.

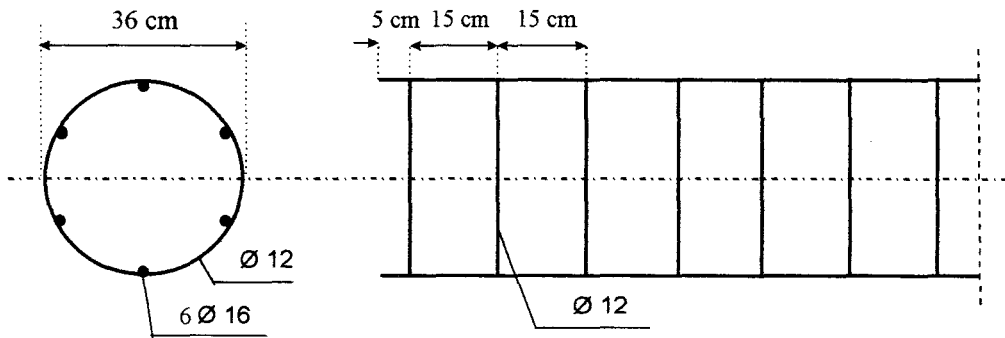


Figure III.10: Montage des armatures dans les pieux en béton armé

On a également réalisé 6 pieux en BFM. Les fibres métalliques retenues après les conclusions des essais préliminaires (précisés dans le chapitre II) sont:

- la fibre Twincone 54/1 classique, en acier de nuance 1100
- la fibre bi-ondulée 55/1 développée par Solfibre avec un acier de nuance 1200

Les dosages retenus sont de 40 et 50 kg/m^3 pour la Twincone, afin d'évaluer l'influence du dosage avec une fibre déjà utilisée par le passé, et donc offrant une première collection de résultats. Le dosage pour la bi-ondulée est de 45 kg/m^3 , ce qui correspond à un bon compromis performance-coût.

L'effort normal qui joue un rôle favorable dans le comportement des pieux devrait être échelonné suivant deux valeurs, la première égale à celle des essais antérieurs (5 MPa), et la seconde à une valeur nulle afin d'augmenter les déformations de traction dans le pieu pour une même valeur de flèche, et également afin de prendre en compte les inversions de charges susceptibles de se produire lors de séismes.

Par conséquent, 8 pieux ont été réalisés et leurs caractéristiques sont présentées dans le tableau III.3. Dans ce tableau, P, BA, TC, BO et N représentent respectivement Pieu, Béton Armé, béton de fibres Twincone (40 et 50 kg/m^3), de fibres bi-ondulées (45 kg/m^3) et précontrainte Normale (0 et 5 MPa).

Types de pieux	PBAN0	PBAN5	PTC40N0	PTC40N5	PTC50N0	PTC50N5	PBO45N0	PBO45N5
Longueur cm	380	380	380	380	380	380	380	380
Diamètre cm	50	50	50	50	50	50	50	50
Armatures longitudinales	0.6% 6φ16	0.6% 6φ16	-	-	-	-	-	-
Armatures transversales	0.6% φ12- 15cm	0.6% φ12- 15cm	-	-	-	-	-	-
types de fibres	-		-		Twincone		Bi-ondulée	
Fibres kg/m ³	-	-	40	40	50	50	45	45
précontrainte normale MPa	0	5	0	5	0	5	0	5
Cylindres	10		10		10		10	
Prismes	-		4		4		4	

Tableau III.3: Programme des essais

III.6 REALISATION DES PIEUX

Il est impératif de travailler en vraie grandeur et avec des conditions de fabrication et de mise en œuvre les plus proches possibles de celles du chantier. Les pieux ont été réalisés en deux phases au laboratoire Matériaux et Structures à Béthune. Dans ces deux phases, la préparation et le coulage du béton ont été faits par la société Sols et Fondations. Pour la première phase, on a réalisé des pieux de 5 m de longueur et 0,5 m de diamètre en béton armé classique et en béton de fibres Twincone, ainsi que des pieux de 3 m de longueur et 0,5 m de diamètre en béton de fibres pour carotter des éprouvettes cylindriques pour l'essai de traction directe. Pour ce faire, un échafaudage a été installé pour permettre le coulage des pieux à la verticale en utilisant des coffrages circulaires en carton (Photo III.2). Pour simuler le bétonnage des pieux à la tarière creuse, le béton prêt à l'emploi a été mis en place par pompage selon les caractéristiques des chantiers ($\varnothing_{\max}=16$ mm).

Dans la deuxième phase de coulage en juillet 1998, les pieux en béton de fibres bi-ondulées ont été réalisés de la même manière que les premiers pieux avec la même composition de béton. Les coffrages des pieux étaient maintenus contre le mur du hall du laboratoire. Le mode opératoire de réalisation des pieux pour les deux phases est décrit ci-dessous:

- arrivée sur chantier du BPE dans le camion toupie,
- mesure de l'ouvrabilité au cône d'Abrams,
- remplissage des moules cylindriques pour les essais de compression de référence,
- intégration des fibres dans le camion toupie par une machine de type fibro-jet (photo III.1),
- injection du fluidifiant dans la toupie en même temps que les fibres,
- mélange du béton de fibres pendant 5 minutes,
- mesure de l'ouvrabilité du béton de fibres au cône d'Abrams,
- remplissage des moules cylindriques et prismatiques pour essais de compression et de flexion de référence,
- pompage du béton de fibres dans le coffrage en carton des pieux.

A cause de problèmes d'intempéries, le béton a été d'abord coulé dans les coffrages jusqu'à 0,5 m de hauteur pour éviter un éventuel déroulement du carton au moment du coulage principal. Avant les essais, cet élément de 0,5 m a été scié, ce qui a amené la longueur des pieux à 4,5 m.

Le contrôle de la mise en œuvre du béton a été fait par le laboratoire mobile de Sols et Fondations. La maniabilité était mesurée avec un affaissement au cône. Cet affaissement était de 4 à 5 cm pour le béton sans fibres et entre 16 et 19 cm pour le béton de fibres avec fluidifiant. Après durcissement des pieux, ils sont décoffrés et ramenés à l'horizontale puis, placés dans le hall. Les cylindres et les prismes de contrôle étaient maintenus dans les mêmes conditions de durcissement que les pieux. Les pieux ont été testés entre 60 et 450 jours après leur fabrication. Ces délais longs s'expliquent par les multiples difficultés rencontrées pour la réalisation des essais.

III.6.1 Composition du béton

La composition du béton est celle développée par la société Sols et Fondations. La courbe granulométrique du béton frais sans fibres a déjà été présenté au chapitre II (voir la figure II.1, courbe b, page 37). La composition de 1 m³ de béton est indiquée dans le tableau ci-dessous:

Composition	Quantité
Gravier concassé 6/16	810 kg/m ³
Sable de seine 0/5	885 kg/m ³
Ciment CLC	400 kg/m ³
Eau	190 l/m ³
Superfluidifiant EUROFLOW 345 (0,8 % du poids du ciment)	3,2 kg/m ³

Tableau III.4 : Composition du béton

III.6.2 Essais mécaniques sur les éprouvettes de contrôle

Lors du coulage des pieux, on a également réalisé des éprouvettes cylindriques Ø16×32 cm² pour essais de compression et de fendage et des prismes 15×15×60 cm³ pour essais de traction par flexion. Ils sont ensuite conservés dans les conditions ambiantes du laboratoire. Les conditions d'évolution du béton des éprouvettes sont donc très proches de celles des pieux.

Les résultats des essais de compression, de fendage et de flexion sur le béton de fibres Twincone (40 et 50 kg/m³) et de fibres bi-ondulées (45 kg/m³) ont été reportés dans les tableaux III.5 à III.7.

Type de béton	Teneur en fibres (kg/m ³)	Age (jours)	Nombre d'éprouvettes	Résistance à la compression (MPa)	Ecart-type (MPa)
Béton témoin	0	95	4	40.6	3.89
Béton de fibres Twincone	40	95	4	46.3	5.78
	50	95	4	39.7	4.20
Béton de fibres bi-ondulées	45	91	5	48.2	3.13

Tableau III.5: Résultats des essais de contrôle des bétons en compression

Type de béton	Teneur en fibres (kg/m ³)	Age (jours)	Nombre d'éprouvettes	Résistance à la traction (MPa)	Ecart-type (MPa)
Béton témoin	00	97	4	2.06	0.38
Béton de fibres Twincone	40	97	5	4.07	0.34
	50	97	4	4.65	0.07
Béton de fibres bi-ondulées	45	92	5	3.49	0.08

Tableau III.6: Résultats des essais de contrôle des bétons en traction par fendage

Type de béton	Dosage (kg/m ³)	Age (jours)	Nombre d'éprouvettes	Contrainte à la fissuration (MPa)	Contrainte maximale (MPa)	Masse vol. (kg/m ³)
Béton de fibres Twincone	40	100	4	4.30	4.98	2343
	50	100	4	4.59	6.09	2357
Béton de fibres bi-ondulées	45	96	4	3.98	4.24	2384

Tableau III.7: Résultats des essais de contrôle des bétons en traction par flexion sur prismes 15x15x60

III.7 MONTAGE EXPERIMENTAL

Des premiers essais avaient été menés en 1993 sur des "pieux-poutres" de diamètre 50 cm et de longueur 5 mètres, coulés verticalement dans des coffrages circulaires en carton [Paciorek 1996]. Le béton était mis en place par pompage et tube plongeur pour simuler la réalisation en chantier à la tarière creuse. Les pieux-poutres étaient ferrailés selon AFPS 90 et DTU 13.2.

Pour ces essais en vraie grandeur deux appuis articulés ont été spécialement réalisés. Ils se boulonnent sur une dalle d'essai. Un collier de chargement qui se visse sur le capteur de force en tête de vérin transmet la charge. Deux casques coiffent le pieu à ses extrémités, sur lesquels s'appuient deux barres Dywidag permettant d'induire une précontrainte axiale. Celle-ci permet de simuler les efforts normaux de compression que subissent normalement tous les pieux de fondation. L'ensemble est présenté sur la figure III.11. Le chargement a été effectué

avec un vérin hydraulique de 250 kN. Dans cette série d'essais, le pilotage n'a pas été fait sur la flèche, mais sur la position du vérin et la souplesse du montage a induit des décalages.

Pour nos nouveaux essais sur les pieux, nous avons repris les mêmes dispositions. Mais cette fois, le chargement a été appliqué à l'aide d'un vérin INSTRON de 5000 kN monté sur un cadre beaucoup plus rigide que le premier montage (Photo III.3). Ceci permet de considérer le déplacement du vérin comme très voisin de la flèche mesurée par les capteurs de déplacement au milieu du pieu. Le pilotage peut donc être considéré comme fait suivant la flèche, ce qui permettra une étude énergétique. De plus, il est possible d'appliquer une force plus élevée.

Quatre capteurs sont utilisés pour s'affranchir des déformations des systèmes d'appui et de chargement (Fig. III.11). La flèche au milieu du pieu est obtenue par la moyenne des valeurs mesurées par les capteurs 1 et 2. Les valeurs de déplacement au niveau des capteurs 3 et 4 servent de vérification et se sont révélées pratiquement nulles.

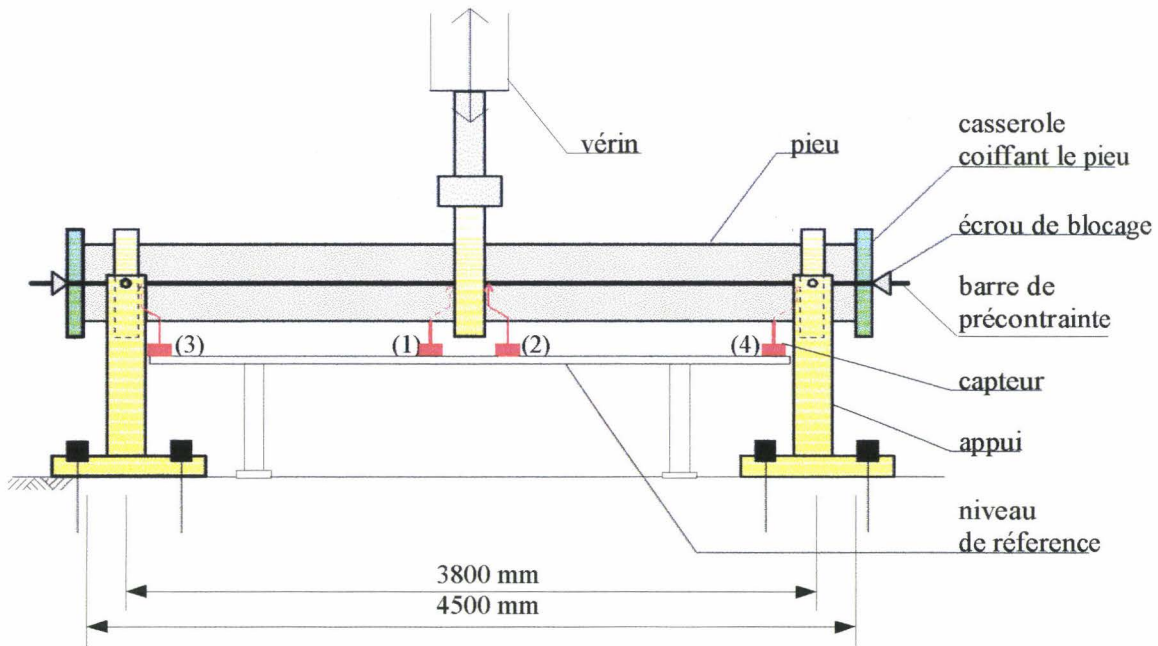


Fig. III.11: Schéma du dispositif d'essai

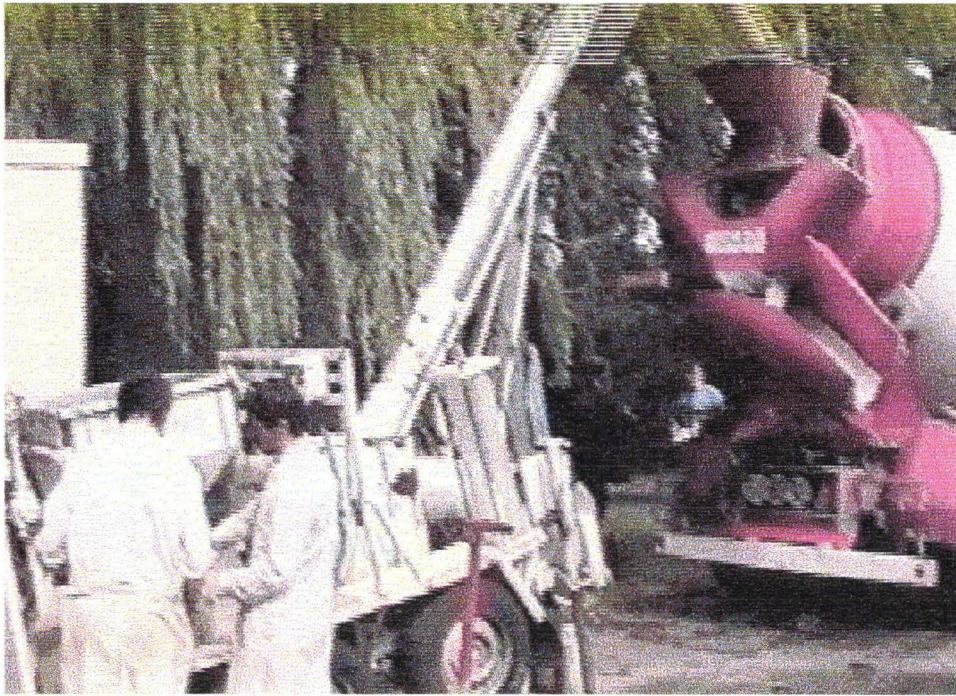


Photo III.1 : Distribution des fibres par la machine fibro-jet dans le camion de béton



Photo III.2 : Coulage du béton dans les coffrages des pieux par la pompe

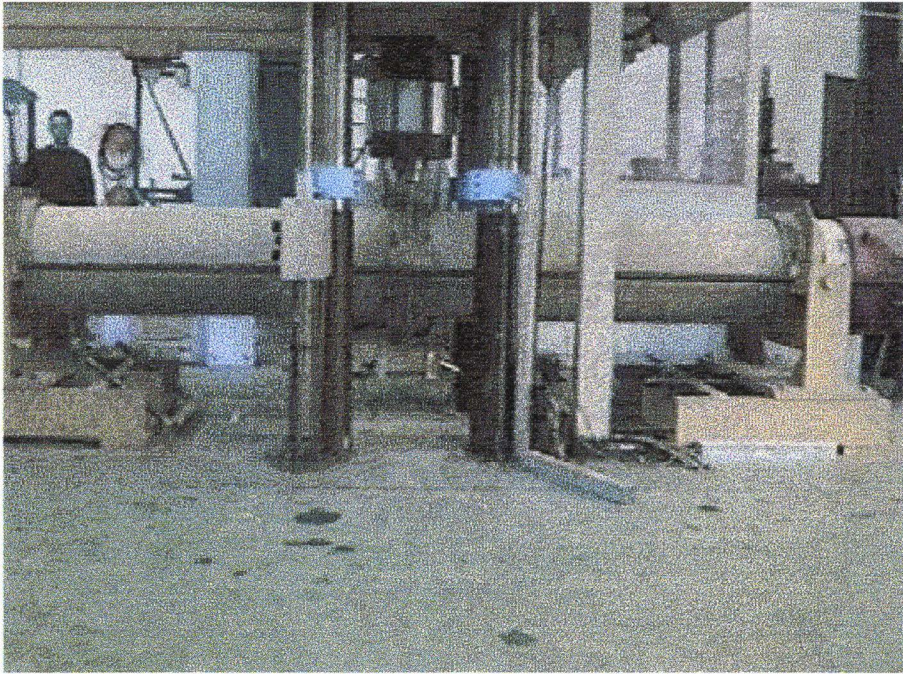


Photo III.3: Montage expérimental du pieu avec effort normal

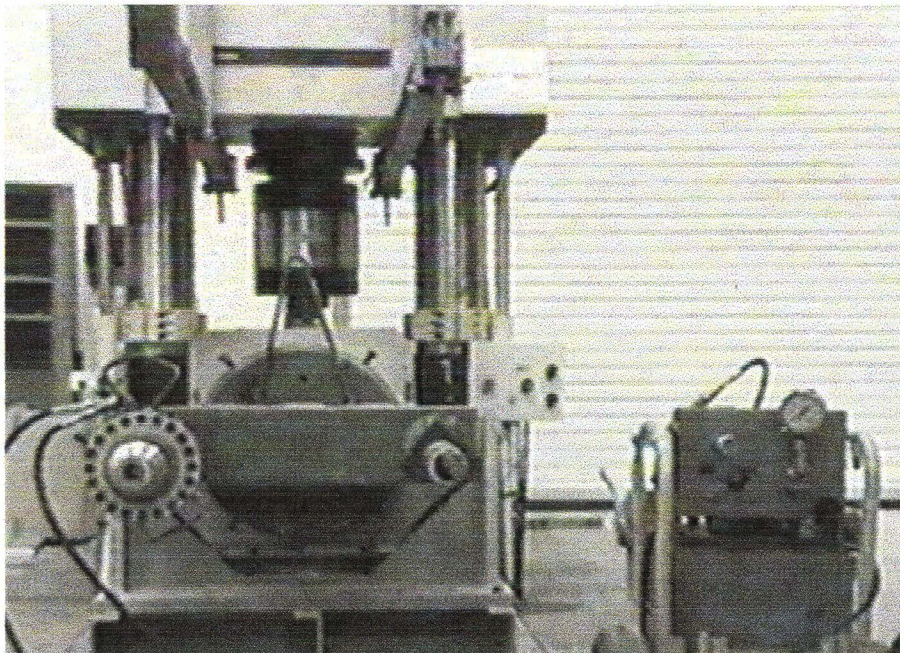


Photo III.4 : Machine et vérin appliquant effort normal

III.7.1 Programme de chargement et d'asservissement

La charge axiale a été maintenue constante durant toute la durée de l'essai. Les cycles de chargement de flexion sont conformes à ce qui est montré dans le paragraphe III.4 :

- Les cycles de flexion commencent par un premier cycle atteignant 75% de la limite élastique du pieu.
- Le second cycle de chargement est appliqué avec une amplitude correspondant à la valeur de déplacement élastique, Δ_y .
- Les cycles suivants sont appliqués à une amplitude croissante avec des valeurs de 1,5 , 2, 3, 4, ... fois Δ_y , jusqu'à rupture du pieu.
- Chaque cycle de chargement (sauf le premier) est répété une seule fois, soit un total de deux cycles complets pour chaque amplitude du chargement.
- La vitesse du chargement a été choisie selon l'amplitude de chaque cycle, en considérant que la période de tous les cycles était maintenue constante, égale à 4 minutes.

La valeur de Δ_y est différente pour chaque type de pieu. Afin de comparer les résultats expérimentaux des pieux entre eux, il est nécessaire d'appliquer un seul chargement pour tous les essais de même type. Nous avons donc appliqué deux paliers constants de déplacement de 2,4 et 4,8 respectivement pour les essais sans et avec l'effort normal. Après avoir exploité les résultats, la valeur de Δ_y pour chaque pieu sera calculée à partir des courbes enveloppe de charge-flèche des pieux.

III.8 TRAITEMENT DES DONNEES EXPERIMENTALES

III.8.1 Observation générale et analyse quantitative des résultats

Tous les essais ont été conduits en chargement cyclique avec pilotage en déplacement contrôlé jusqu'à la rupture. Pendant les essais, les observations suivantes sur les modes de fissuration et de rupture des pieux ont été faites:

- L'apparition des fissures commence à partir du 2^{ème} cycle de chargement pour les pieux sans effort normal et du 4^{ème} cycle pour les pieux avec effort normal.
- La fissure s'amorce en partie basse et juste à côté du casque du chargement au milieu du pieu. Ensuite, pendant les cycles suivants, la fissure tourne autour de la section et perpendiculairement à l'axe du pieu.
- Pour tous les pieux en béton de fibres, il y a une seule fissure principale qui s'ouvre et se ferme pendant les cycles de chargement, et la rupture des pieux se fait par l'ouverture de cette fissure (Photo III.5b).
- On a constaté plusieurs fissures de flexion sur les pieux en béton armé et leur ouverture était plus petite que pour les pieux en béton de fibres (Photo III.5a). Pour le pieu PBAN0, le chargement n'a pas été appliqué jusqu'à la rupture du pieu.

- La rupture de tous les pieux sans effort normal s'est produite par ouverture de fissure sans éclatement important du béton. En revanche, la rupture des pieux avec effort normal s'est accompagnée de l'éclatement du béton (Photo III.5b). Dans les pieux renforcés par des fibres, l'éclatement du béton a commencé à partir du 12^{ème} cycle (soit un déplacement d'environ 24 mm). Mais, dans le cas du pieu PBAN5, il a commencé à partir du 14^{ème} cycle (environ 28,8 mm de déplacement).

Les photos III.6a et III.6b montrent respectivement la section fissurée des pieux en BFM sans et avec effort normal. Après la rupture des pieux, le nombre de fibres dans la section fissurée a été compté et reporté dans le tableau III.8. On a également constaté une mauvaise répartition des fibres dans le pieu PTC40N5, ainsi que dans le pieu PTC50N0 qui comportait plus de fibres dans la partie supérieure que dans la partie inférieure.

Les résultats généraux des essais sur les pieux sont regroupés dans le tableau ci dessous.

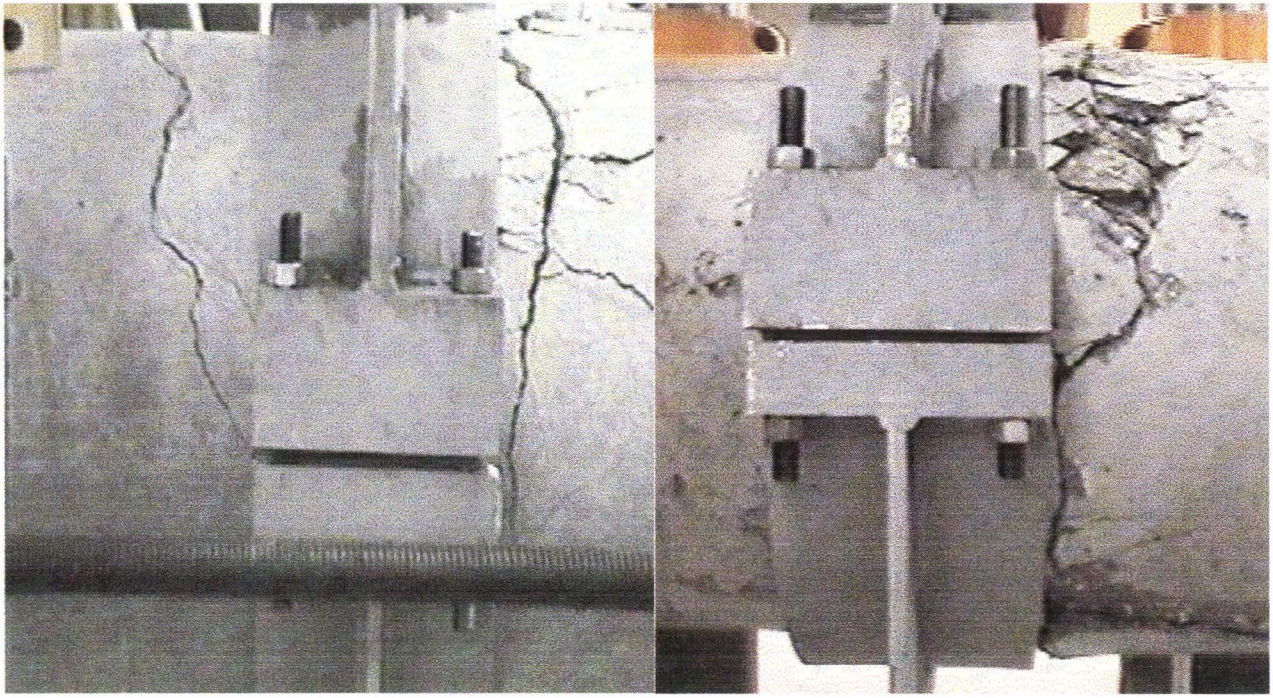
Pieux	Age du béton (jours)	Nombre de fibres*	charge max.** (kN)		Moment max.** (kN.m)		Flèche*** (mm)	
			+	-	+	-	+	-
PBAN0	315	-	110.9	104	105.4	98.8	14.9	14.6
PTC40N0	328	203	62	53.6	58.9	50.9	5.8	4.6
PTC50N0	334	215	71.4	52.5	67.8	49.9	4.9	3.4
PBO45N0	436	358	40.3	50.1	38.3	47.6	1.4	1.3
PBAN5	443	-	242.0	236.7	229.9	224.9	22.7	23.6
PTC40N5	451	128	185.7	222.1	176.4	211.0	17.8	19.6
PTC50N5	459	398	222.4	289.2	211.3	274.7	11.9	13.7
PBO45N5	456	422	226.0	257.5	214.7	244.6	13.7	14.6

* nombre de fibres dans la section fissurée

** charge et moment maximaux

*** flèche centrale correspond au moment maximum

Tableau. III.8 : Principaux résultats des essais sur les pieux



(a)

(b)

Photo III.5: Fissures observées sur les pieux (a) PBAN5 (b) PBO45N5



(a)

(b)

Photo III.6 : Section rompue des pieux sans et avec force axiale (a) PBO45N0 (b) PBO45N5

III.8.2 Diagrammes charge-flèche

Les diagrammes cycliques de charge-flèche représentent la force appliquée au milieu du pieu en fonction du déplacement moyen mesuré par deux capteurs situés juste à côté du collier de chargement du pieu. Par exemple, les figures III.13 à III.15 montrent respectivement la courbe cyclique charge-flèche obtenue pour le pieu en béton de fibres bi-ondulées sans et avec effort normal (PBO45N0, PBO45N5). En ce qui concerne les pieux avec effort normal, l'excentrement Δ entraîne un effet que nous appelons P- Δ , qui augmente le moment réel sur la membrure. Pour tenir compte de cet effet P- Δ sur la charge appliquée F, on se reportera à la figure III.12.

Le moment maximum au milieu du pieu est obtenu par la formule suivante :

$$M = \frac{FL}{4} + P\Delta \quad (3-18)$$

Si on calcule le moment maximum à partir d'une force corrigée F' sans application de l'effort normal, on aura :

$$M = \frac{F'L}{4} \quad (3-19)$$

En égalisant les deux valeurs de moment dans les formules 3-18 et 3-19, la valeur corrigée de la charge est donnée par la formule suivante :

$$F' = F + P\Delta\left(\frac{4}{L}\right) \quad (3-20)$$

Le second terme dans la formule 3-20 représente la force équivalente correspondant à l'effet P- Δ . Cet effet est montré par des traits pointillés sur la figure III.14.

Le moment maximum dans la section fissurée est calculé en multipliant la charge (à laquelle est ajouté l'effet P- Δ) par le bras de levier jusqu'à la section la plus critique (milieu du pieu). Dans notre étude, trois types de courbes seront utilisés :

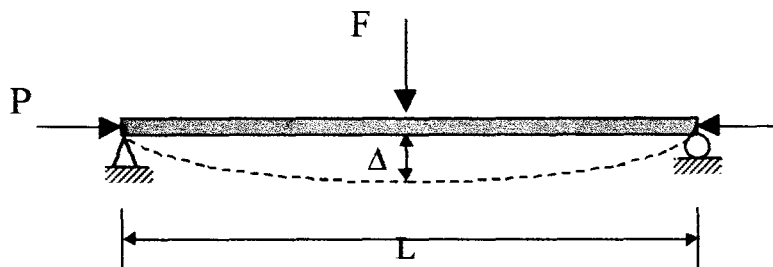


Fig. III. 12 : Schéma du montage expérimental

1. Les courbes cycliques charge-flèche $F-\Delta$ non-corrigées de l'effet $P-\Delta$, obtenues directement à partir des résultats expérimentaux (Figs A.1 à A.8 dans l'annexe III).
2. Les courbes cycliques charge-flèche $F-\Delta$ corrigées de l'effet $P-\Delta$, permettant de visualiser l'ensemble du comportement réel des pieux. Ces courbes seront utilisées pour l'analyse des résultats (Figs A.9 à A.12 dans l'annexe III).
3. Les courbes enveloppes charge-flèche qui ont été calculées à partir des courbes cycliques $F-\Delta$ (Figures III.16 et III.17). Pour ce faire, on calcule la moyenne des valeurs absolues des charges maximales et des flèches correspondantes pour les premiers des deux cycles imposés dans les deux sens. Ce sont eux qui donnent en pratique les charges les plus élevées, alors que les flèches sont identiques. La courbe enveloppe représente donc les moyennes de ces premiers cycles en fonction des flèches moyennes.

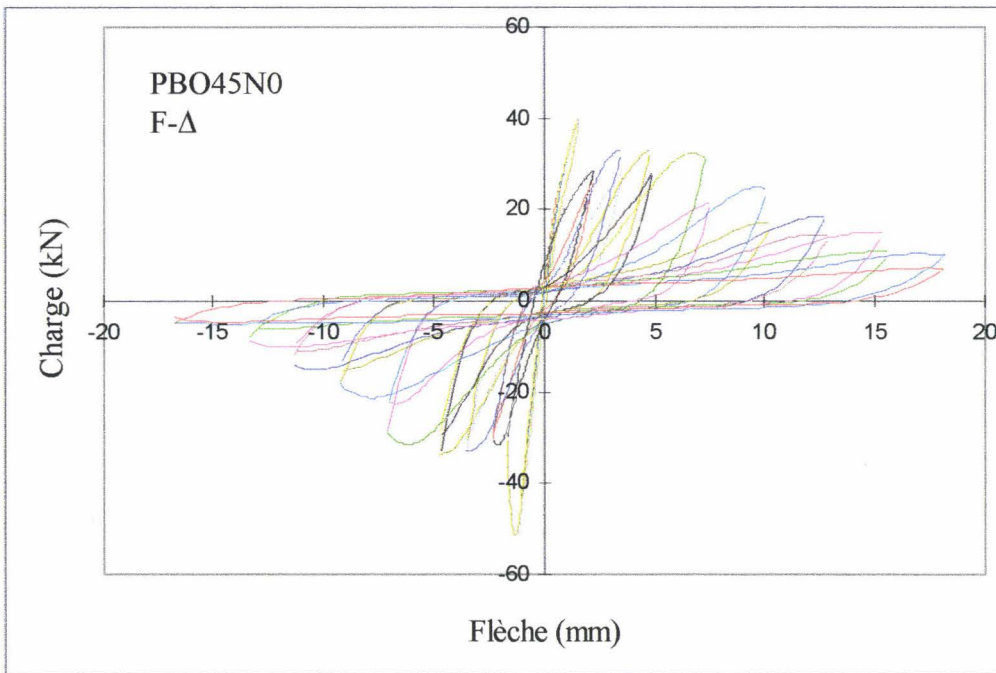


Fig. III.13: Diagramme charge-flèche du pieu en béton de fibres bi-ondulées sans effort normal (PBO45N0)

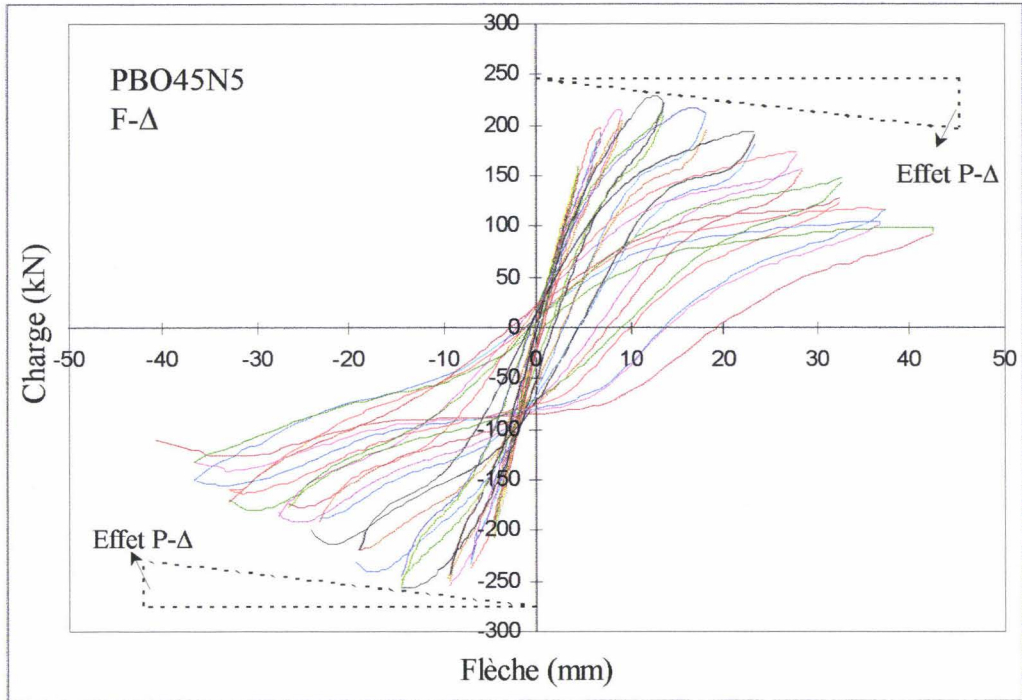


Fig. III.14: Diagramme charge-flèche non corrigé de l'effet P- Δ du pieu en béton de fibres bi-ondulées avec effort normal (PBO45N5)

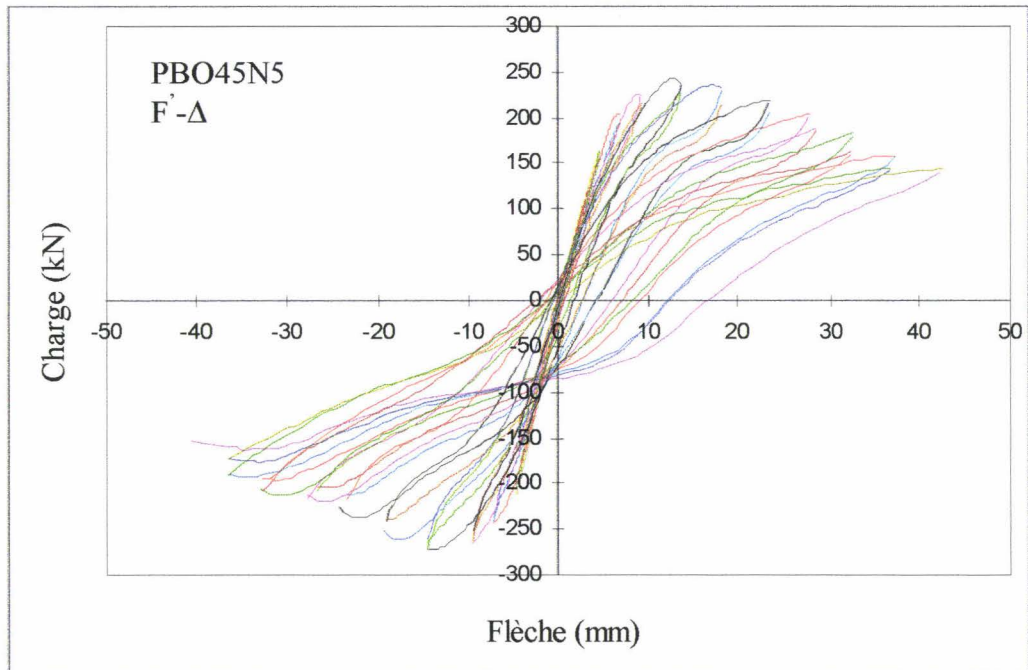


Fig. III.15: Diagramme charge-flèche corrigé de l'effet P- Δ du pieu en béton de fibres bi-ondulées avec effort normal (PBO45N5)

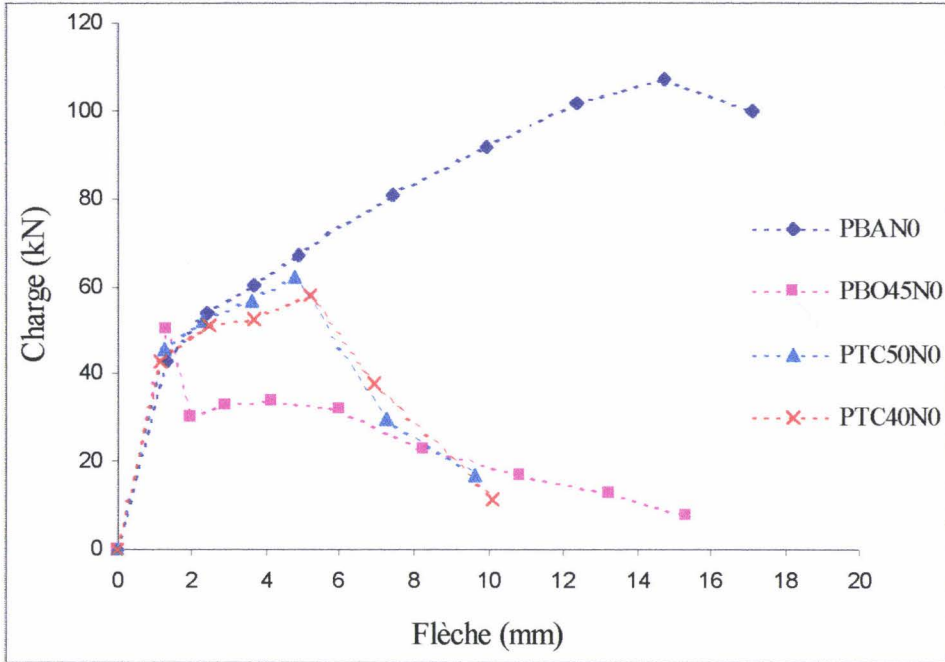


Fig. III.16: Diagrammes enveloppes charge-flèche des pieux sans effort normal pour quatre types de béton

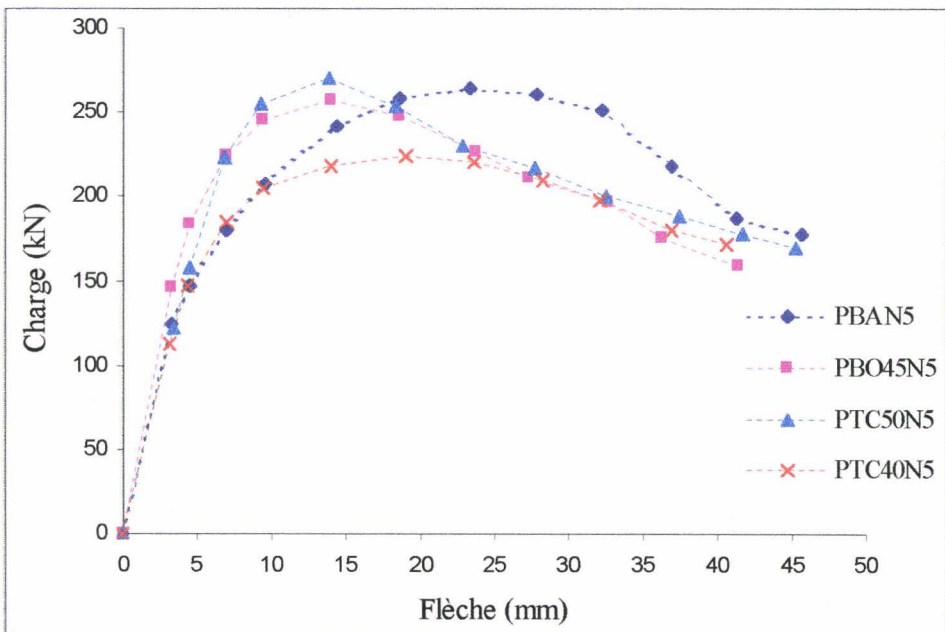


Fig. III.17: Diagrammes enveloppes charge-flèche des pieux avec effort normal pour quatre types de béton

III.8.3 Paramètres de comportement

Le diagramme cyclique charge-flèche donne une évolution qualitative du comportement d'un pieu. Cette évolution n'est pas suffisamment explicitée. Il vaut mieux utiliser les paramètres évaluant la capacité de déformation de la structure, ainsi que la capacité d'absorption d'énergie suivant les cycles de chargement. Ces paramètres permettent une meilleure comparaison des performances de chacun des pieux face aux effets sismiques. Les deux paramètres de ductilité et d'énergie dissipée sont les plus utilisés dans la bibliographie. On définit ces deux paramètres dans les paragraphes suivants et on les utilise pour l'analyse des résultats des pieux.

III.8.3.1 Paramètre de ductilité

La ductilité est la capacité d'une structure à se déformer de manière stable dans le domaine postélastique. Elle s'exprime comme le rapport du déplacement ultime au déplacement élastique de la structure. Ce dernier n'est pas celui correspondant à la charge maximale. Pour les pieux classiquement armés, la partie ascendante du diagramme charge-flèche n'est pas exactement linéaire, parce que le béton commence à fissurer avant la plastification des armatures et entraîne une augmentation de la contrainte dans les aciers tendus, de sorte que le comportement d'ensemble présente un point anguleux mais pas de variation brusque de la rigidité d'ensemble.

En ce qui concerne les pieux en béton de fibres métalliques, le même phénomène est observé. Le béton de fibres métalliques n'est pas un matériau homogène, mais les fibres sont distribuées dans toute la section du pieu de manière aléatoire. Donc, après la fissuration du béton, les fibres sont tendues et le comportement d'ensemble du béton et des fibres cause une non linéarité dans la partie élastique du pieu. La forme de la courbe charge-flèche avant d'arriver à la charge maximale dépend de la forme et du dosage des fibres utilisées.

Il faut donc déterminer la ductilité des éléments en béton armé ou en béton de fibres de manière conventionnelle. Pour ce faire, une méthode d'évaluation de la valeur de déplacement à la limite élastique a été définie pour les poteaux en béton armé classique [Park 1989]. Cette méthode a été également appliquée par d'autres chercheurs sur des poteaux ou des pieux en précontrainte sous un chargement sismique [Joen 1988, Légeron 1998]. Nous avons également appliqué cette méthode sur les pieux en béton de fibres.

Pour notre étude, nous déterminons d'abord un nouveau diagramme enveloppe charge-flèche corrigée (de l'effet P- Δ) à partir des courbes cycliques. Ce diagramme est déterminé comme celui de moment-flèche expliqué dans le paragraphe III.8.2, page 84. Rappelons que ce dernier présentait la moyenne des moments maximaux, qui sont ceux au premier des deux cycles imposés. Pour calculer les paramètres de comportement, il vaut mieux utiliser les valeurs du deuxième cycle, parce que le comportement du pieu est supposé alors stabilisé. C'est en cela que ce diagramme enveloppe diffère de celui présenté précédemment.

Selon la définition donnée par Park (1989), la rigidité élastique idéale, K_1 , est la pente de la droite passant par l'origine et qui coupe la courbe enveloppe pour une charge égale à 75% de la charge maximale, F'_{\max} . Le déplacement élastique idéal devient alors :

$$\Delta_y = \frac{F'_{\max}}{K_I} \quad (3-21)$$

La figure III.18 montre la courbe enveloppe et la définition de la ductilité. Pour une flèche donnée Δ , la ductilité est définie par :

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta}{\Delta_y} \quad (3-22)$$

Cette ductilité structurelle est comparée à la ductilité structurelle ultime μ_{Δ_u} déterminée à partir de la flèche ultime du pieu Δ_u :

$$\mu_{\Delta_u} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (3-23)$$

Il faut également définir la rupture du pieu de manière conventionnelle. Pour les poteaux en béton armé classique sous une force axiale, Park a également défini la rupture comme étant le moment où le poteau ne supporte plus que 80% de sa capacité maximale atteinte avant la perte du recouvrement. Le déplacement ultime correspondant est donc défini de la sorte (Fig. III.18). Le comportement des pieux en BFM avec effort normal montre que cette définition peut être utilisée pour déterminer la flèche ultime des pieux. Pour les pieux sans précontrainte, la charge diminue tout de suite après la charge maximale. On a donc choisi une valeur de 50% de la capacité maximale pour déterminer cette flèche ultime.

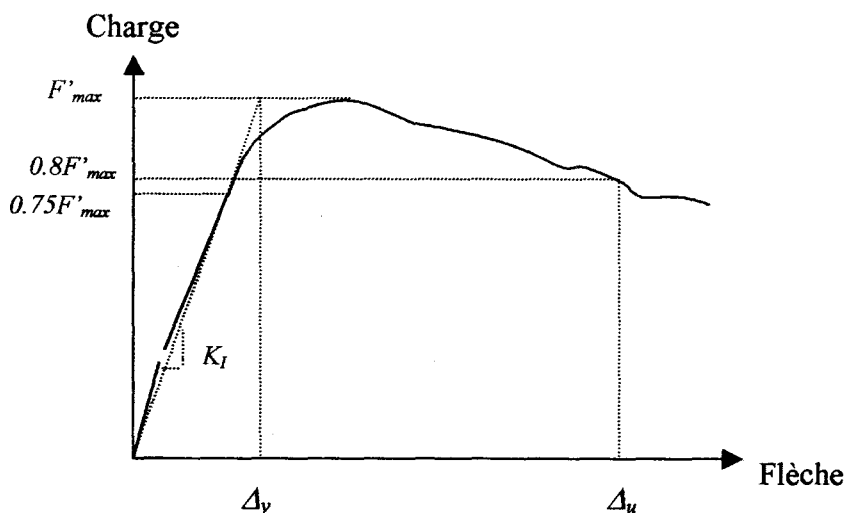


Fig. III.18: Détermination du déplacement élastique à partir de la courbe enveloppe charge-flèche

III.8.3.2 Paramètre de l'énergie cyclique

L'énergie cyclique est la mesure de l'énergie dissipée par déformation inélastique. Pour chaque cycle de chargement, l'énergie cyclique est obtenue à partir du calcul de la surface entourée par le cycle, E_i . En sommant cette énergie sur tous les cycles, on obtient l'énergie cyclique totale :

$$E_{cyc} = \sum_{i=1}^n E_i \quad (3-24)$$

Les figures III.19 et III.20 montrent les valeurs de l'énergie cumulée pendant les cycles de chargement en fonction du nombre de cycles pour les essais respectivement sans et avec effort normal. Les valeurs de l'énergie cyclique ont été calculées jusqu'à 9 cycles de chargement (soit un déplacement de 7,2 mm) pour les essais sans effort normal et 17 cycles (soit un déplacement de 33,6 mm) pour les essais avec effort normal avant la rupture des pieux. Celles-ci ont été reportées dans le tableau III.9.

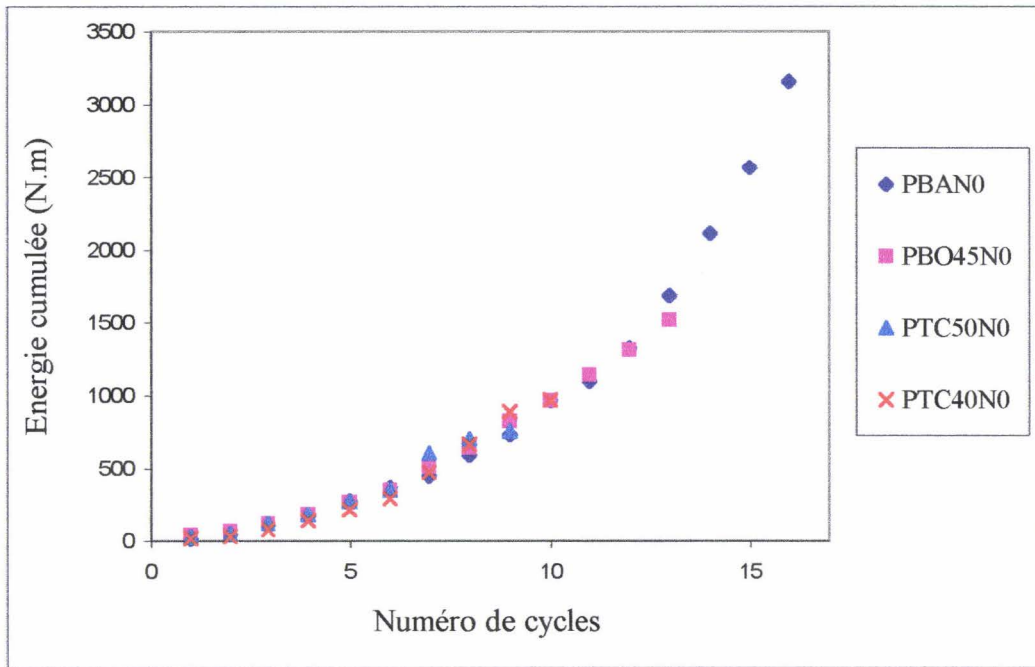


Fig. III.19: Energie cumulée des pieux sans effort normal en fonction des cycles de chargement pour les quatre types de pieux.

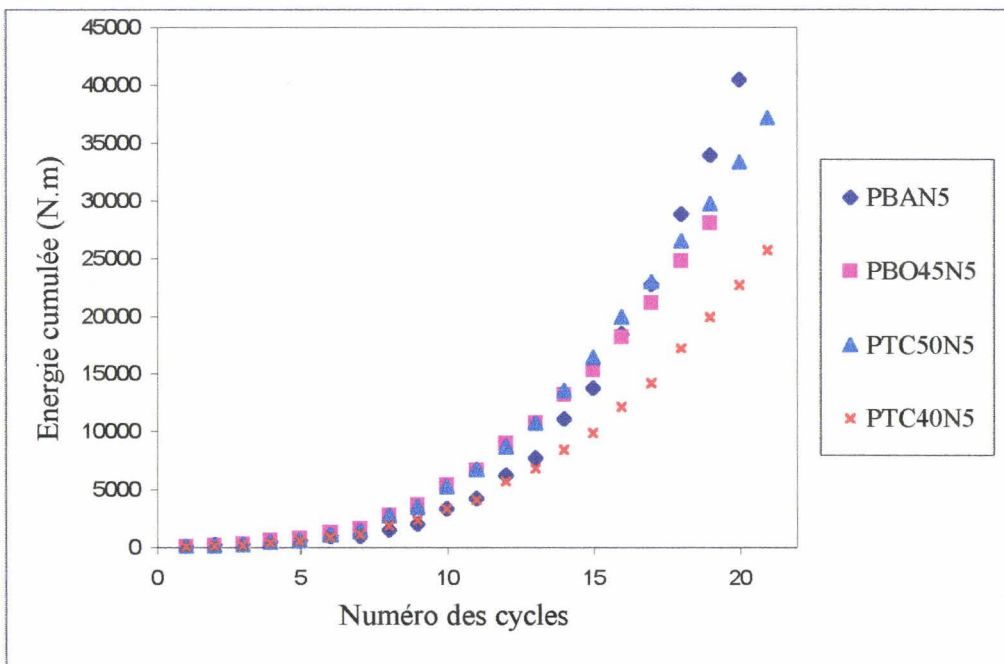


Fig. III.20: Energie cumulée des pieux avec l'effort normal en fonction des cycles de chargement pour quatre types des pieux.

III.8.4 Analyse des résultats

Les paragraphes suivants portent sur l'étude de l'influence des variables testées. Les principaux résultats sont présentés dans le tableau suivant. F'_{\max} et M_{\max} sont les valeurs moyennes absolues des charges et moments maximaux. Les valeurs de ductilité et l'énergie cyclique ont été calculées selon les définitions données dans les paragraphes précédents.

Pieux	F'_{\max} (kN)	M_{\max} (kN.m)	Δ_y (mm)	μ_{Δ} (à $0.8F'_{\max}$)	μ_{Δ} (à $0.5F'_{\max}$)	E_{cyc} (kN.m)
PBAN0	107.5	102.1	-	-	-	-
PTC40N0	57.8	54.9	1.7	3.66	4.63	890
PTC50N0	61.9	58.8	1.8	3.18	3.92	756
PBO45N0	50.1	47.6	1.3	1.23	5.89	825
PBAN5	264.6	251.4	10.6	3.38	-	22740
PTC40N5	224.3	213.1	7.5	4.39	-	14180
PTC50N5	269.8	256.3	7.7	3.75	-	22970
PBO45N5	257.2	244.3	6.2	4.35	-	21152

Tableau III.9 : Charges et moments maximaux et paramètres du comportement des pieux

III.8.4.1 Effet de la charge axiale

La moitié des pieux a été testée sans effort normal et les autres pieux ont subi une charge axiale de 982 kN qui est équivalente à 5 MPa de contrainte normale. La comparaison du comportement charge-flèche cyclique est menée sur les figures A.1 à A.4 concernant les pieux sans effort normal et les figures A.5 à A.8 concernant les pieux avec l'effort normal (voir l'annexe III). La charge axiale joue un rôle très important dans le comportement des pieux qu'on peut répartir en trois catégories: la résistance, la ductilité et la capacité d'absorption d'énergie.

Les résultats reportés dans le tableau III.9 montrent que l'effort normal augmente fortement la charge et le moment maximaux des pieux. Les valeurs des moments montrent une augmentation de l'ordre de 146% pour le pieu en béton armé classique et de 288% à 413% pour les pieux en béton de fibres. On constate logiquement que l'effet de l'effort normal est nettement supérieur pour les pieux en BFM.

L'effort normal retarde la fissuration dans le pieu, en particulier dans les pieux en béton de fibres. De plus, l'effort normal améliore le comportement des pieux en BFM après fissuration. Par exemple, on voit une chute rapide du diagramme charge-flèche après le pic du pieu en béton de fibres bi-ondulées sans effort normal PBO45N0 (Fig. III.13, page 84), mais ce phénomène n'est pas constaté quand on applique la charge axiale sur le pieu PBO45N5 (Fig. III.14, page 85). Ceci entraîne une différence importante au niveau de la ductilité pour le béton de fibres bi-ondulées. On constate une légère augmentation de 18 à 20% dans le cas des pieux en béton de fibres Twincone. En ce qui concerne les pieux en BA, on ne peut pas déterminer l'effet de la charge axiale sur la ductilité, puisqu'on n'est pas allé jusqu'à la rupture du pieu.

Quand on applique l'effort normal, la capacité d'absorption d'énergie de la structure augmente. Le tableau III.9 présente la variation des valeurs de l'énergie cyclique avant la rupture des pieux. Les figures III.19 et III.20 présentent la variation des valeurs de l'énergie absorbée pendant les cycles de chargement par les pieux sans et avec précontrainte. On constate bien cette amélioration de l'énergie absorbée.

III.8.4.2 Effet du matériau

La comparaison des pieux en béton armé classique PBAN0 et PBAN5 avec les pieux en béton renforcé par des fibres Twincone et bi-ondulées nous permet d'apprécier l'intérêt de remplacer les armatures par des fibres.

Les résultats obtenus pour les pieux sans effort normal montrent que le moment maximum du pieu en béton armé PBAN0 est nettement supérieur à celui des pieux en béton de fibres, de l'ordre de 86%, 74% et 114% par rapport aux pieux PTC40N0, PTC50N0 et PBO45N0 respectivement. En revanche, dans le cas des pieux avec effort normal, les moments maximaux de tous les pieux sont sensiblement égaux (différence maximale de 3%), à l'exception du pieu PTC40N0 à cause d'un nombre anormalement faible de fibres dans la section fissurée (voir le tableau III.8). On constate également que le pieu PTC50N5 possède un moment maximal plus élevé que le pieu PBAN5.

Les pieux en béton armé présentent un déplacement à la limite élastique Δ_y plus élevé, ce qui entraîne une ductilité plus faible que celle des pieux en béton de fibres. De plus, les diagrammes de l'énergie cyclique montrent que jusqu'à 12 cycles pour les pieux sans précontrainte et 16 cycles pour les pieux avec précontrainte, la capacité d'absorption d'énergie des pieux en BFM est plus élevée que celle du pieu en BA.

La plupart des pieux réels subit un effort axial induit par le poids de la structure ou par d'autres chargements appliqués sur la structure. Donc, selon les résultats de nos essais effectués avec une précontrainte axiale de 5 MPa, il est pratiquement possible de remplacer un pieu armé selon le minimum forfaitaire à l'effort normal, par un pieu en béton renforcé par des fibres Twincone ou bi-ondulées.

III.8.4.3 Effet du type et du dosage de fibres

Le type de fibre a une influence importante sur le comportement des pieux. Les essais effectués sur les pieux sans précontrainte permettent de faire une bonne comparaison entre le comportement des deux types de fibres utilisées. Les fibres Twincone contrôlent tout de suite la fissure après la première fissuration du béton. On constate une augmentation de la charge pour les pieux PTC40N0 et PTC50N0 après fissuration du béton (Fig. III.16, page 86). Avec l'augmentation de l'ouverture de la fissure, les fibres Twincone commencent à se casser ou à se détacher les unes après les autres et la charge diminue. Dans le cas des fibres bi-ondulées, on constate une chute rapide du diagramme charge-flèche après fissuration du béton. Ceci est dû au fait que les fibres bi-ondulées s'allongent et agissent progressivement en fonction de l'ouverture de fissure. On note une résistance du pieu PBO45N0 moins élevée de l'ordre de 13% et 19% par rapport aux pieux PTC40N0 et PTC50N0 (tableau III.9). Le pieu PBO45N0 montre une valeur de ductilité moins élevée à $0,8 F'_{\max}$ et une valeur plus élevée à $0,5 F'_{\max}$ par rapport aux pieux renforcés par des fibres Twincone. Ceci confirme que les fibres bi-ondulées

se comportent bien dans le domaine des grands déplacements, et qu'au contraire les fibres Twincone sont meilleures pour les déplacements petits ou moyens.

L'effet du type de fibres est moins évident sur les essais avec précontrainte. Grâce à la charge axiale, les fissures sont moins ouvertes et les fibres agissent moins dans le béton par rapport aux pieux sans effort normal. La résistance est pratiquement égale pour tous les types de fibres (à l'exception du pieu PTC40N5 pour la raison déjà expliquée). On note également une amélioration de la ductilité et de l'énergie dissipée pour le pieu PBO45N5 par rapport au pieu PTC50N5. Mais ce dernier présente une meilleure capacité d'absorption d'énergie.

Le dosage en fibres a été étudié seulement avec la fibre Twincone. Celui-ci n'est pas en soi un paramètre absolu influençant le comportement des pieux. Le nombre de fibres dans la section fissurée ainsi que leur répartition sont plus influents. Par exemple, dans nos essais, le petit nombre de fibres dans la section fissurée a été la cause de la baisse de résistance et d'énergie absorbée par le pieu PTC40N5 par rapport aux autres pieux avec effort normal. De même, la répartition moindre des fibres dans la moitié supérieure par rapport à la moitié inférieure du pieu PTC50N0 cause une résistance supérieure dans une direction de chaque cycle de chargement par rapport à la direction opposée et finalement diminue la valeur moyenne du moment maximum ainsi que la valeur d'énergie absorbée par le pieu. Globalement, on peut néanmoins dire que l'augmentation du dosage de fibres de 40 à 50 kg/m³ a eu une influence positive sur les paramètres de comportement des pieux renforcés par des fibres Twincone.

III.8.5 Comparaison avec les résultats antérieurs

Une comparaison est menée avec les résultats de deux études précédentes effectuées au CEBTP et à l'IUT de Béthune. Les essais au CEBTP ont été réalisés sur des pieux avec une précontrainte de 7 MPa, de portée 3,1 m et de diamètre 50 cm soumis à un chargement statique en flexion quatre points [Zhan 1991]. L'étude de Béthune a été effectuée sur des pieux avec une précontrainte de 5 MPa, de portée 4,4 m et de diamètre 50 cm soumis à un chargement en flexion alternée au milieu du pieu [Paciorek 1996]. La deuxième série d'essais est très semblable à notre étude, avec une différence au niveau de la portée du pieu ainsi qu'au niveau du chargement cyclique. Dans cette étude, le chargement a été appliqué jusqu'à 95% du déplacement correspondant à la charge maximum d'un essai statique (une flèche d'environ 16 mm).

Les résultats donnés par ces deux études ainsi que ceux de la nôtre sont présentés dans le tableau III.10. A l'exception du pieu PTC40N5 (à cause d'un nombre très faible de fibres dans la section fissurée), les réponses obtenues sur les pieux avec précontrainte sont tout à fait comparables. La résistance des pieux en BFM avec effort normal est sensiblement voisine avec un écart d'environ 5% au niveau du moment maximum.

Etudes	Type du pieu	Précontrainte (MPa)	Dosage (kg/m ³)	Moment maximum (kN.m)
Zhan, 1991	Béton armé	7	-	254
	Béton de fibres ondulées		25	258
	Béton de fibres ondulées		40	250
	Béton de fibres à deux têtes		25	254
	Béton blanc (non armé)		-	230
Paciorek, 1996	Béton armé	5	-	275
	Béton de fibres Twincone		25	247
	Béton de fibres Twincone		30	250
Madhkhan, 1999	Béton de fibres Twincone	5	40	252
	Béton armé		-	251.4
	Béton de fibres bi-ondulées		45	244.3
Madhkhan, 1999	Béton de fibres Twincone	0	40	213.1
	Béton de fibres Twincone		50	256.3
	Béton armé		-	102.1
	Béton de fibres bi-ondulées		45	47.6
Madhkhan, 1999	Béton de fibres Twincone	0	40	54.9
	Béton de fibres Twincone		50	58.8
	Béton de fibres Twincone		50	58.8

Tableau III.10: Moments fléchissant maximaux obtenus des essais effectués sur les pieux en BA et en BFM

III.9 CONCLUSIONS

Pour valider la méthode de dimensionnement, il est nécessaire d'étudier le comportement des pieux en béton de fibres soumis à des actions de type sismique, et de les comparer avec des pieux en béton armé classique selon le minimum forfaitaire (recommandé par les règlements AFPS 92). Les essais ont été réalisés en vraie grandeur, et les conditions de fabrication et de mise en œuvre du béton proches de celles du chantier réel.

Nous avons d'abord utilisé un modèle simple pour l'étude de l'interaction sol-pieu sous chargement sismique. Ce modèle nous a permis de connaître le comportement du pieu dans le sol et ensuite de le modéliser comme une poutre équivalente en laboratoire. L'action du séisme est également simulée par une série de cycles de déplacement à amplitude croissante.

Un programme d'essais sur 2 pieux classiques en béton armé et 6 pieux en béton de fibres Twincone et bi-ondulées sans et avec précontrainte a été réalisé. Il a permis de mieux connaître le comportement des pieux en béton de fibres métalliques, surtout sous grandes déformations imposées par un chargement cyclique simulant un séisme. Les résultats expérimentaux ont montré que l'effort normal joue un rôle très important sur le comportement des pieux. La résistance des pieux, en particulier les pieux en BFM, baisse fortement sans précontrainte. Par contre, les résultats des essais avec effort normal ont montré qu'une précontrainte de 5 MPa amène une amélioration du comportement des pieux en béton de fibres. De plus, ces résultats sont comparables avec ceux des pieux en béton armé classique au niveau de la résistance, de la ductilité et de la dissipation d'énergie.

Parmi les deux types de fibres testées, on a constaté que les fibres Twincone à 50 kg/m³ et les fibres bi-ondulées à 45 kg/m³ ont montré un comportement équivalent pour les pieux précontraints. Le pieu PTC50N5 a même montré un meilleur comportement que le pieu en béton armé PBAN5. Dans les essais sans précontrainte, l'effet des fibres et de leur dosage est plus évident. Dans cette série, les pieux renforcés avec les deux dosages de 40 et 50 kg/m³ de fibres Twincone avaient un meilleur comportement jusqu'aux déformations moyennes. A cause de leur géométrie, les fibres bi-ondulées ne réagissent mieux qu'à partir de grandes déformations.

Les résultats expérimentaux et leur analyse présentés dans ce chapitre vont servir de base pour la validation de la méthode de dimensionnement présentée dans le chapitre suivant.

CHAPITRE IV

MODELISATION DES PIEUX EN BFM ET COMPARAISON AVEC LES EXPERIMENTATIONS

IV.1 INTRODUCTION

Dans le chapitre bibliographique, nous avons présenté plusieurs méthodes qui permettent de modéliser le comportement post-fissuration de structures en BFM à partir du comportement du matériau. Elles sont basées soit sur un modèle continu soit sur un modèle discret. Dans le modèle continu le matériau composite est considéré comme homogène et on transforme la relation effort-ouverture de fissure issue des essais de traction directe en une relation contrainte-déformation équivalente. Au contraire, l'approche discrète est basée sur un modèle qui traduit explicitement la fissuration et utilise directement les résultats expérimentaux de caractérisation de BFM.

Parmi les modèles présentés dans la littérature, nous avons choisi celui proposé par la commission AFREM [1995] bien adapté à notre travail analytique. Ce modèle fournit un outil de calcul qui donne une bonne évaluation de la capacité portante d'une poutre en BFM en fonction de l'ouverture de fissure.

A partir de ce modèle, nous avons développé un programme informatique pour les poutres de section circulaire soumis à un effort normal et un moment fléchissant. On décrit dans ce chapitre le principe de ce modèle et on vérifie sa validité avec les résultats expérimentaux.

IV.2 ANALYSE D'UNE POUTRE CIRCULAIRE EN BFM

On considère une poutre de section circulaire en BFM soumise à la flexion composée. Le comportement est supposé élastique jusqu'à la macro-fissuration de la matrice où les fibres commencent à fonctionner. Le moment fléchissant et la courbure correspondant à la limite élastique du matériau sont calculés par les formules suivantes :

$$M_e = \frac{\pi d^3}{32} \cdot (f_{cr} + f_n) \quad (4-1)$$

$$\chi_e = \frac{M_e}{EI} \quad (4-2)$$

- f_{cr} : Contrainte à la fissuration en traction
- f_n : Contrainte normale induite par la charge axiale
- d : Diamètre du pieu
- I : Moment d'inertie de la section
- E : Module d'Young du pieu

Après le passage de la limite élastique du matériau, les microfissures se localisent, ce qui conduit à la création d'une macrofissure. Cette macrofissure modifie le champ de contrainte dans sa zone, et on n'observe pas de fissure secondaire proche de la première. La propagation de la macrofissure conduit à une dégradation du renforcement ; celle-ci est liée à la rupture, à une perte d'adhérence ou à un déchaussement des fibres. Dans le cas d'une poutre en flexion, une rotule semi-rigide représente la localisation de la macrofissure. L'équilibre de la structure suivant le mécanisme ci-dessus est décrit par la suite.

IV.2.1 Equilibre des efforts d'une section fissurée

Lorsque la contrainte arrive à celle de la limite élastique, on suppose qu'une seule fissure apparaît dans la section centrale de la poutre. La figure IV.1 montre une section circulaire fléchie et fissurée à une hauteur αd où $\alpha \in [0,1[$, ainsi que la répartition de résultante des déformations et des contraintes soumis à l'ensemble flexion et effort normal. Dans cette figure, chaque contrainte (ou déformation) représente en fait la somme de deux contraintes comme suit :

$$f_c = f_{cM} + f_n \quad (4-3)$$

$$f_{cr} = f_{tM} - f_n \quad (4-4)$$

où : f_c : Contrainte résultante en compression
 f_{cr} : Contrainte résultante à la fissuration
 f_{cM} : Contrainte en compression issue du moment fléchissant
 f_{tM} : Contrainte en traction issue du moment fléchissant
 f_n : Contrainte en compression issue de l'effort normal

L'équilibre de la section implique l'égalité des efforts normaux en traction et en compression avec l'effort normal extérieur ainsi que l'égalité des moments résistants de la section avec le moment extérieur appliqué et le moment dû à l'effet de l'excentricité de l'effort normal extérieur.

$$N_b + N_f = N_{ext} \quad (4-5)$$

$$M_b + M_f = M_{ext} + M_{N_{ext}} \quad (4-6)$$

où : N_b : Effort normal repris par le béton
 N_f : Effort normal repris par les fibres
 N_{ext} : Effort normal extérieur appliqué
 M_b : Moment résistant du béton
 M_f : Moment résistant des fibres
 M_{ext} : Moment extérieur appliqué
 $M_{N_{ext}}$: Moment extérieur dû à l'effet de l'excentricité de l'effort normal N_{ext}

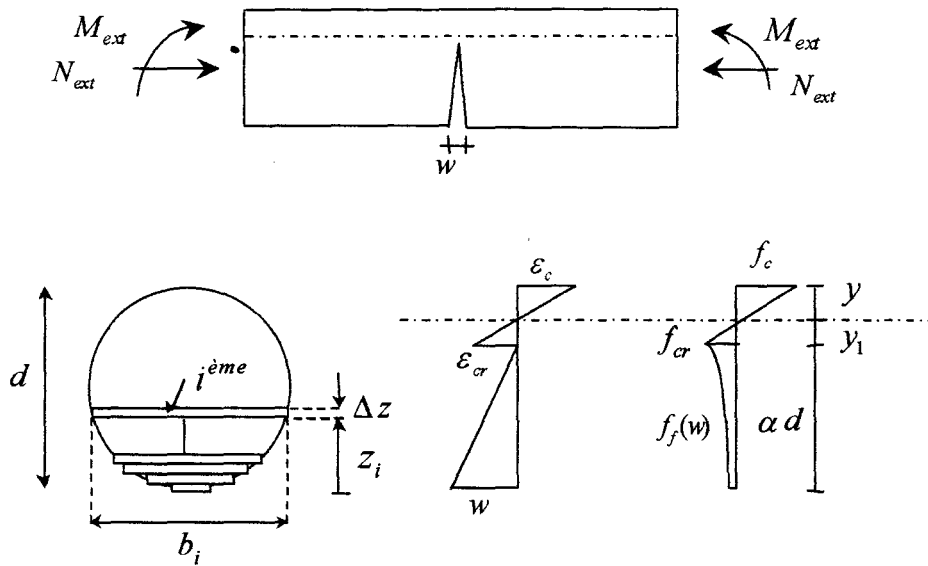


Fig. IV.1 : Répartition des résultantes des déformations et des contraintes dans une section circulaire fissurée en flexion composée

Dans la couche supérieure non fissurée, la théorie des poutres reste valable, c'est-à-dire que les sections planes restent planes même après fissuration. Ceci implique la linéarité de la répartition des déformations sur la hauteur non fissurée. On définit sa courbure χ_m . On appelle y_1 la distance entre l'axe neutre et l'ordonnée où la contrainte de fissuration en traction du béton est atteinte :

$$y_1 = \frac{f_{cr}}{E \cdot \chi_m} \tag{4-7}$$

L'effort normal dans le béton se calcule comme la somme de la contrainte sur la partie non fissurée de la section :

$$N_b = \sum_{i=1}^{n_s} f_{b_i} (\chi_m \cdot (z_i - \alpha d - y_1)) \cdot b_i \cdot \Delta z \tag{4-8}$$

- où n_s : nombre de couches dans la partie supérieure non fissurée de la section entre $[\alpha d, d]$
- f_{b_i} : contrainte dans la $i^{\text{ème}}$ couche de béton non fissurée
- χ_m : courbure de la section
- z_i : distance entre la $i^{\text{ème}}$ couche et la fibre inférieure de la section
- b_i : largeur de la $i^{\text{ème}}$ couche de la section
- Δz : épaisseur de couche

Dans la partie inférieure, l'effort normal dans les fibres est directement obtenu à partir de la relation contrainte-ouverture de fissure issue de l'essai de traction directe sur éprouvette entaillée :

$$N_f = \sum_{i=1}^{n_i} f_{f_i} \left(\left(1 - \frac{z_i}{\alpha d}\right) \cdot w \right) \cdot b_i \cdot \Delta z \tag{4-9}$$

où n_i : nombre de couches dans la partie inférieure fissurée de la section entre $[0, d]$
 f_{f_i} : contrainte post-fissuration en traction dans la $i^{\text{ème}}$ couche de béton fissuré
 w : ouverture de la fissure en bas de la section

Les moments résistants de la section par rapport à la fibre inférieure s'écrivent comme suit :

$$M_b = \sum_{i=1}^{n_i} f_{b_i} \cdot (\chi_m \cdot (z_i - \alpha d - y_1)) \cdot b_i \cdot z_i \cdot \Delta z \quad (4-10)$$

$$M_f = \sum_{i=1}^{n_i} f_{f_i} \cdot \left(\left(1 - \frac{z_i}{\alpha d} \right) \cdot w \right) \cdot b_i \cdot z_i \cdot \Delta z \quad (4-11)$$

IV.2.2 Hypothèses cinématiques

L'objectif de la modélisation est de déterminer les relations moment-ouverture de fissure et effort-flèche d'une poutre fléchie à partir du comportement d'une section fissurée. Pour ce faire, on introduit des hypothèses cinématiques. Un calcul simple aux éléments finis permet de constater que la zone perturbée de longueur Δ_f , par la présence des fibres autour de la fissure est de l'ordre de deux fois la hauteur de la fissure (Fig. IV.2).

$$\Delta_f = 2\alpha d \quad (4-12)$$

Ainsi on considère que la courbure varie dans cette zone de façon parabolique, entre la courbure maximale au droit de la fissure et la courbure de la zone non fissurée. Cette hypothèse cinématique décrit la compatibilité de la rotation entre les deux couches et l'ouverture de la fissure. La figure IV.2 montre un exemple de la zone perturbée autour de la fissure dans la zone du moment fléchissant constant d'une poutre soumise à un chargement quatre points. Dans le cas d'une poutre en flexion trois points composée, on utilise le même principe, mais avec une courbure variant linéairement sur la longueur non perturbée.

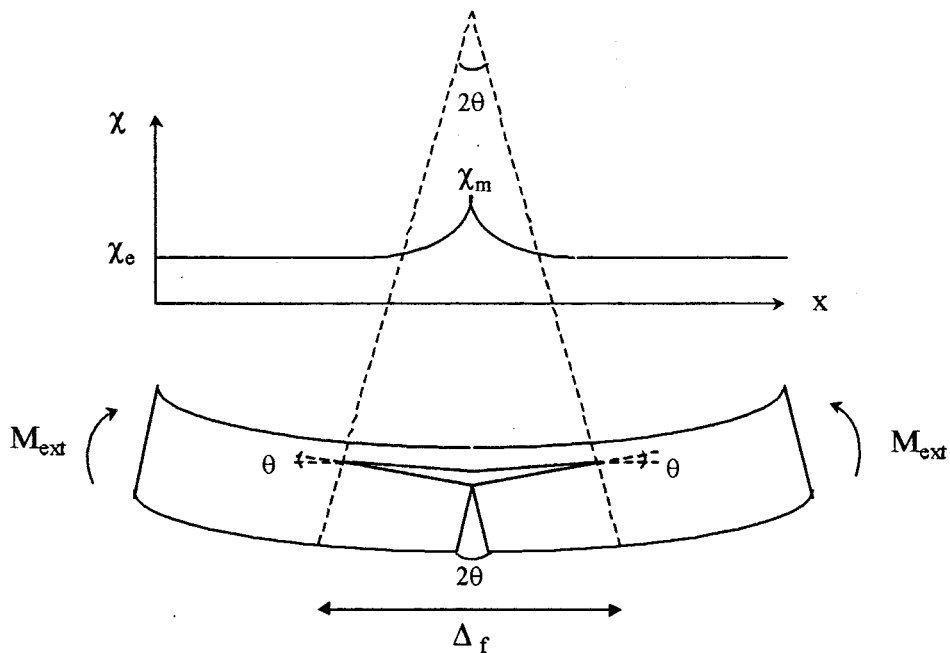


Fig. IV.2 : Modélisation de la zone autour de la fissure [Casanova 1995]

En considérant que l'ouverture de la fissure w est petite devant la hauteur αd , l'ouverture angulaire de la fissure 2θ s'écrit alors :

$$2\theta = \frac{w}{\alpha d} \quad (4-13)$$

IV.2.3 Détermination de la courbure

Avant fissuration et intervention des fibres, le comportement est considéré élastique avec une courbure élastique calculée à partir de la formule 4-2. Afin de déterminer la courbure dans la partie perturbée par la fissure, on applique l'hypothèse de variation parabolique de la courbure (Fig. IV.2). D'après cette hypothèse, la courbure de χ_m , au droit de la fissure à χ_e sur la distance $\Delta_f/2$ peut être décrite selon l'équation suivante.

$$\chi(x) = \chi_m - \frac{4}{\Delta_f} \cdot (\chi_m - \chi_e) \cdot x + \frac{4}{\Delta_f^2} \cdot (\chi_m - \chi_e) \cdot x^2 \quad (4-14)$$

$$\theta = \frac{\chi_m + 2\chi_e}{3} \cdot \alpha d \quad (4-15)$$

La courbure maximale juste au-dessus de la fissure est obtenue à partir de la compatibilité de la rotation entre les deux couches.

$$\chi_m = \frac{3w}{2(\alpha d)^2} - 2\chi_e \quad (4-16)$$

IV.2.4 Détermination de la flèche

On calcule la flèche au centre de la poutre δ suivant l'hypothèse d'une seule charnière plastique. Elle est la somme d'un terme élastique δ_e dû à la courbure de la zone non perturbée, et d'un terme lié à la rotation de la zone perturbée au niveau de la fissure δ_f . Les équations correspondant s'écrivent alors :

$$\delta = \delta_e + \delta_f \quad (4-17)$$

$$\delta_e = \int_0^{(L-\Delta_f)/2} \left(\theta + \int_0^{(L-\Delta_f)/2} \chi_e(x) \cdot dx \right) dx \quad (4-18)$$

$$\delta_f = \frac{\theta \cdot \Delta_f}{2} \quad (4-19)$$

où L est la longueur entre appuis.

Un programme informatique a été fait pour la résolution des équations ci-dessus selon l'algorithme donné figure IV.3.

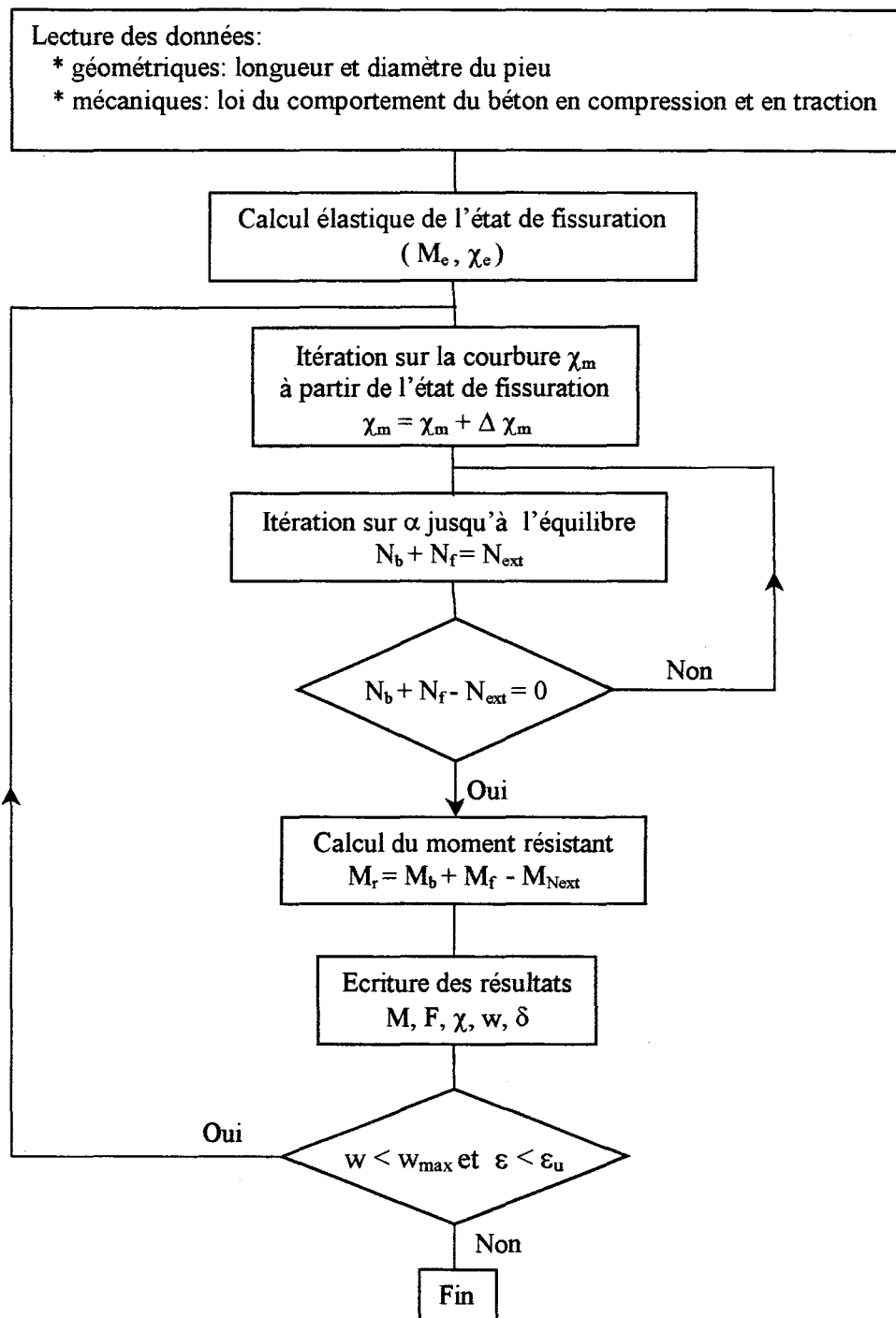


Fig. IV.3 : Algorithme de la résolution de l'équation de la section circulaire fissurée avec précontrainte

IV.3 COMPORTEMENT DU BFM EN TRACTION

Le comportement en traction des BFM est caractérisé dans la partie post-pic par la relation contrainte-ouverture de fissure. La détermination de cette relation nécessite la réalisation d'essais avec des dispositions expérimentales particulières.

Les essais de caractérisation tels que l'essai de flexion ou l'essai de fendage sont faciles à réaliser et ils suffisent généralement pour évaluer les performances du béton. Mais dans ces essais la distribution des contraintes est non homogène. Ils ne permettent donc pas de déterminer une loi de comportement utilisable pour un calcul de structure.

L'objectif de l'étude est de caractériser la loi de comportement du matériau BFM. Il s'agit donc de mettre au point une procédure expérimentale qui permette de déterminer des grandeurs directement utilisables dans le calcul de structures. Pour cela, l'essai de traction directe est le mieux adapté. Cet essai, lorsqu'il est piloté en déplacement, fournit directement l'évolution de la résistance d'une section fissurée en fonction de l'ouverture de fissure.

Nous décrivons d'abord le dispositif expérimental appliqué sur des éprouvettes cylindriques, et étudions le comportement post fissuration en traction du béton de fibres Bi-ondulées dosées à 45 kg/m^3 et de fibres Twincone dosées à 40 et 50 kg/m^3 . L'influence du type et du dosage de fibres ainsi que l'angle de carottage des éprouvettes dans les pieux sont étudiées.

IV.3.1 Fabrication des éprouvettes

Il est indispensable de caractériser le matériau à l'aide d'éprouvettes qui ont été carottées dans un massif caractéristique, en termes de géométrie et de fabrication, de l'application visée. Pour notre application de type pieu foré, la commission AFREM [1995] préconise de couler un pieu et d'y découper des tranches pour le prélèvement de carottes. De plus, en fonction de la géométrie de la pièce à réaliser et de son mode de fabrication, il peut être nécessaire d'effectuer ces carottages suivant plusieurs directions. Cette procédure a été appliquée pour cette étude sans grand changement.

La méthodologie consiste à couler 6 pieux moulés de 50 cm de diamètre et de 3 m de hauteur avec le béton de fibres pompé et mis en place par tube plongeur. Le coulage des pieux a été réalisé en même temps que celui des autres pieux (voir photo III.2, page 78). Pour chaque type de béton, deux pieux ont été coulés. Puis un pieu a été scié perpendiculairement au sens du coulage et l'autre avec un angle de 45° par rapport à l'axe du pieu, de façon à prendre en compte la structuration du matériau au sens de l'effort tranchant due au mode de mise en place (Fig. IV.4). Dans le cas du sciage perpendiculaire, nous avons réalisé 6 tranches de 320 mm d'épaisseur dans lesquelles, nous avons carotté trois cylindres de diamètre 150 mm. Dans le cas du sciage à 45° , nous avons réalisé 3 tranches et 2 cylindres pour chacun.

Cette préparation a pour objectif de prendre en compte la variabilité réelle de la distribution des fibres dans le corps d'épreuve carotté (non influencé par les extrémités du moule).

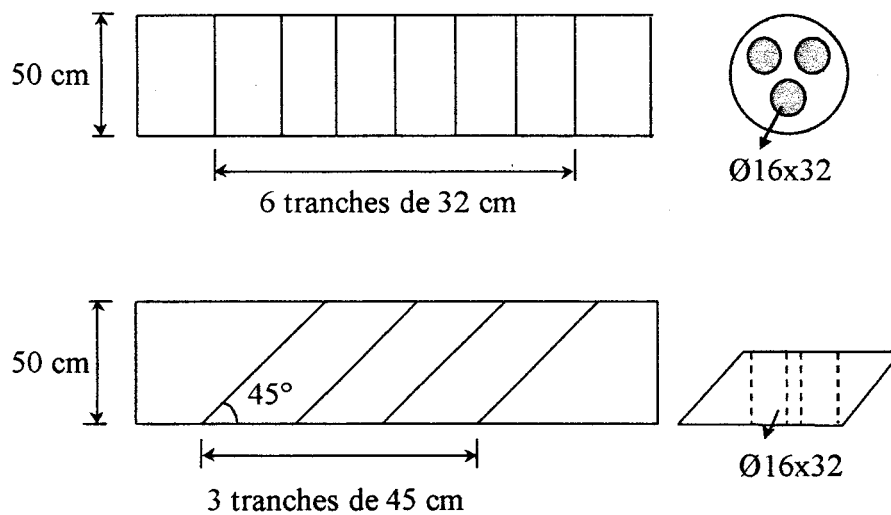


Fig. IV.4 : carottage des éprouvettes cylindriques à partir de sciage perpendiculaire et à 45°

IV.3.2 Profondeur de l'entaille

Le rôle de l'entaille est de provoquer des concentrations de contraintes et d'imposer ainsi la section de rupture. Normalement, une faible entaille est suffisante pour un matériau homogène. La commission AFREM préconise une profondeur égale au dixième du diamètre de l'éprouvette. Dans notre cas, nous avons choisi une profondeur de 2 cm pour éviter une fissuration parasite lors de la sollicitation à cause de l'emploi de fibres à ancrage total.

IV.3.3 Vitesse de chargement

Conformément aux prescriptions de l'AFREM, l'essai de traction directe est réalisé à vitesse d'ouverture de fissure contrôlée. La vitesse appliquée varie selon l'ouverture de fissure de la manière suivante :

- $V=5 \mu\text{m}/\text{min}$ pour une ouverture de fissure de 0 à 0,05 mm
- $V=50 \mu\text{m}/\text{min}$ pour une ouverture de fissure de 0,05 à 1 mm
- $V=100 \mu\text{m}/\text{min}$ pour une ouverture de fissure de 1 à 4 mm
- Au-delà de 4 mm, l'asservissement se fait sur le déplacement du vérin, à une vitesse de $200 \mu\text{m}/\text{min}$ jusqu'à une ouverture de fissure de 8 mm.

IV.3.4 Dispositif d'essai de traction directe

Les essais de traction directe ont été effectués par l'équipe du Laboratoire Géomatériaux de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat avec une presse hydraulique INSTRON de capacité 250 kN. Les casques étaient en aluminium de 150 mm de diamètre et 150 mm de hauteur. L'ouverture de fissure a été mesurée par 3 capteurs LVDT de course $\pm 2,5$ mm. Une

centrale d'acquisition multivoies permet l'enregistrement des sorties tension des 3 capteurs de déplacement et de leur moyenne, ainsi que des capteurs de force et de position du vérin de la presse. L'essai a été piloté sur la moyenne des 3 capteurs jusqu'à une ouverture de 4 mm, et ensuite sur le déplacement du vérin de la presse.

IV.3.5 Résultats des essais de traction directe

Les essais de traction directe effectués sont utilisés pour la modélisation du comportement des pieux. Il n'est pas nécessaire d'entrer dans le détail et d'étudier l'influence des divers paramètres sur le comportement du matériau en traction. Un travail antérieur a été effectué dans cet objectif et a précisé l'influence de la géométrie, de l'anisotropie, de la répartition et du dosage des fibres sur le comportement post-fissuration en traction [Atassi 1997].

Pour notre étude, les deux types de fibres utilisés dans les pieux ont été testés. Il s'agit des fibres Twincone à deux dosages de 40 et 50 kg/m³ et les nouvelles fibres Bi-ondulées dosées à 45 kg/m³. Pour chaque type de béton, nous avons essayé trois éprouvettes carottées parallèlement à l'axe du pieu et deux éprouvettes carottées avec un angle de 45°.

Les courbes charge-ouverture de fissure obtenues à partir des essais de traction directe sont présentées dans l'annexe IV. Le tableau IV.1 montre la valeur moyenne et l'écart type des contraintes maximales obtenues pour chaque type de béton. Pour déterminer la répartition des fibres dans le béton, le nombre minimum, maximum et moyen de fibres dans la section fissurée a été compté (tableau IV.2). On constate que malgré une grande dispersion du nombre de fibres dans la section fissurée, leur nombre moyen reste relativement constant entre 24 et 31 fibres.

Les résultats obtenus sur les éprouvettes carottées dans les deux directions (parallèle ou avec un angle de 45° par rapport à l'axe du pieu) n'ont pas montré une différence significative ni sur la résistance à la fissuration, ni sur le comportement post-fissuration.

Type de béton	Contrainte maximum en traction directe (kN)			
	Carottage perpendiculaire		Carottage à 45°	
	Moy.	Ecart type	Moy.	Ecart type
BO45	3.07	0.62	3.40	0.53
TC40	4.41	0.86	3.54	-
TC50	3.96	0.66	3.76	0.78

Tableau IV.1 : Contrainte maximale obtenue à partir des essais en traction directe

Type de béton	Nombre de fibres dans la section fissurée					
	Carottage perpendiculaire			Carottage à 45°		
	Min.	Max.	Moy.	Min.	Max.	Moy.
BO45	16	51	31	20	38	29
TC40	3	40	24	8	40	24
TC50	18	44	27	13	40	26

Tableau IV.2 : Nombre de fibres dans la section fissurée

IV.3.6 Modélisation du comportement du BFM en traction

La loi de comportement du béton de fibres en traction est obtenue à partir de la courbe moyenne contrainte-ouverture de fissure issue des essais de traction directe. Pour cela, on considère la courbe expérimentale à partir du moment où la fissure est correctement propagée [Casanova 1995]. Ceci correspond à une valeur moyenne de 0,07 mm selon nos essais. La courbe post-fissuration est prolongée jusqu'à une ouverture nulle en conservant la même valeur de contrainte. Pour déterminer la loi de comportement en traction, on part d'abord de la courbe moyenne issue des courbes expérimentales contrainte-ouverture de fissure pour chaque type du béton. Ensuite, on fait une approximation par une courbe polynomiale de degré 6. Pour un meilleur lissage sur la courbe expérimentale, on peut utiliser deux courbes polynomiales. La figure IV.5 présente les courbes moyennes et leurs polynômes pour les trois types de béton.

La contrainte de fissuration est calculée selon la formule du BAEL en fonction de la résistance en compression.

$$f_{cr} = 0.6 + 0.06 f_c \tag{4-20}$$

Elle est calculée égale à 3,5 , 3,4 et 3 MPa pour les bétons BO45, TC40 et TC50 respectivement.

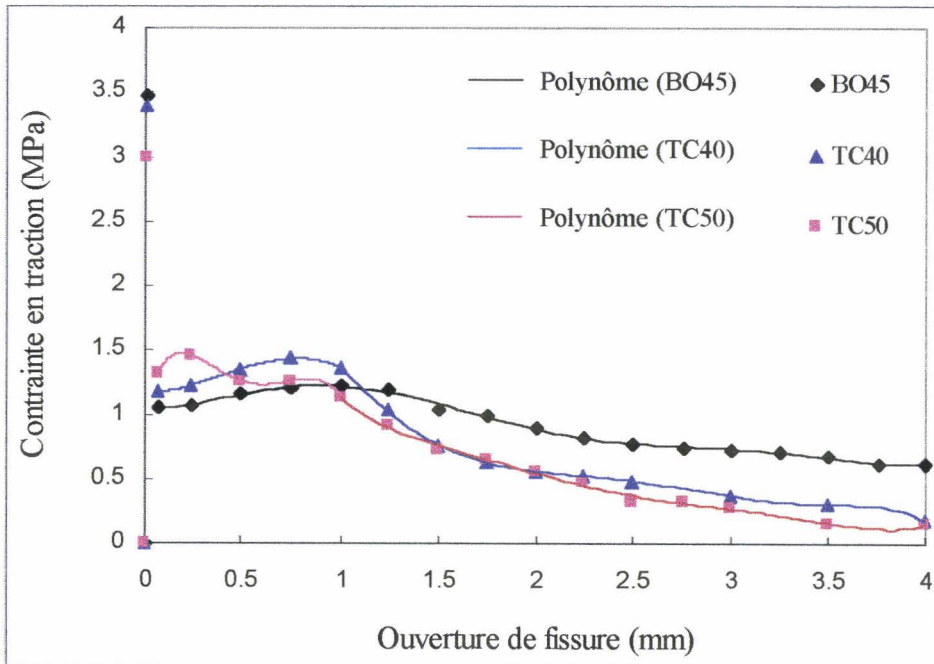


Fig. IV.5: Simulation des courbes moyennes contrainte-ouverture de fissure par les courbes polynomiales pour les trois types du béton

BO45, $\sigma(w)=1,0588-0,2489w+1,7105w^2-2,1128w^3+1,01w^4-0,2141w^5+0,0169w^6$

TC40, $\sigma(w)=1,1846-0,206w+1,8913w^2-1,7236w^3+0,2179w^4$ $w \leq 1$ mm
 $\sigma(w)=-0,3692+10,795w-17,981w^2+12,696w^3-4,5147w^4+0,7966w^5-0,0555w^6$ $w > 1$ mm

$$\begin{aligned} \text{TC50, } \sigma(w) &= 1,0749 + 4,8829w - 19,105w^2 + 26,094w^3 - 11,821w^4 & w \leq 1 \text{ mm} \\ \sigma(w) &= 8,4849 - 19,75w + 21,576w^2 - 12,579w^3 + 4,0199w^4 - 0,665w^5 + 0,0445w^6 & w > 1 \text{ mm} \end{aligned}$$

IV.4 MODELISATION DU COMPORTEMENT DU BFM EN COMPRESSION

Généralement, le comportement du béton de fibres dans la partie ascendante est comme celui du béton témoin. Par contre, dans la partie descendante, le béton de fibres montre une ductilité plus importante et une pente moins raide par rapport au béton témoin. Pour modéliser le comportement, nous avons utilisé le modèle de Sargin [1968]. L'avantage de ce modèle est de déterminer les paramètres du modèle d'après les essais effectués au laboratoire.

Dans ce modèle, la courbe contrainte-déformation est exprimée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{R_b \varepsilon_r + (R_c - 1) \varepsilon_r^2}{1 + (R_b - 2) \varepsilon_r + R_c \varepsilon_r^2} \cdot f_c \quad (4-21)$$

avec :

$$\varepsilon_r = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \quad R_b = \frac{E_0 \cdot \varepsilon_0}{f_c}$$

où :

f_c : contrainte maximale en compression

E_0 : module élastique initial

ε_0 : déformation correspondant à la contrainte maximale

Pour déterminer les paramètres du modèle, nous avons fait une comparaison avec un essai de compression sur le béton de fibres bi-ondulée dosées à 45 kg/m³ (voir paragraphe II.5.1, page 40). Cette comparaison est très satisfaisante (Fig. IV.6).

IV.4.1 Paramètres du comportement en compression

Des éprouvettes cylindriques Ø16×32 cm ont été testées pour déterminer la résistance moyenne à la compression du béton. Elle est de 48,2 , 46,3 et 39,7 MPa pour les bétons BO45, TC40 et TC50 respectivement. Nous avons mesuré le module d'Young et la déformation correspondant à la charge maximale seulement sur le béton de fibres bi-ondulées. Mais nous les avons utilisé pour le béton de fibres Twincone. Ceux-ci ainsi que la déformation ultime ont été considérés comme suit pour tous les types des bétons:

$$E=33600 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_0=0.0024$$

$$\varepsilon_u=0.0035 \text{ (selon les règlements BAEL)}$$

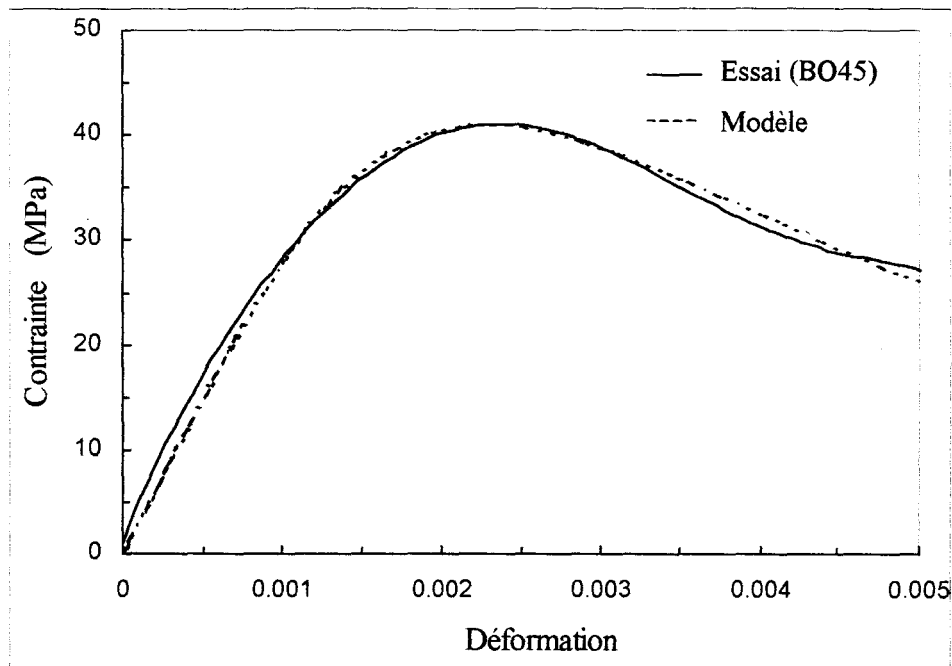


Fig. IV.6 : Comparaison du modèle de Sargin avec un essai de compression sur le béton de fibres bi-ondulées à 45 kg/m^3 (paramètres considérés du modèle ; $f_c=42 \text{ MPa}$, $E_0=33600 \text{ MPa}$, $\varepsilon_0=0.0024$ et $R_c=R_b-0.9$)

IV.5 MODELISATION DES PIEUX ET COMPARAISON AVEC LES RESULTATS EXPERIMENTAUX

A partir des résultats expérimentaux obtenus sur les éprouvettes cylindriques, nous avons déterminé les lois de comportement du BFM en compression et en traction. Ces lois de comportement ont été utilisées pour la modélisation des pieux en utilisant le programme informatique suivant la méthode expliquée dans les paragraphes précédents. Dans son état actuel, le programme modélise les pieux en béton renforcé de fibres métalliques. Dans une étape ultérieure, on pourra intégrer la modélisation des pieux en béton armé classique.

Dans la suite, on valide le modèle utilisé dans notre programme avec les résultats des essais des pieux précontraints ou non précontraints. On examine également l'effet de quelques paramètres importants sur le comportement des pieux. Pour la comparaison avec les résultats expérimentaux, on utilise le diagramme enveloppe charge-flèche centrale du pieu, obtenu à partir des essais cycliques. Celui-ci est la moyenne absolue des charges maximales dans les deux sens pour chaque cycle de chargement en fonction de la flèche moyenne absolue obtenue dans les deux sens.

IV.5.1 Effet de l'approximation sur la loi de comportement en traction

En général, la partie post-fissuration de la courbe expérimentale contrainte-ouverture de fissure est constituée de deux phases, (1) la phase de propagation de la fissure qui se situe juste après la rupture du béton et s'accompagne d'une chute rapide du diagramme contrainte-ouverture de fissure, (2) la phase dans laquelle l'ouverture de fissure est contrôlée jusqu'à une certaine valeur (w_u) et qu'on peut approximer par une courbe polynomiale (Fig.IV.7).

Pour déterminer l'influence de l'approximation de la loi de comportement en traction, on considère deux diagrammes pour la courbe de contrainte en traction; celui qui concerne seulement la courbe polynomiale définie dans le paragraphe précédent (diagramme 1); et l'autre qui prend également en compte la phase de propagation de la fissure (diagramme 2). La figure IV.7 montre ces deux diagrammes pour le béton de fibres bi-ondulées (BO45).

La modélisation du pieu en béton de fibres bi-ondulées en flexion composée (PBO45N5) montre qu'il y a très peu de différence entre les deux modèles sur le diagramme moment-ouverture de fissure (Fig.IV.8). Par contre, dans le cas du pieu sans précontrainte (PBO45N0), on constate une différence importante sur le moment fléchissant pour de petites ouvertures de fissure (Fig.IV.9). L'écart obtenu entre les moments maximaux obtenus entre les deux modèles est de l'ordre de 23%. Ceci signifie qu'en considérant le diagramme 1 comme loi de comportement du BFM, le calcul des pieux non précontraints est effectué de manière très conservatrice dans le domaine des petites ouvertures de fissure. Le calcul des pieux précontraints donne relativement la même réponse.

La figure IV.10 montre une comparaison des courbes simulées charge-flèche centrale du pieu sans précontrainte (PBO45N0) en utilisant les deux approximations de contrainte en traction avec la courbe enveloppe expérimentale. On constate que l'allure de la courbe enveloppe expérimentale suit plutôt celle de la courbe simulée par la deuxième approximation (mais avec une pente nettement plus petite). Par contre, la charge maximum obtenue expérimentalement a une petite différence de 4,2% avec celle obtenue avec le diagramme 1, tandis que celle-ci est de l'ordre de 29% pour le diagramme 2.

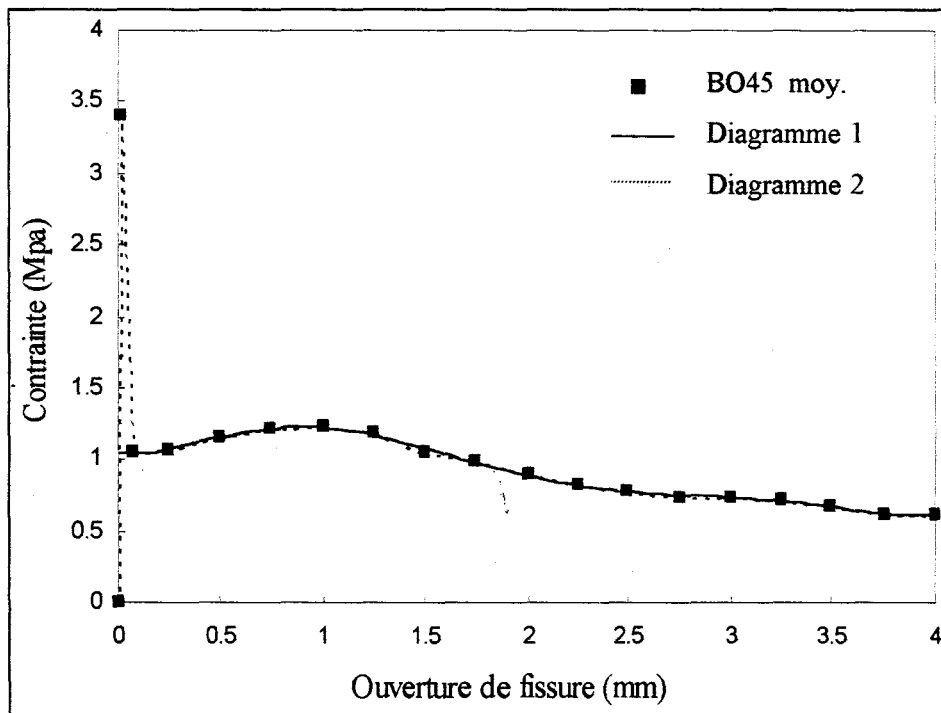


Fig. IV.7: Approximations de la courbe moyenne de contrainte de traction en béton de fibre BO45

IV.5.2 Effet du module d'élasticité du béton

Pour déterminer cet effet sur le diagramme charge-flèche du pieu, deux valeurs du module d'élasticité ont été considérées pour un pieu précontraint (PBO45N5). La première est celle qui a été obtenue expérimentalement sur le béton de fibres bi-ondulées à 45 kg/m^3 , soit 33600 MPa. La deuxième est de 25000 MPa correspondant à un béton courant.

La figure IV.11 montre l'influence du module d'élasticité sur le diagramme charge-flèche centrale du pieu en comparaison avec la courbe enveloppe expérimentale. On constate que la prise en considération d'un module d'élasticité inférieur entraîne une rigidité initiale moins élevée sur le diagramme charge-flèche, mais son influence n'est pas évidente sur la valeur de la charge ultime ainsi que sur la courbe charge-flèche dans le domaine des grandes déformations. On constate également que la courbe simulée obtenue en utilisant la valeur inférieure de module d'élasticité (25000 MPa) s'approche mieux de l'expérimentale. Dans ce cas, l'écart maximal est de moins de 10%.

Selon nos essais, la simulation donne toujours une rigidité initiale plus élevée que celle de l'expérience sur le diagramme charge-flèche.

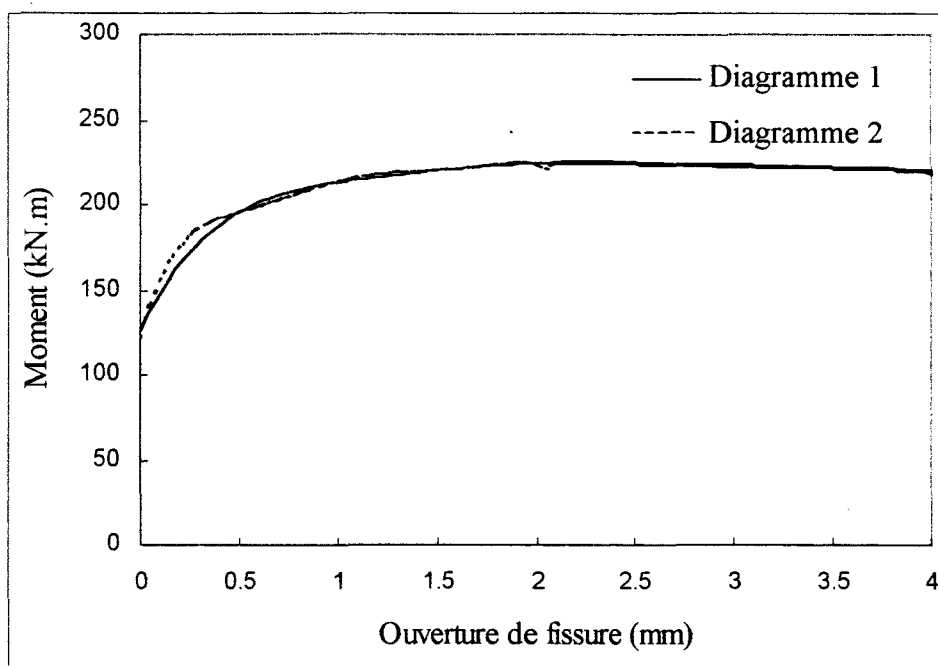


Fig. IV.8: Modélisation du pieu en flexion composée à partir des deux diagrammes considérés pour la loi de traction du béton (PBO45N5)

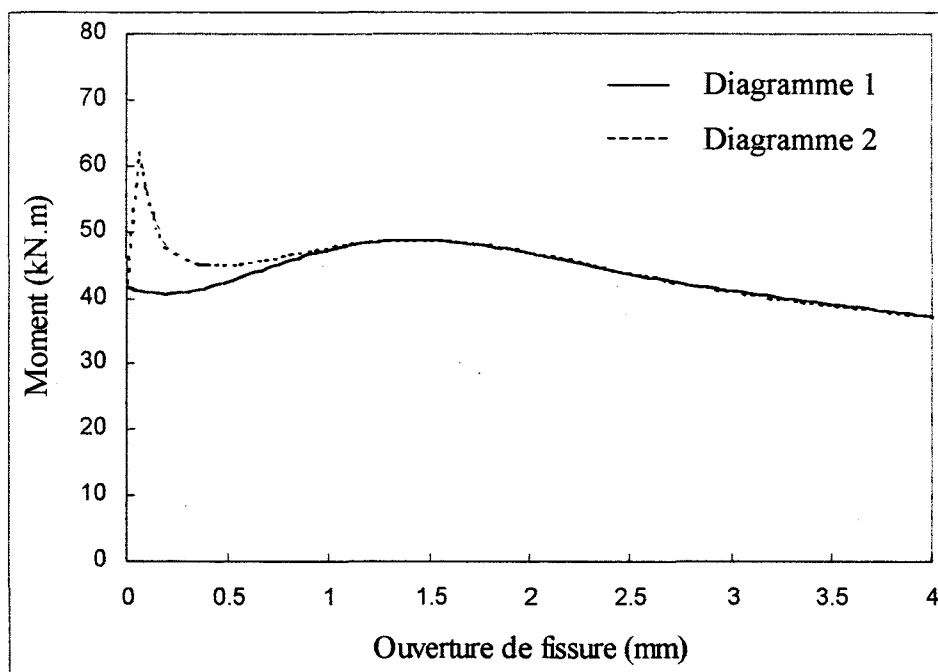


Fig. IV.9: Modélisation du pieu en flexion simple à partir des deux diagrammes considérés pour la loi de traction du béton (PBO45N0)

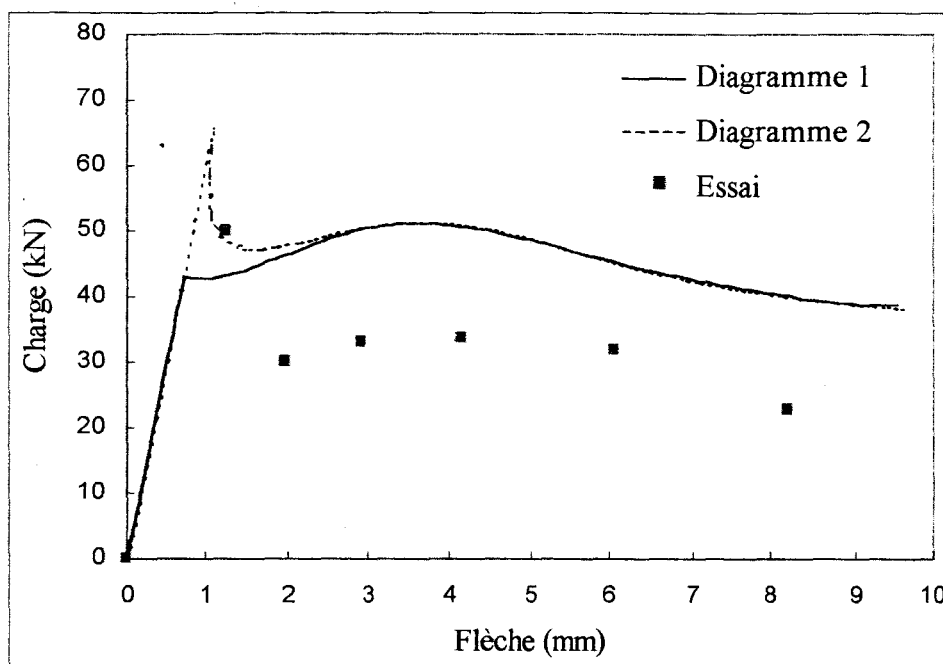


Fig. IV.10: Courbes simulées charge-flèche centrale du pieu en flexion simple en utilisant des deux diagrammes 1 et 2 de contrainte en traction, comparées avec la courbe enveloppe expérimentale (PBO45N0)

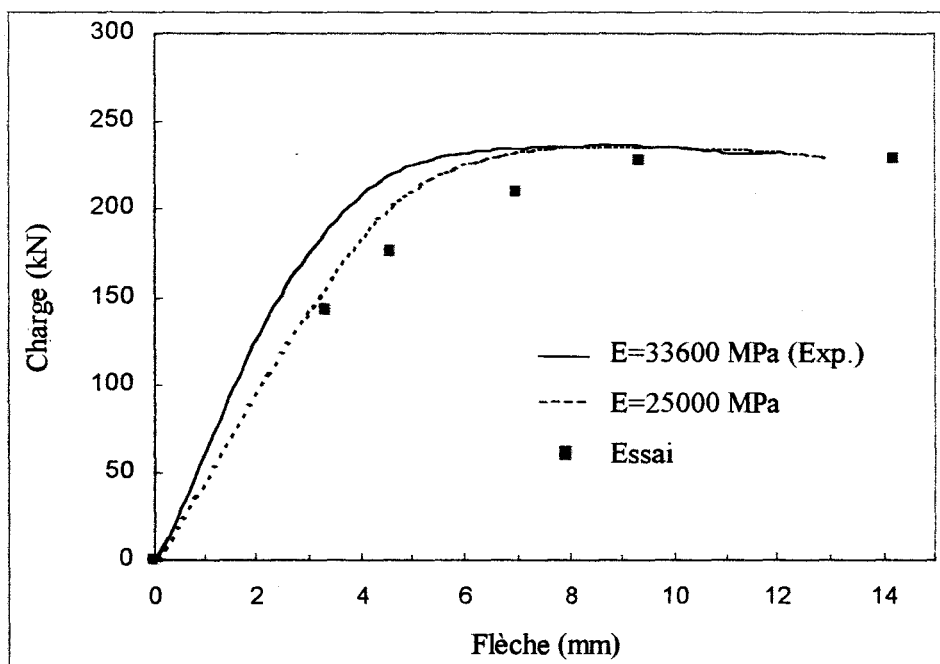


Fig. IV.11 : Courbes simulées charge-flèche centrale en flexion composée avec deux modules d'élasticité, comparées avec la courbe enveloppe expérimentale (PBO45N5)

IV.5.3 Effet de la courbe de contrainte en traction

Afin de montrer l'influence de la forme de la courbe contrainte-ouverture de fissure en traction directe sur le comportement des pieux, nous avons utilisé trois courbes minimum, maximum et moyenne à partir des essais de traction directe dans le cas du béton BO45 (Fig. IV.12).

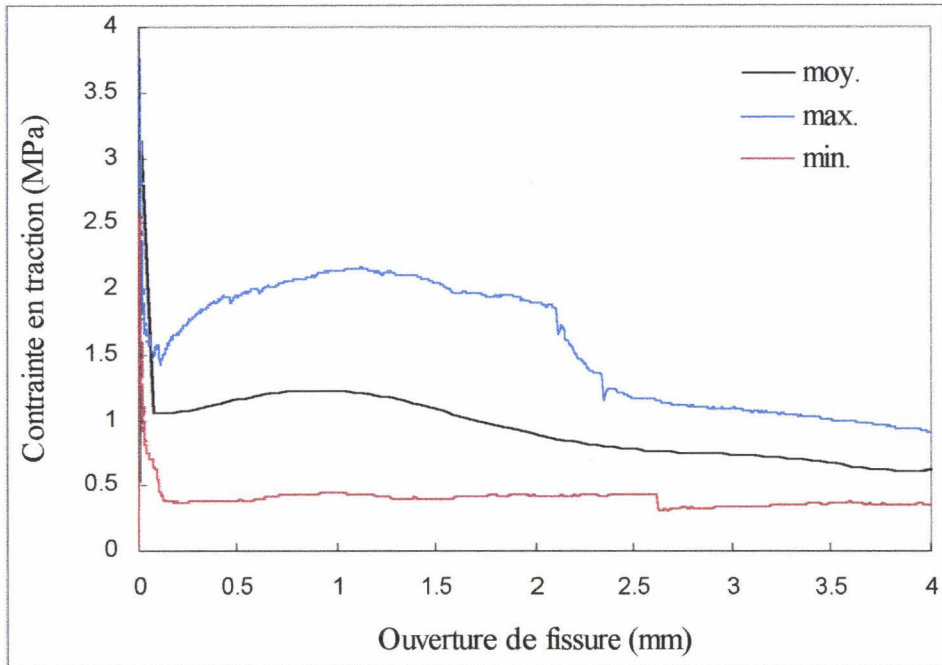


Fig. IV.12: Courbes moyenne, minimum et maximum en contrainte-ouverture de fissure obtenues à partir des essais de traction directe sur le béton BO45

Les figures IV.13 et IV.14 montrent respectivement les diagrammes simulés charge-flèche avec les trois types de courbes de traction pour les deux pieux en béton BO45 avec précontrainte et sans précontrainte en comparaison avec la courbe enveloppe expérimentale. A partir de ces courbes, on constate que la courbe enveloppe expérimentale se situe entre celles issues de la courbe moyenne et minimum en traction. Le calcul montre que dans le cas du pieu précontraint, les écarts entre les charges maximales obtenues par les courbes moyenne, maximum et minimum avec celle obtenue par l'expérience sont de 4,4 , 17,5 et -4,4%. Ceux-ci sont de l'ordre de 4,2 , 77 et -14% dans le cas du pieu sans précontrainte. A partir de ces résultats, on constate que la courbe de traction a une influence importante sur le comportement des pieux particulièrement pour les pieux sans précontrainte. Une simulation effectuée sur les pieux en béton de fibres Twincone TC40 et TC50 a montré que la courbe issue de la moyenne en traction est la plus proche de la courbe expérimentale comme on le verra dans le paragraphe suivant. On peut dire que la prise en considération de la courbe moyenne comme loi de comportement en traction est dans les meilleures comparaisons avec les résultats expérimentaux.

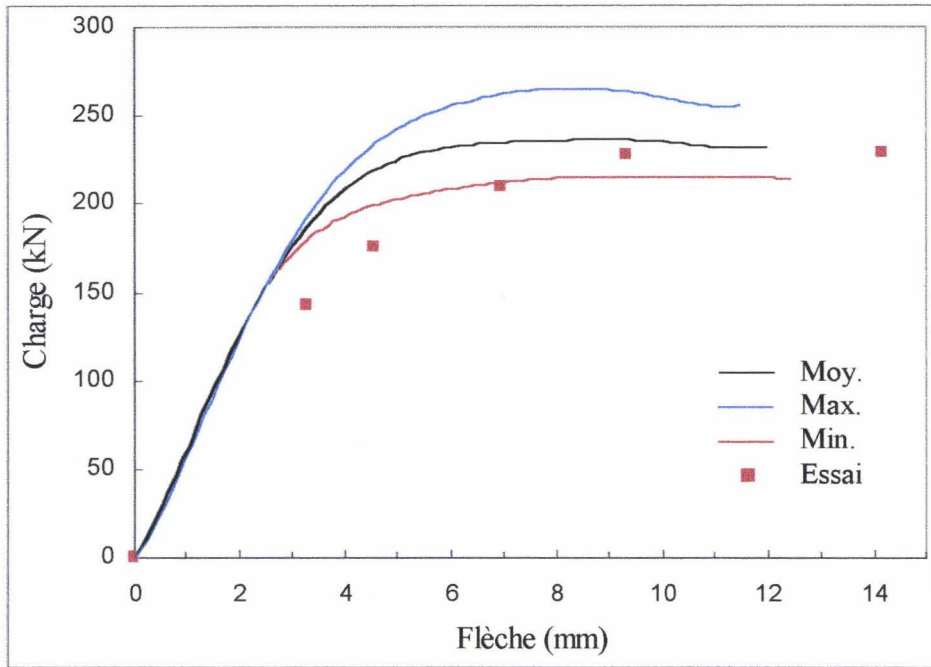


Fig. IV.13: Courbes simulées du pieu précontraint à partir des courbes moyenne, maximum, et minimum contrainte-ouverture de fissure, comparées avec la courbe enveloppe expérimentale (PBO45N5)

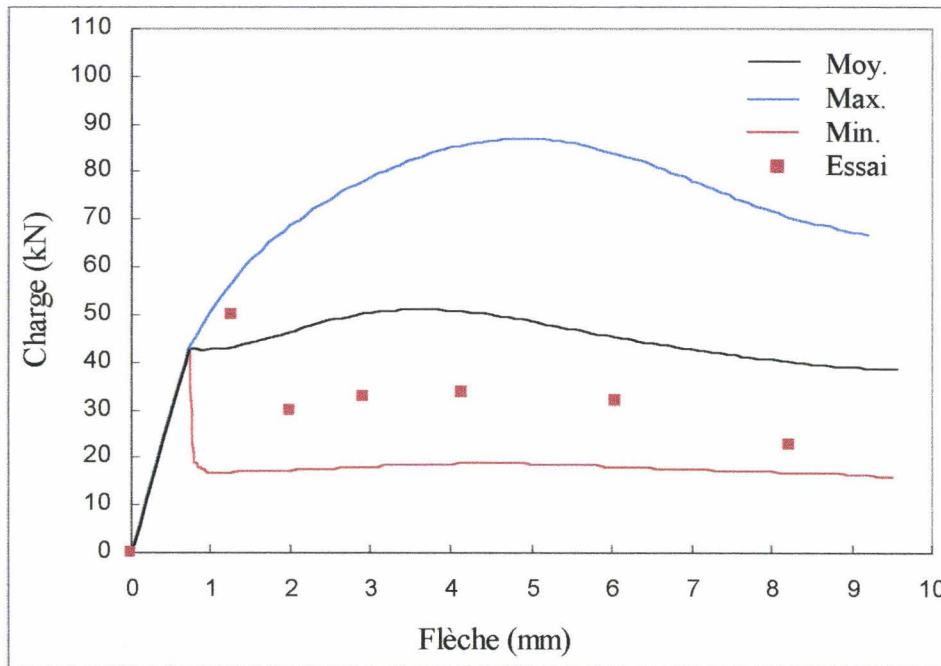


Fig. IV.14: Courbes simulées charge-flèche du pieu sans précontrainte à partir des courbes moyenne, maximum et minimum contrainte-ouverture de fissure, comparées avec la courbe enveloppe expérimentale (PBO45N0)

IV.5.4 Effet du type et du dosage de fibres

Dans les paragraphes précédents, nous avons étudié l'influence de divers paramètres sur la simulation de la courbe charge-flèche du pieu en béton de fibres bi-ondulées en flexion composée et en flexion simple en comparaison avec les résultats expérimentaux. Nous avons également simulé le comportement des pieux en béton de fibres Twincone avec deux dosages de 40 et 50 kg/m³. Pour cela, nous avons utilisé les courbes moyennes contrainte-ouverture de fissure obtenues à partir des essais de traction directe sur le béton de fibres Twincone (Fig. IV.5). La résistance en compression considérée pour le béton de fibres Twincone à 40 et 50 kg/m³ est respectivement de 46,2 et 39,7 MPa selon des essais sur éprouvettes cylindriques. Les autres paramètres sont les mêmes que ceux utilisés pour les pieux en béton de fibres bi-ondulées.

Les résultats de la modélisation ont été comparés avec les expérimentaux sur les diagrammes charge-flèche centrale des pieux précontraints et non précontraints (Figs. IV.15 et IV.16). Les charges maximales calculées par les deux approximations considérées pour le diagramme de la contrainte en traction définie au paragraphe IV.5.1, page 108 ont été reportées dans le tableau IV.3.

Pieux	(1) Charge maximale obtenue par diagramme 1 (kN)	(2) Charge maximale obtenue par diagramme 2 (kN)	(3) Charge maximale obtenue par l'expérience (kN)	Ecart	Ecart
				(1) – (3) (3) %	(2) – (3) (3) %
PBO45N5	239	239	229	4.4	4.4
PTC40N5	238	238	196.6	21	21
PTC50N5	230	230	238.7	-3.6	-3.6
PBO45N0	52.2	65.0	50.1	4.2	29
PTC40N0	58.9	65.1	57.8	1.9	12.6
PTC50N0	56.9	64.5	62	-8.2	4

Tableau IV.3: Comparaison des charges maximales obtenues par la modélisation et par l'expérience pour les trois types de pieu en flexion composée et en flexion simple

A partir des résultats obtenus sur les pieux précontraints, on peut conclure les points suivants :

- A l'exception du pieu PTC40N5 qui avait expérimentalement une faible résistance (expliquée au chapitre III), la charge maximale obtenue (ou moment maximum) par la modélisation s'écarte très peu de l'expérience.
- Les deux approximations utilisées pour le diagramme contrainte-ouverture de fissure comme loi de comportement en traction entraînent la même réponse sur le comportement des pieux précontraints.
- Le type et le dosage des fibres n'ont pas montré une influence importante sur le moment maximum ou en général sur le comportement des pieux précontraints.

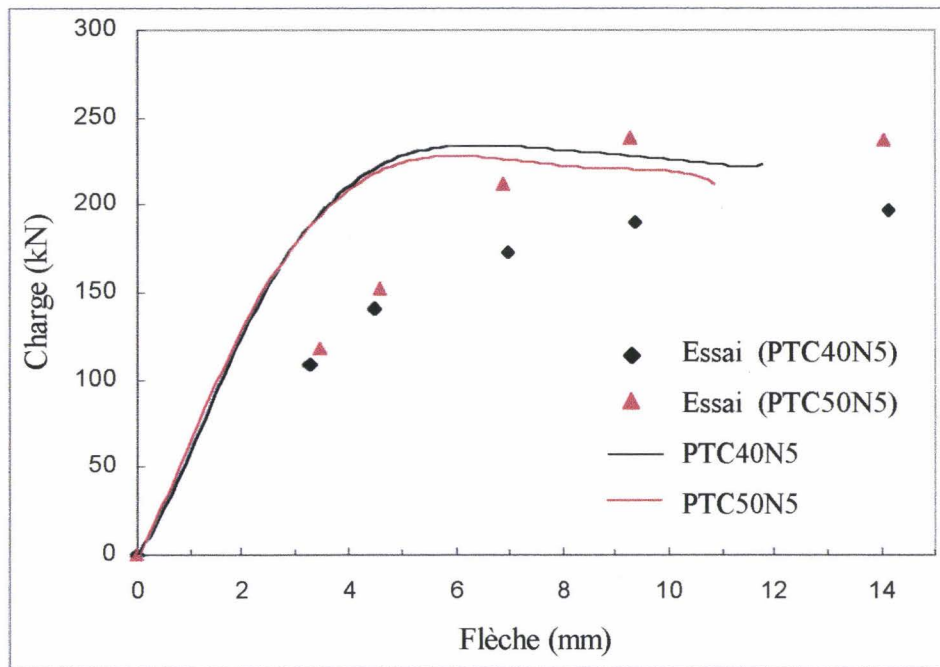


Fig. IV.15: Comparaison des courbes simulées charge-flèche des pieux en béton de fibres Twincone (40 et 50 kg/m³) en flexion composée avec les courbes enveloppes expérimentales

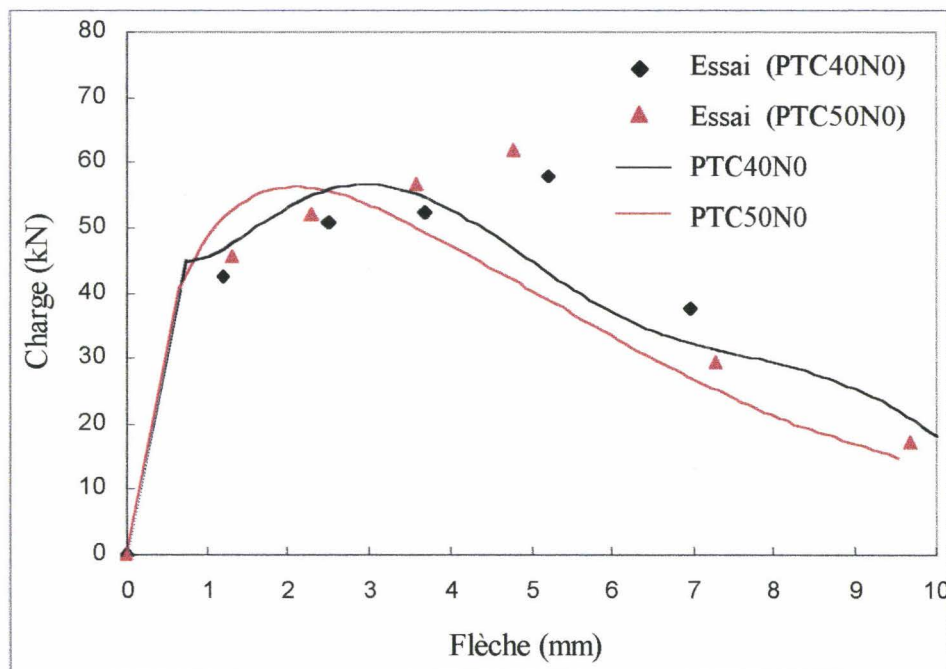


Fig. IV.16: Comparaison des courbes simulées charge-flèche des pieux en béton de fibres Twincone (40 et 50 kg/m³) en flexion simple avec les courbes enveloppes expérimentales

En ce qui concerne les pieux non précontraints, on peut également présenter les points suivants :

- La deuxième approximation du diagramme de contrainte en traction donne une charge maximale (ou moment maximum) très élevée par rapport à la première pour de petites ouvertures de fissure du pieu. Mais qui montrent relativement le même comportement pour de grandes ouvertures de fissure.
- Les charges maximales obtenues avec la première approximation sont relativement plus proches de celles obtenues par l'expérience.
- Les pieux en béton de fibres Twincone ont une résistance plus élevée par rapport à celui en béton de fibres bi-ondulée, mais l'influence de leur dosage n'est pas évidente sur la résistance et le comportement des pieux.

IV.6 CONCLUSIONS

Dans ce chapitre, nous avons modélisé le comportement des pieux en béton de fibres métalliques en utilisant la courbe moyenne contrainte-ouverture de fissure issue des essais de traction directe sur des éprouvettes cylindriques. Pour cela, l'approche proposée par Casanova a été développée pour la simulation du comportement d'un pieu précontraint ou non précontraint en section circulaire fissurée. Les résultats de la modélisation ont été comparés avec les diagrammes enveloppes charge-flèche centrale issus d'essais en flexion alternée. Quelques conclusions ont été obtenues :

- La courbe moyenne contrainte-ouverture de fissure issue des essais de traction directe est représentative pour simuler le comportement des pieux.
- La prise en considération de la phase de propagation de fissure qui s'accompagne d'une chute rapide sur la courbe de contrainte en traction entraîne une remontée de la charge sur les diagrammes charge-flèche des pieux non précontraints. Mais les résultats expérimentaux sont plutôt en accord avec une non prise en considération de cet effet.
- La simulation du comportement des pieux précontraints n'est pas très sensible à la forme de la courbe de contrainte en traction. Au contraire, celle-ci a une influence importante sur la réponse des pieux non précontraints.
- L'effet de la géométrie des fibres utilisées est évident sur la simulation des pieux non précontraints. Pour le béton de fibres Twincone, il s'accompagne d'une augmentation de charge pour de petites ouvertures et une baisse de charge pour de grandes ouvertures de fissure. Dans le cas du béton de fibres bi-ondulées, le comportement post-fissuration reste constant même pour de grandes ouvertures de fissure. Mais l'effet de dosage de fibres Twincone n'est pas évident.
- L'allure des courbes obtenues par la simulation suit presque celle des courbes expérimentales avec cependant une rigidité initiale plus élevée.

En utilisant le programme informatique développé dans cette étude, on peut dimensionner des pieux en BFM selon les méthodes de calcul à l'état limite de service ou à

l'état limite ultime en faisant intervenir les coefficients de sécurité donnés par les règlements. Nous n'avons pas présenté de résultats de dimensionnement, mais précisons à la figure IV.17 un diagramme d'interaction moment résistant ultime en fonction de l'effort normal, obtenu pour le pieu en béton de fibres bi-ondulées à 45 kg/m^3 sans considération des coefficients de sécurité.

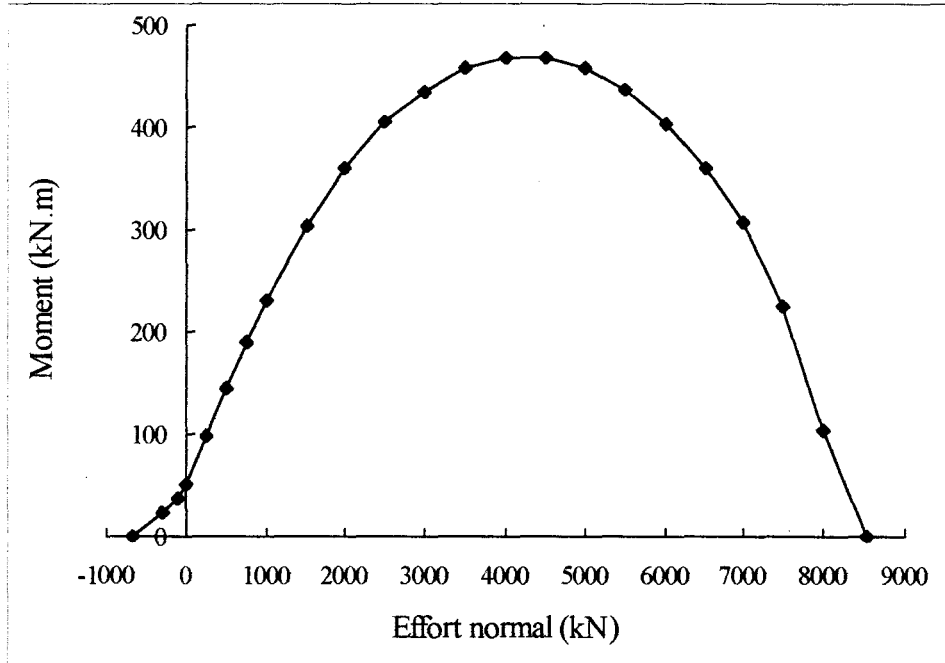


Fig. IV.17 : Diagramme d'interaction moment résistant ultime en fonction d'effort normal (BO45)

CONCLUSIONS GENERALES ET PERSPECTIVES

L'objectif principal de cette étude était de justifier l'emploi du béton de fibres métalliques dans les pieux forés en substitution du béton armé classique pour les zones sismiques et d'élaborer une méthode de dimensionnement des pieux en BFM.

Nous avons tout d'abord caractérisé le comportement des fibres métalliques dans le béton à partir des essais mécaniques de compression, de traction et de flexion. Pour ce faire, quatre types de fibres métalliques à dosages variés ont été examinés. Il s'agit de la fibre à ancrage total (Twincone), de la fibre ondulée à deux élancements différents, de la fibre à crochets et d'une nouvelle fibre bi-ondulée avec des ondulations dans deux plans perpendiculaires. Ces essais avaient pour but de choisir les fibres les mieux adaptées en vue de notre application. Dans le cas d'un chargement de type sismique, la ductilité et la capacité d'absorption d'énergie des matériaux jouent en effet un rôle important. Pour cela, la notion de ténacité selon la norme ASTM, la capacité d'absorption d'énergie selon la norme japonaise et la ductilité selon la norme française ont été évaluées sur les courbes charge-flèche obtenues à partir d'essais de flexion sur des prismes.

Il a été montré que la fibre à ancrage total est très efficace pour augmenter la ténacité. Elle donne au béton un renforcement supplémentaire après la fissuration ainsi qu'une grande capacité d'absorption d'énergie pour les déformations relativement petites des structures. Les fibres ondulée et bi-ondulée sont plus performantes pour les grandes déformations. L'avantage de la nouvelle fibre bi-ondulée par rapport à la fibre ondulée est d'avoir des ondulations dans deux sens perpendiculaires, ce qui permet une plastification plus importante de la structure. Ceci est particulièrement intéressant pour les pieux soumis au chargement sismique. L'ancrage déformable aux extrémités de la fibre à crochets cause par contre une diminution régulière de la résistance en flexion après la fissuration.

De ces essais préliminaires, il nous semble que les fibres Twincone aux deux dosages de 40 et 50 kg/m³ et les fibres bi-ondulées au dosage de 45 kg/m³ peuvent convenir pour les pieux soumis à séismes.

Afin de justifier l'emploi du BFM dans les pieux et de valider la méthode de dimensionnement, il était nécessaire d'étudier le comportement des pieux en béton de fibres soumis à des actions de type sismique, et de les comparer avec des pieux en béton armé classique selon le minimum forfaitaire (recommandé par les règlements AFPS 92). Les essais ont été réalisés en vraie grandeur, et les conditions de fabrication et de mise en œuvre des pieux proches de celles du chantier réel.

Les conditions d'essais, en particulier le type de sollicitation alternée à appliquer en laboratoire par vérin sur corps d'épreuve grandeur nature, ont été définies à partir de l'analyse d'interaction sol-pieu soumis aux ondes-S harmoniques modélisées par la méthode BDWF

(Beam-on-Dynamic-Winkler-Foundation). Elle nous a permis de connaître le comportement du pieu dans le sol et ensuite de le modéliser comme une poutre équivalente en laboratoire. L'action du séisme est également simulée par une série de cycles de déplacement à amplitude croissante.

Un programme expérimental a été réalisé sur 2 pieux classiques en béton armé avec le minimum forfaitaire (défini par la recommandation AFPS 92) et 6 pieux en béton de fibres Twincone et bi-ondulées sans et avec effort normal. Il a permis de mieux connaître le comportement des pieux en béton de fibres métalliques, surtout dans le cas de grandes déformations imposées par un chargement cyclique simulant un séisme. Les résultats expérimentaux ont montré que l'effort normal joue un rôle très important sur le comportement des pieux. La résistance des pieux, en particulier les pieux en BFM, baisse fortement sans précontrainte. Par contre, les résultats des essais avec effort normal ont montré qu'une précontrainte de 5 MPa amène une amélioration du comportement des pieux en béton de fibres. De plus, ces résultats sont comparables avec ceux des pieux en béton armé classique au niveau des paramètres de comportement comme la résistance, la ductilité et la dissipation d'énergie.

Parmi les deux types de fibres testées, nous avons constaté que les fibres Twincone à 50 kg/m^3 et les fibres bi-ondulées à 45 kg/m^3 avaient un comportement équivalent sur les pieux précontraints. L'effet des fibres et de leur dosage était plus évident dans les essais sans précontrainte. Nous avons montré que les pieux renforcés avec les deux dosages de 40 et 50 kg/m^3 de fibres Twincone avaient un meilleur comportement jusqu'aux niveaux de déformations moyennes. Par contre, les fibres bi-ondulées ne réagissent mieux qu'à partir des grandes déformations. Les résultats expérimentaux ont également servi pour la validation de la méthode de dimensionnement.

Dans l'objectif de présenter une méthode de calcul, un modèle simple et efficace pour le dimensionnement des éléments de structure a été utilisé. A partir de ce modèle, nous avons développé un programme informatique pour la simulation du comportement des poutres de section circulaire fissurée. Le comportement du béton a été modélisé par le modèle de Sargin en compression et par la relation contrainte-ouverture de fissure en traction. Cette relation est obtenue à partir des essais de traction directe sur des éprouvettes cylindriques carottées et entaillées. Les résultats de la simulation ont été comparés avec les diagrammes enveloppes charge-flèche centrale des essais sur les pieux en flexion alternée avec ou sans précontrainte. Nous avons constaté que dans la plupart des cas l'allure des courbes simulées en utilisant la courbe moyenne de contrainte en traction suit presque celui des courbes expérimentales avec une pente initiale plus élevée.

L'effet de plusieurs paramètres sur le comportement des pieux a été étudié. Nous avons montré que la prise en considération de la phase de propagation de fissure qui s'accompagne d'une chute rapide sur la courbe post-fissuration de contrainte en traction entraîne une remontée de la charge sur les courbes simulées des pieux non précontraints (avec peu d'influence dans le cas des pieux précontraints). Mais les résultats expérimentaux sont plutôt en accord avec une non prise en considération de cet effet. L'influence du type de fibres n'apparaît que sur les pieux non précontraints. Pour les pieux renforcés par les fibres

Twincone, on observe une augmentation de résistance pour de petites ouvertures et une baisse de résistance pour de grandes ouvertures de fissure. Dans le cas du béton de fibres bi-ondulées, le comportement post-fissuration reste constant même pour de grandes ouvertures de fissure.

Le programme informatique développé dans cette étude permet de dimensionner des pieux en BFM selon les méthodes de calcul à l'état limite de service ou à l'état limite ultime en faisant intervenir les coefficients de sécurité donnés par les règlements.

Finalement, nous avons abordé l'application des BFM pour les pieux à la tarière creuse dans les régions sismiques. Il faudra néanmoins poursuivre les études sur les thèmes suivants.

- Développer une modélisation prenant explicitement en compte le chargement cyclique,
- Développer les méthodes de dimensionnement pour les pieux mixtes béton armé et fibré,
- Conduire une analyse élasto-plastique des pieux dans le sol (avec la prise en compte des interactions inertielle et cinématique sol-pieu) en faisant intervenir le comportement particulier post-fissuration du BFM.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Absi E., (1987), "*Introduction au Génie Parasismique*", Annales de l'ITBTP, No. 453, Mars-Avril 1987, pp. 45-64.

ACI Committee 544 (1982), "*State of the Art Report on Fibre Reinforced Concrete*", Report ACI 544.1R-82, Nov. 1982, pp. 9-30.

AFPS 92 (1995), "*Guide AFPS92 pour la Protection Parasismique des Ponts*", Association Française du Génie Parasismique, Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1995.

AFREM (1995), "*Béton de Fibres Métalliques : Méthode de Dimensionnement, Essais de Caractérisation, de Convenance et de Contrôle : Eléments de Structure Fonctionnant Comme des Poutres*", Association Française de Recherche et d'Essais sur les Matériaux et les Constructions, 6 Décembre 1995, 74 p.

Armelin H. S., Banthia N., (1997), "*Predicting the flexural Postcracking Performance of Steel Fiber Reinforced Concrete from the Pullout of Single Fibers*", ACI Materials Journal, Vol. 94, No. 1, January-February 1997, pp. 18-30.

ASTM C1018, (1989), "*Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber Reinforced Concrete and Mineral Aggregates*", Vol. 04.02 Standard Designation C1018, Apr. 1989, pp. 507-513.

Atassi F., (1997), "*Etude du Comportement des Bétons de Fibres Métalliques: Influence de la Géométrie des Fibres, du Dosage et de l'Anisotropie de Leur Répartition*", Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat, Octobre 1997, 212 p.

Balaguru P., Narahari R., Patel M., (1992), "*Flexural Toughness of Steel Fiber Reinforced Concrete*", ACI Structural Journal, No. 89-M59, November-December 1992, pp. 541-546.

Banthia N., Trotier J. F., (1994), "*Concrete Reinforced with Deformed Steel Fibers, Part I : Bond-Slip Mechanisms*", ACI Materials Journal, Vol. 91, No. 5, September-October 1994, pp. 435-446.

Baron J., Lesage R., (1969), "*Compacité et Maniabilité des Bétons Hydrauliques*", Rapport de Recherche L. P. C., No. 3, Paris 1969.

Bernier G., (1988), "*Composition, Rhéologie, Mise en Oeuvre et Contrôle des Bétons de Fibres Métalliques*", C. R. Journées ENS Cachan 22-25 Nov. 1988 ; Composites Ciment Fibres, 19 p.

Berthelot P., Buyle-Bodin F., Destrée X., Lamotte S., Paciorek C., Souloumiac R., (1994), "*Pieux Solfibres en béton renforcé de fibres métalliques. Aptitude à l'emploi en zones sismiques*". Annales de l'ITBTP, No. 521, Février 1994, pp. 1-24.

Bonzel J., Schmidt M., (1986), "*Distribution and Orientation of Steel Fibers in Concrete and their Influence on the Characteristics of Steel Fibers*", Proceedings 3^{ème} RILEM Symposium on developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete, University of Sheffield, England, July 1986.

Buyle-Bodin F., Paciorek C., Lamotte S., (1994), "*Hollow Auger Pile Driving Techniques in Seismic Countries*", 3rd International Conference on Deep Foundation Practice, 19-20 May, 1994, Singapore.

Buyle-Bodin F., Madhkhan M., Paciorek C., Shahrouf I., (1996), "*Modélisation de la Réponse Sismique d'un Pieu en Béton Renforcé de Fibres Métalliques*", 4^{ème} Colloque National AFPS, Saint Rémy-lès-Chevreuse (France), 10-12 Avril 1996.

Capra A., (1991), "*Calcul des Sollicitations dans les Pieux en Cas de Mouvement Horizontal du Sol*", Annales de l'ITBTP, No. 495, Juillet-Août 1991, pp. 106-112.

Casanova P., (1995), "*Bétons Renforcés de Fibres Métalliques: Du Matériau à la Structure*", Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Juin 1995, 238 p.

Casanova P., Le Maou F., Renwez S., Rossi P., (1994), "*Calcul du Béton de Fibres Métalliques: Poutre en Flexion Simple*", Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et Chaussées, 191, Mai-Juin 1994, pp. 73-85.

Chanvillard G., (1992), "*Analyse Expérimentale et Modélisation Micromécanique du Comportement des Fibres d'Acier Tréfilées, Ancrées dans une Matrice Cimentaire*", Thèse de doctorat de l'université de Sherbrooke (Québec), Janvier 1992, 197 p.

Chen L., Mindess S., Morgan D. R., (1993), "*Toughness Evaluation of Steel Fibre Reinforced Concrete*", Canadian Symposium on Cement and Concrete 3, 1993/08/03, Ottawa, Conseil National de Recherches du Canada, SYM 153, pp. 16-29.

Claugh R. W., Penzien J. (1993), "*Dynamics of Structures*", McGraw Hill, New York, 738 p.

Craig R. J., Mahadev S., Patel C. C., Viteri M., Kertesz C., (1984), "*Behavior of Joints Using Reinforced Fibrous Concrete*", International Symposium of Fiber Reinforced Concrete 1984, SP81, ACI, Detroit, Mich. pp. 125-167.

Davidovici V., (1995), "*Formulaire de Béton Armé*", Vol. 2, ch. III, Editions du Moniteur, Paris.

Dehousse N., Lejeune A., Cuykens T., (1974), "*Les mortiers et Béton Renforcés de Fibres d'Acier*", CSTC, Vol. 2, Bruxelles 1974, pp. 2-14.

Del Toro R., (1988), "*Comportement des Nœuds d'Ossature en Béton Armé sous Sollicitations Alternées*", Thèse de doctorat de l'Ecole National des Ponts et Chaussées, 1988.

Edgington J., Hannant D. J., Williams R. I. T., (1974), "*Steel Fiber Reinforced Concrete*", CP69/74, Building Research Establishment, Garston, Watford, 1974, 17 p.

Fouré B., (1992), "*Experimental Methods in Earthquake Engineering*", Ouest Editions Presses, France 1992, pp. 733-742.

Fouré B., (1997), "*Résistance à l'Effort Tranchant sur des Pieux en Zone Sismique; Etude Préliminaire*", Rapport interne du CEBTP, Mai 1997, 18 p.

Gazetas G., (1984), "*Seismic Response of End-bearing Single Piles*", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 3, No. 2, pp 82-93, June 1984.

Gazetas G., Dorby R., (1984), "*Horizontal Response of Piles in Layered Soil*". Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, No. 1, 1984, pp. 20-40.

Harrouche N., (1989), "*Formulation et Comportement à la Fissuration des bétons de fibres métalliques*", Thèse de doctorat de l'université Paris VI, Juin 1989, 143 p.

Henager C. H., (1977), "*Steel Fibrous, Ductile Concrete Joints for Seismic-Resistant*", Reinforced Concrete in Seismic Zones, SP-53, ACI, Detroit, Mich., pp. 371-386.

Hurtado J., Jalil W., Destrée X., (1989), "*Développements Récents des Pieux a la Tarière Creuse*", Annales de l'ITBTP, No. 472, Février 1989, pp. 81-123.

Jiuru T., Chaobin H., Kaijian Y., Yongcheng Y., (1992), "*Seismic Behavior and Shear Strength of Framed Joint Using Steel-Fiber Reinforced Concrete*", Journal of Structural Engineering, Vol. 118, No. 2, February 1992, pp. 341-358.

Joen P. H., (1988), "*Seismic Performance of Prestressed Concrete Piles and Pile-Pile Cap Connections*", Thèse de doctorat de l'université de Canterbury, New Zealand, Mars 1988, 319p.

Johnston C. D., (1974), "*Steel fiber Reinforced Mortar and Concrete*", ACI, SP-44, 1974, pp. 127-142.

Johnston C. D., (1982), "*Steel Fiber Reinforced and Plain Concrete : Factors Influencing Flexural Strength Measurement*"; ACI; Vol. 79; No. 2; pp. 131-138.

Johnston C. D., Skarendahl, (1992), "*Comparative Flexural Performance Evaluation of Steel Fibre Reinforced Concerts According to ASTM C1018 Shows Importance of Fibre Parameters*", Journal of Materials and Structures, No. 25, 1992, pp. 191-200.

JSCE-SF4, (1984), "*Method of Tests for Flexural Strength and Flexural Toughness of Steel Fiber Reinforced Concrete*", Concrete Library of JSCE, Japan Society of Civil Engineers, No. 3, 1984, pp. 58-61.

Katzensteiner B., Mindess S., Filiatrault A., Nathan N. D., Banthia N., (1992), "*Use of Steel Fibre Concrete in Seismic Design*", 4^{ème} RILEM International Symposium on Fibre Reinforced Cement and concrete, Proceedings No. 17, 1992, pp. 764-774.

Kausel E., Roesset J. M., (1984), "*Soil amplification: Some Refinements*" Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 3, No. 3, September 1984, pp. 116-123.

Kaynia A. M., Mahzooni S., (1996), "*Forces in Pile Foundations under Seismic Loading*", Journal of Engineering Mechanics, Vol. 122, No. 1, January 1996, pp. 46-53.

Kavvas M., Gazetas G., (1993). "*Kinematics Seismic Response and Bending of Free Head Piles in Layered Soil*". Journal of Geotechnique, Vol. 43, No. 2, October 1993, pp. 207-222.

Khaloo A. R., Nakseok K., (1997), "*Influence of Concrete and Fiber Characteristics on Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete under Direct Shear*", ACI Materials Journal, Vol. 94, No. 6, November-December 1997, pp. 592-601.

Lababidi I., (1992), "*Contribution à l'Etude des Bétons Renforcés de Fibres d'Acier, Caractérisation Energétique des Dalles et Poutres Fléchies, Analyse du Comportement Anisotrope d'un micro-béton de Fibres Orientées*", Thèse de doctorat de l'Université Joseph Fourier de Grenoble, 6 Avril 1992.

Légeron F., (1998), "*Comportement Sismique des Structures en Béton Ordinaire et en Béton à Haute Performance Armé*", Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Janvier 1998, 240 p.

Lim T. Y., Paramasivam P., Mansur M. A., Lee S. L., (1986), "*Tensile Behavior of Steel Fiber Reinforced Cement Composites*", Reinforced Concrete (FRC) 86, Proceedings 3^{ème} RILEM Symposium on developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete, University of Sheffield, England, July 1986.

Madhkhan M., (1995), "*Réponse sismique des pieux par la méthode 'Beam-on-Dynamic-Winkler-Foundation'*", Mémoire de D.E.A., groupe de formation doctorale de Lille, 28 sept. 1995, 27 p.

Madhkhan M., Buyle-Bodin F., (1998), "*Mechanical Behavior of Piles Made of Steel Fibre Reinforced Concrete under Seismic Loading*", 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris, Sep. 1998, 9 p.

Mangat P. S., (1974), "*Influence of Fiber Geometry on the Properties of Steel Fiber Reinforced Concrete*", Cement and Concrete Research, 1974, pp. 44-54.

Morris A. D., Garret G. C., (1981), "*A Comparative study of the Static and Fatigue Behavior of Plain and Steel Fiber Reinforced Mortar in Compression and Direct Tension*", International Review of Cement Composites, vol. 3, No. 2, 1981, pp. 73-91.

Narayanan R., Green K. R., (1981), "*Fibre Reinforced Concrete Beams in Combined Bending and Torsion*", Indian Concrete Journal, August 1981, pp. 222-228.

NF P 18-409 (1993), "*Bétons avec Fibres Métalliques, Essai de Flexion*", AFNOR 1993.

Olariu I., Ioani A., Poienar N., Cociardi M., (1991), "*Precast Reinforced Concrete Frames with Steel Fibre Concrete Joints*", Structural Engineering Review, No. 3, 1991; pp. 175-180.

- Otter D. O., Naaman A. E.**, (1986), "*Steel Fiber Reinforced Concrete Under Static and Cyclic Compressive Loading*", Proceedings 3^{ème} RILEM Symposium on developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete, University of Sheffield, England, July 1986.
- Ousta R.**, (1998), "*Etude du comportement sismique des micropieux*", Thèse de doctorat de l'Ecole Centrale de Lille, Juin 1998, 141 p.
- Paciorek C.**, (1996), "*Analyse Expérimentale du Comportement d'Eléments en Vraie Grandeur en Béton Renforcé de Fibres Métalliques à Ancrage Amélioré ou Total*", Thèse de doctorat de l'université d'Artois, 1996, 288 p.
- Park R.**, (1989), "*Evaluation of Ductility of Structures and Structural Assemblages from Laboratory Testing*", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 22, No.3, pp. 155-166.
- Ramakrishnan V., Oberling G., Tatnall P.**, (1987), "*Flexural Fatigue Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete*", ACI SP-105, Fiber-Reinforced Concrete Properties and Applications, 1987, pp. 225-246.
- Rossi P.**, (1986), "*Fissuration du Béton : du Matériau à la Structure. Application de la Mécanique Linéaire de la Rupture*", Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Décembre 1986, 228 p.
- Rossi P., Acker P., Malier Y.**, (1987), "*Effect of Steel Fibres at Two Different Stages*", RILEM, Materials and Structures, Vol. 20, No. 120, pp. 436-439.
- Rossi P., Harrouche N., Le Maou F.**, (1989), "*Comportement Mécanique des Bétons de Fibres Métalliques Utilisés dans les Structures en Béton Armé et Précontraint*", Annales de l'ITBTP, No. 479, Décembre 1989, pp. 166-183.
- Rossi P., Harrouche N., Belloc A.**, (1989), "*Méthode de Composition des Bétons de Fibres Métalliques*", Annales de l'ITBTP, No. 475, Juin-Juillet 1989, pp. 37-44.
- Rossi P.**, (1991), "*Formulation et Comportement Mécanique des Bétons de Fibres Métalliques*", Annales de l'ITBTP, No. 492, Mars-Avril 1991, pp. 90-101.
- Rossi P.**, (1998), "*Les Bétons de Fibres Métalliques*", Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris 1998, 309 p.
- Sargin M.**, (1968), "*Stress-Strain Relationship for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections*", Thèse de doctorat de l'Université Waterloo, Ontario, Canada, Mars 1968, 334 p.
- Serna Ros P.**, (1984), "*Etude de la Contribution des Fibres Métalliques à l'Amélioration du Comportement du Béton au Cisaillement*", Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Septembre 1984, 77 p.
- Souloumiac R.**, (1986), "*Méthode Simplifiée de Calcul des Pieux en Zones Sismiques*", Annales de l'ITBTP, No. 441, Janvier 1986, pp. 61-87.

Suaris W., Shah S. P., (1981), "*Test Methods for Impact Resistance of Fiber Reinforced Concrete*", ACI, SP 81, 1981, pp. 247-265.

Swamy R. N., Stravrides H., (1975), "*Some Properties of High Workability Steel Fibre Concrete*", Fibre-Reinforced Cement and Concrete, RILEM Symposium, Construction Press Ltd, Lancaster, 1975, pp. 197-208.

Valade T., (1987), "*Comportements de Béton Armés de fibres Métalliques*", Mémoire de recherche, Ecole Supérieure de Cachan, Décembre 1987.

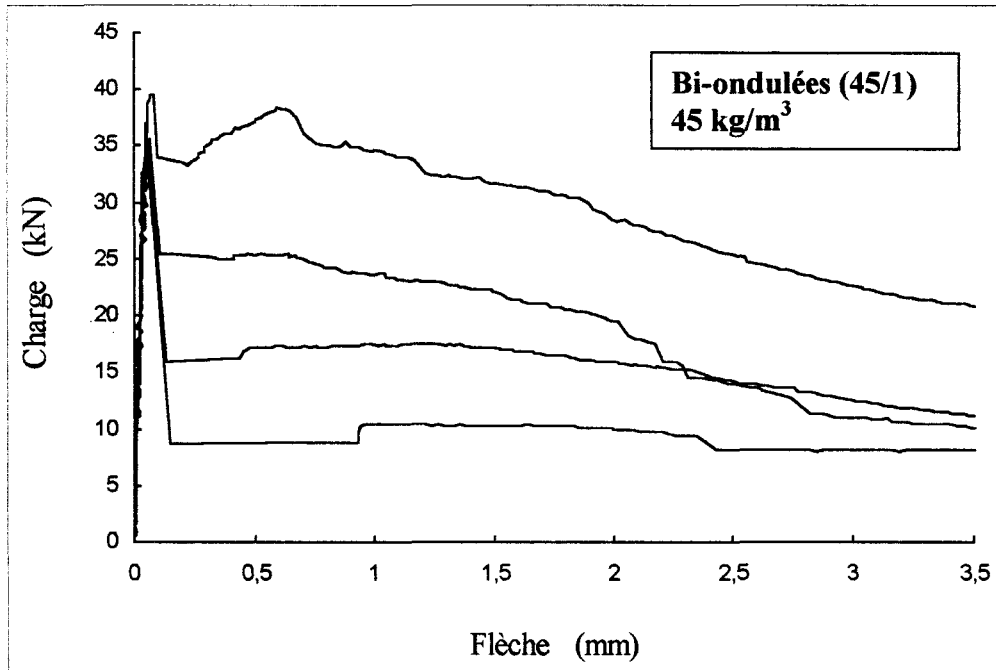
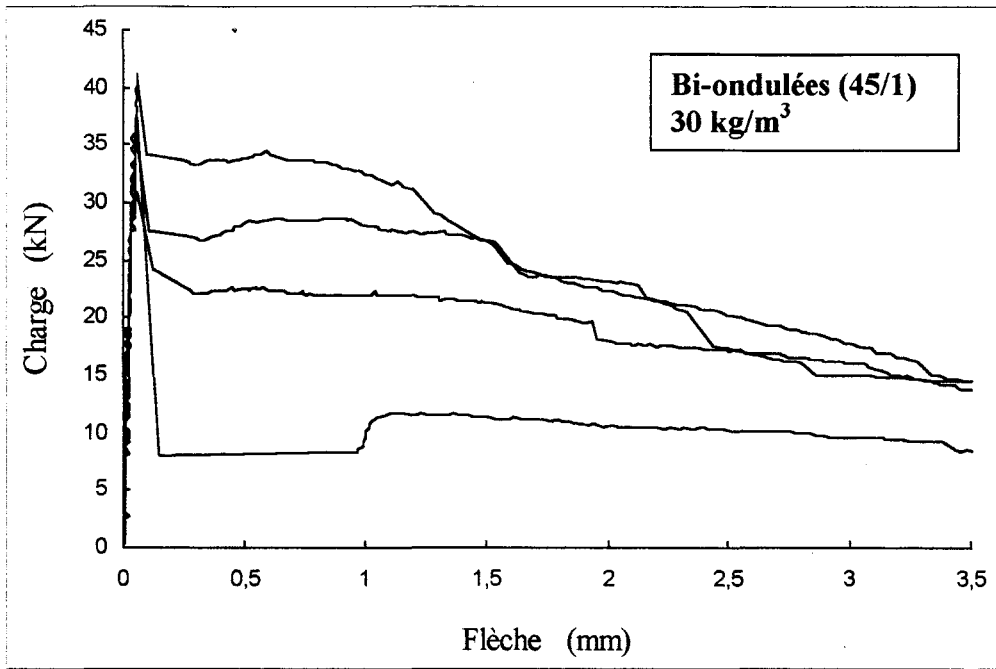
Vincent M., (1990), "*Développement de Bétons Renforcés de Fibres pour des Fondations Profondes*", Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, Décembre 1990, 290 p.

Zhan Z. (1991), "*Contribution au Dimensionnement des Pieux en Béton de Fibres*", Thèse de doctorat de l'Université d'Orléans.

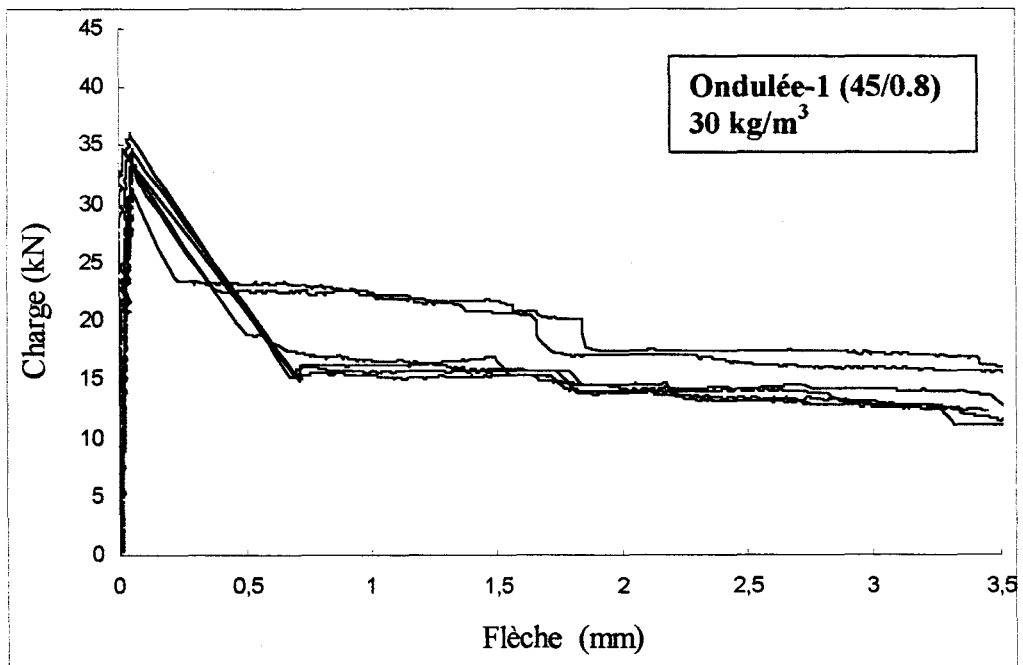
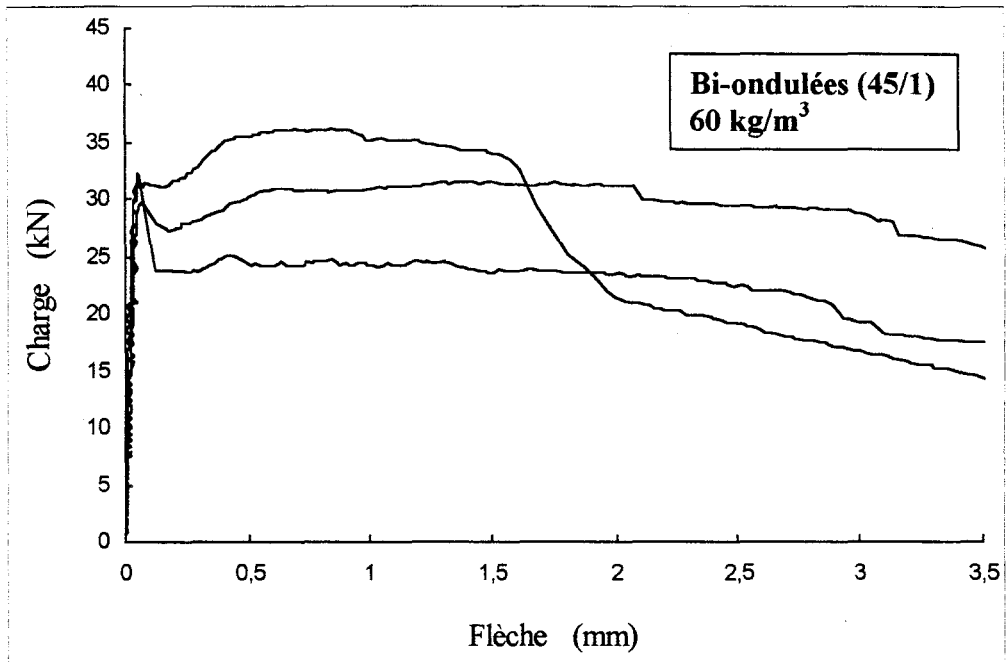
ANNEXE I

Résultats complémentaires des essais en flexion

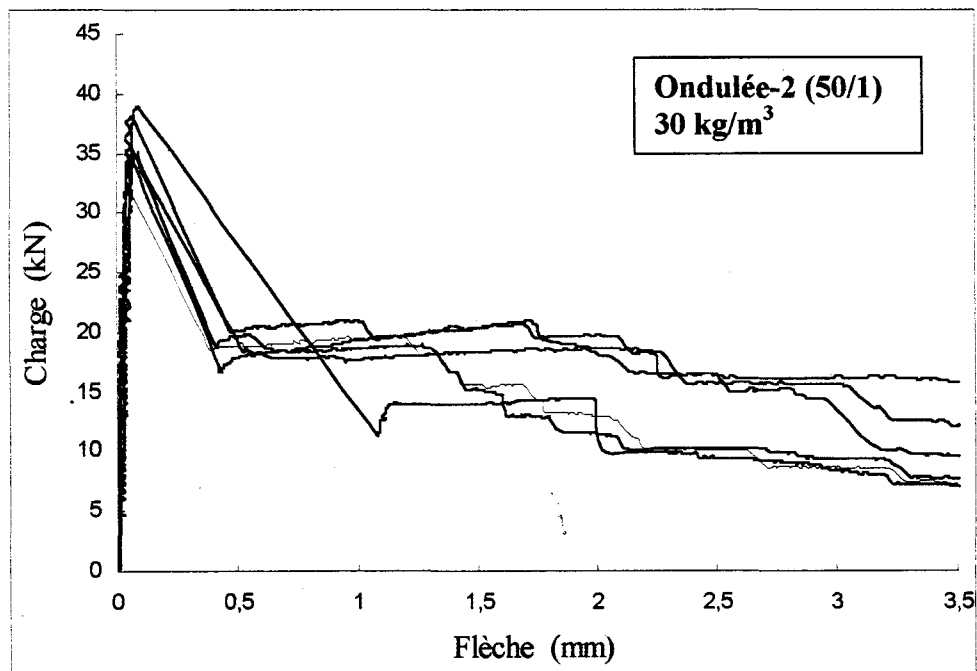
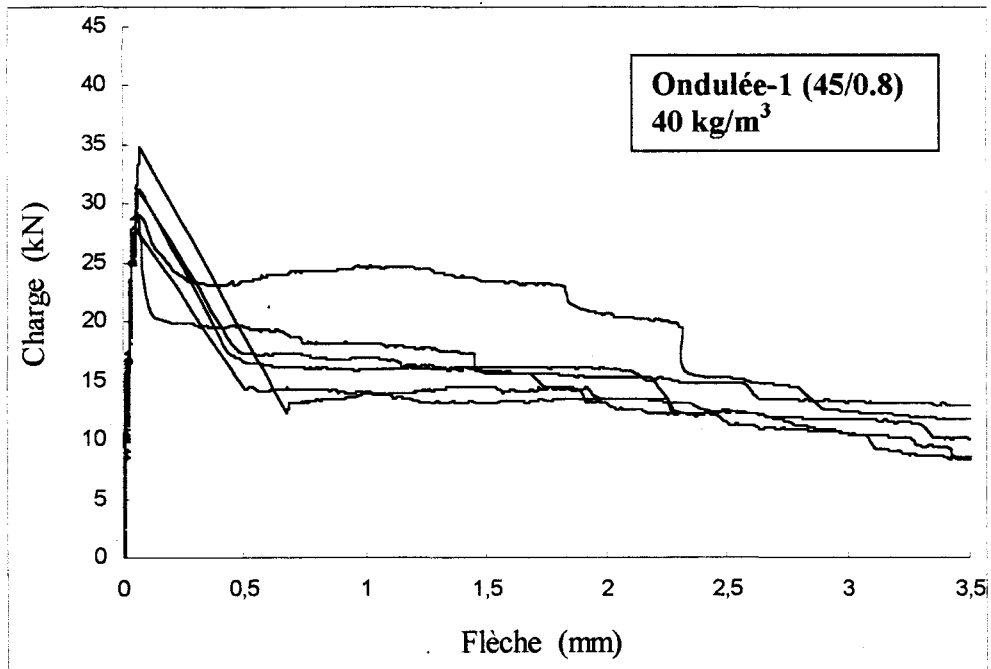
Courbes charge-flèche des essais en flexion 4 points sur les prismes 15x15x60 cm

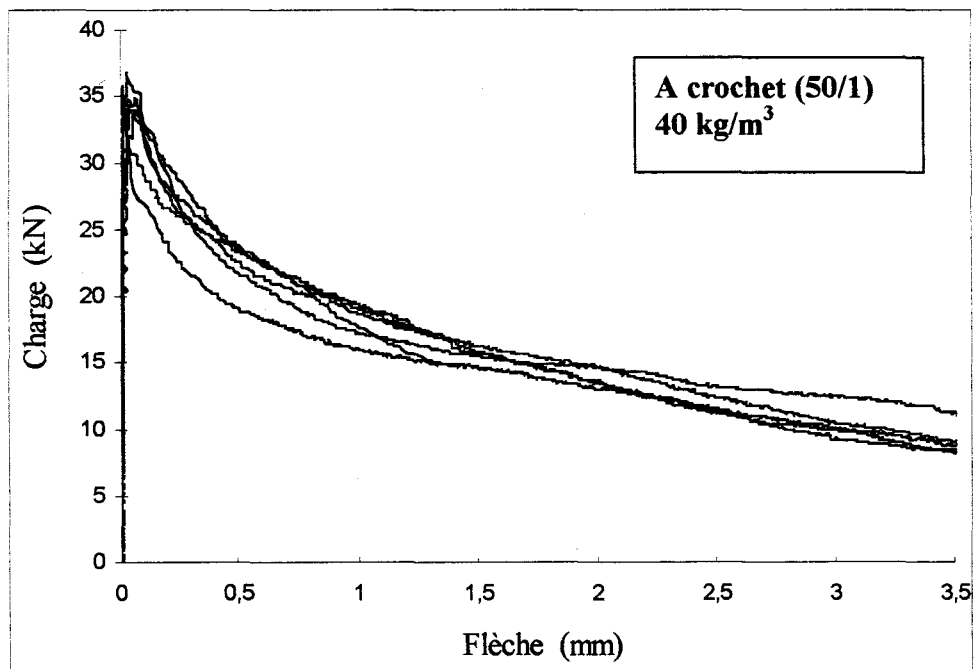
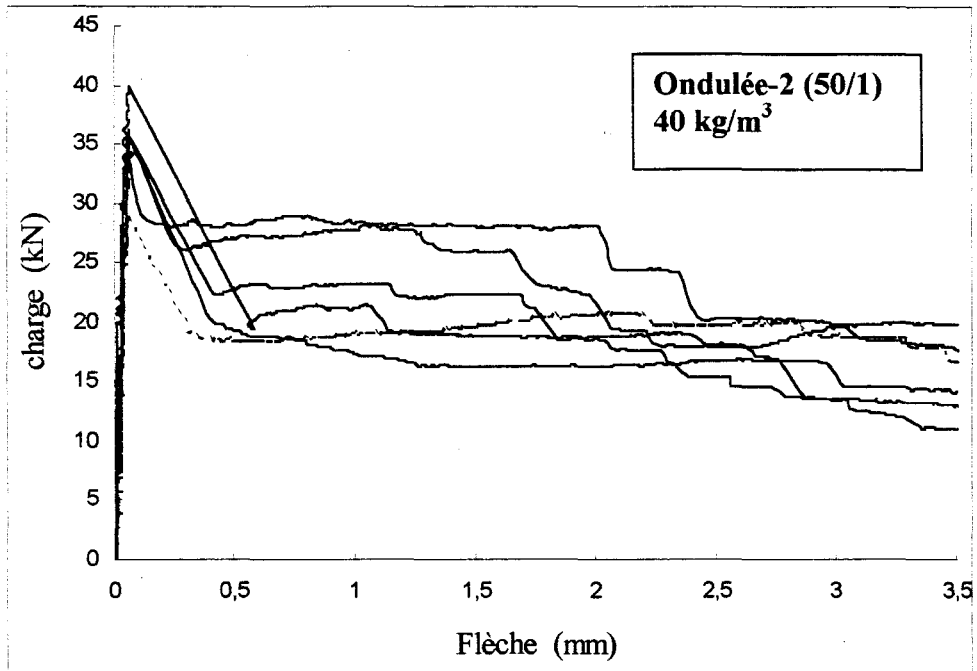


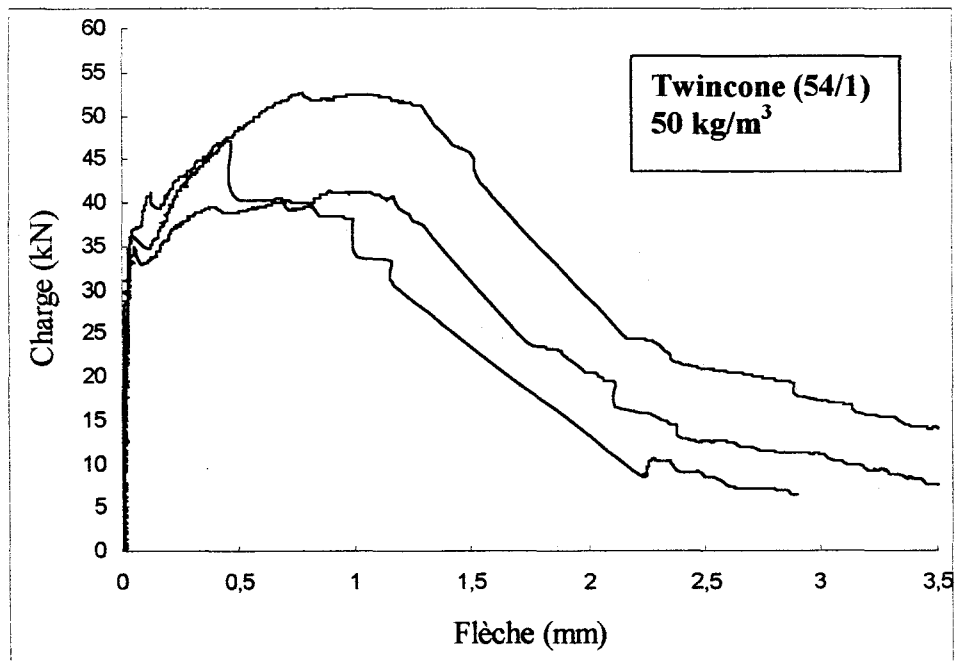
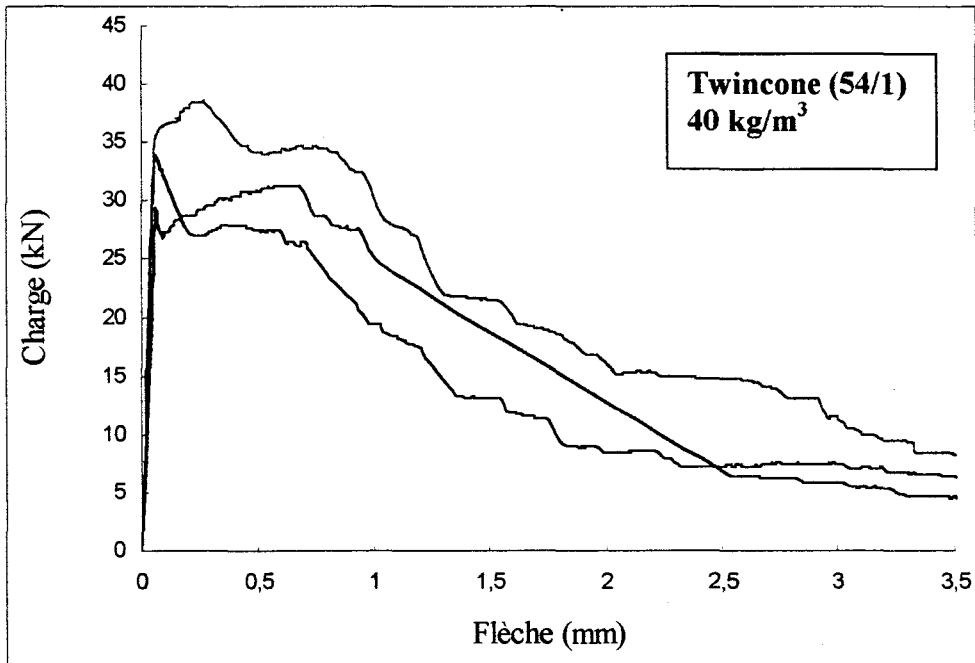
Courbes charge-flèche des essais en flexion 4 points sur les prismes 15x15x60 cm

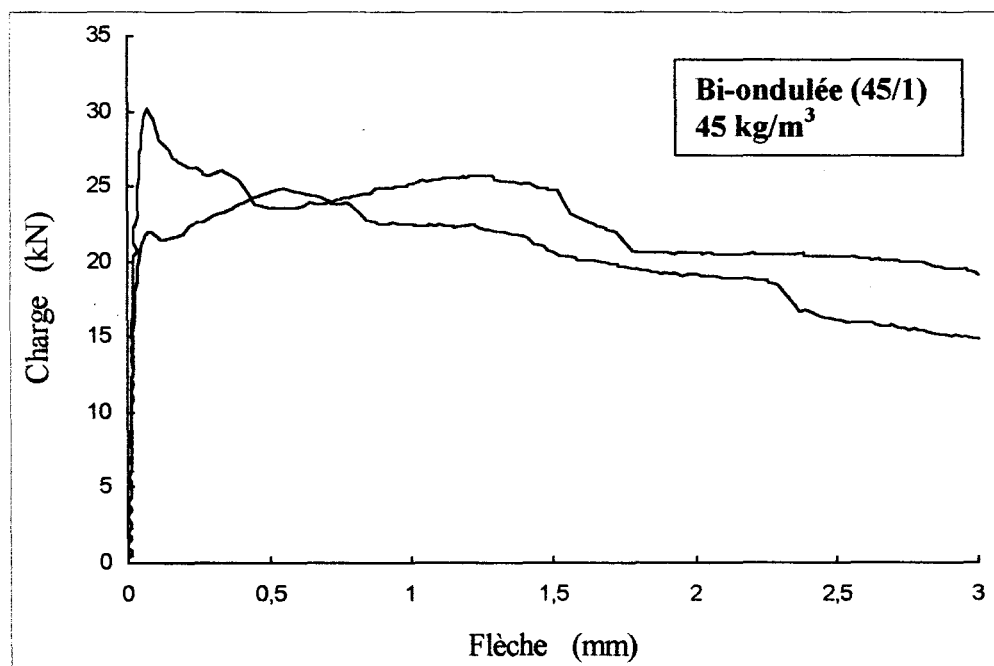
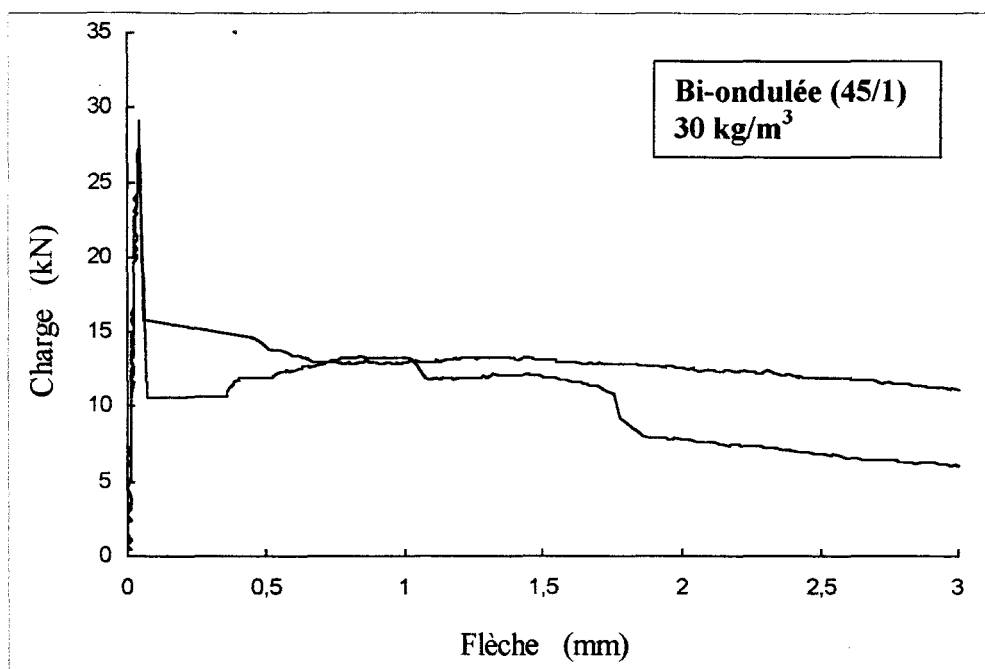


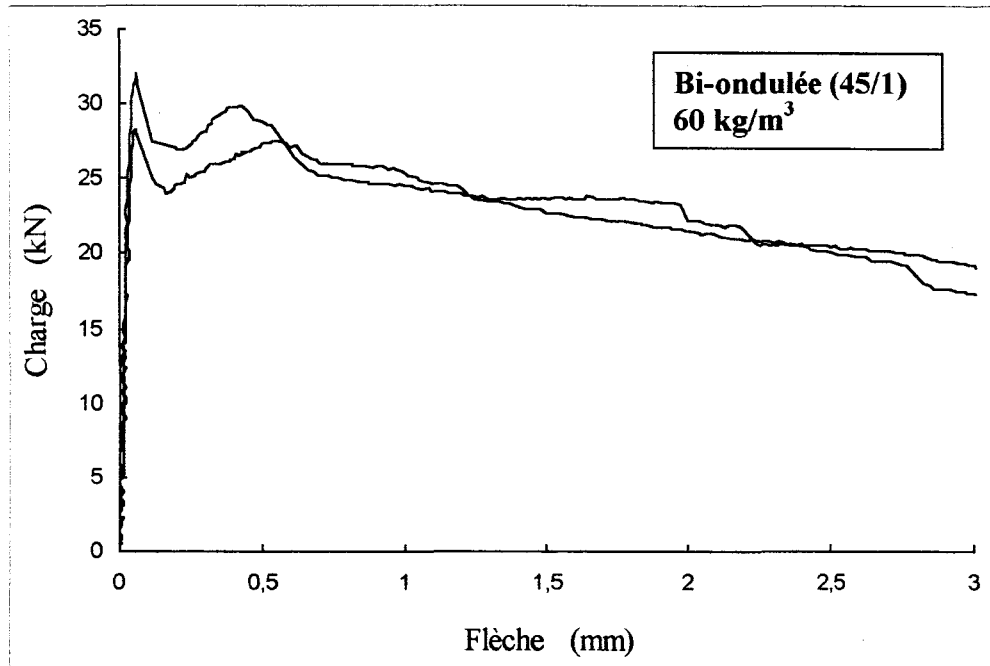
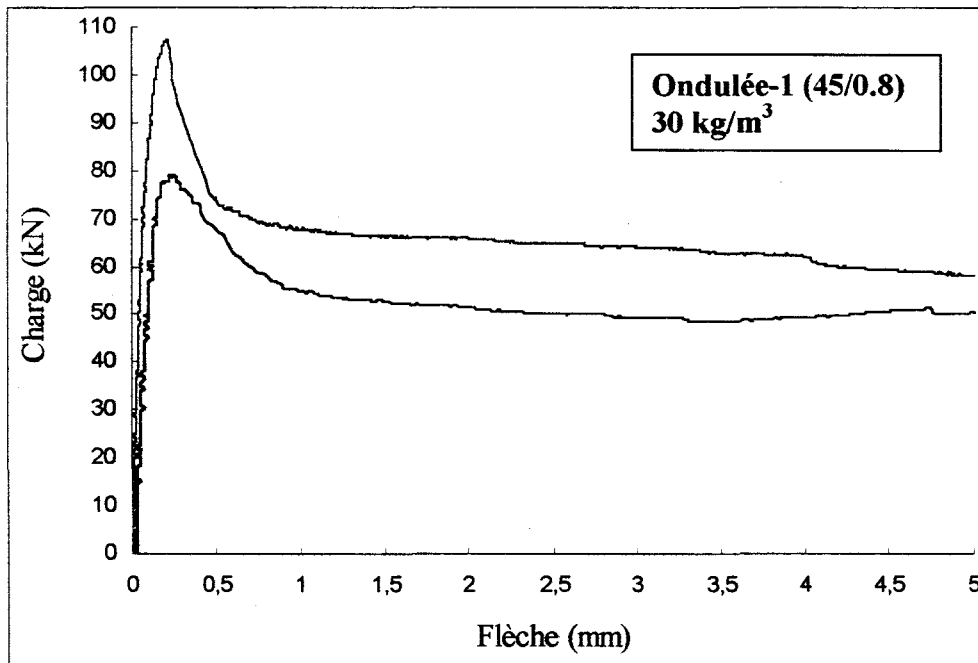
Courbes charge-flèche des essais en flexion 4 points sur les prismes 15x15x60 cm

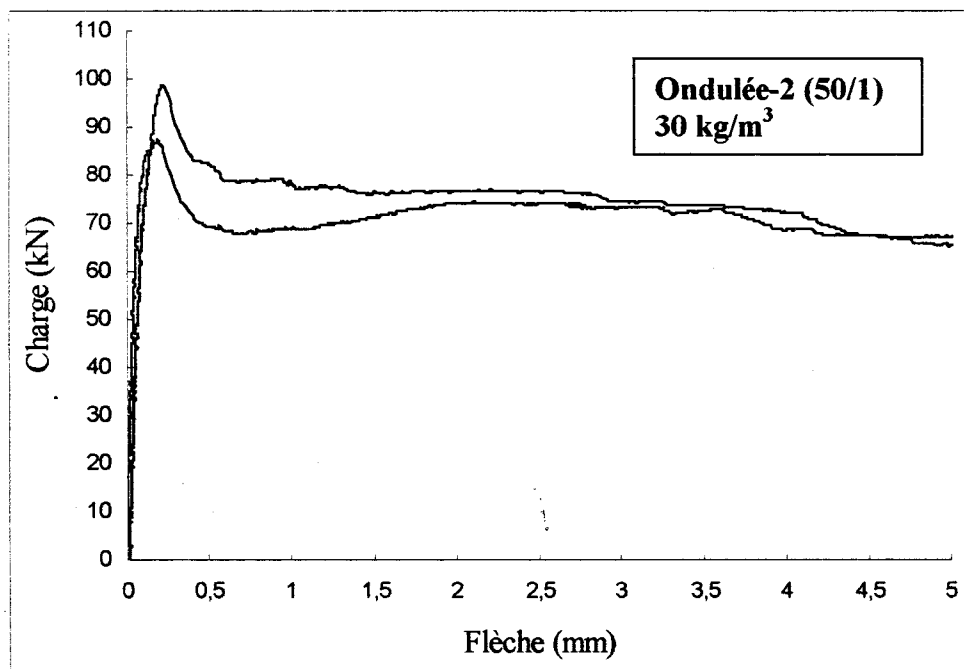
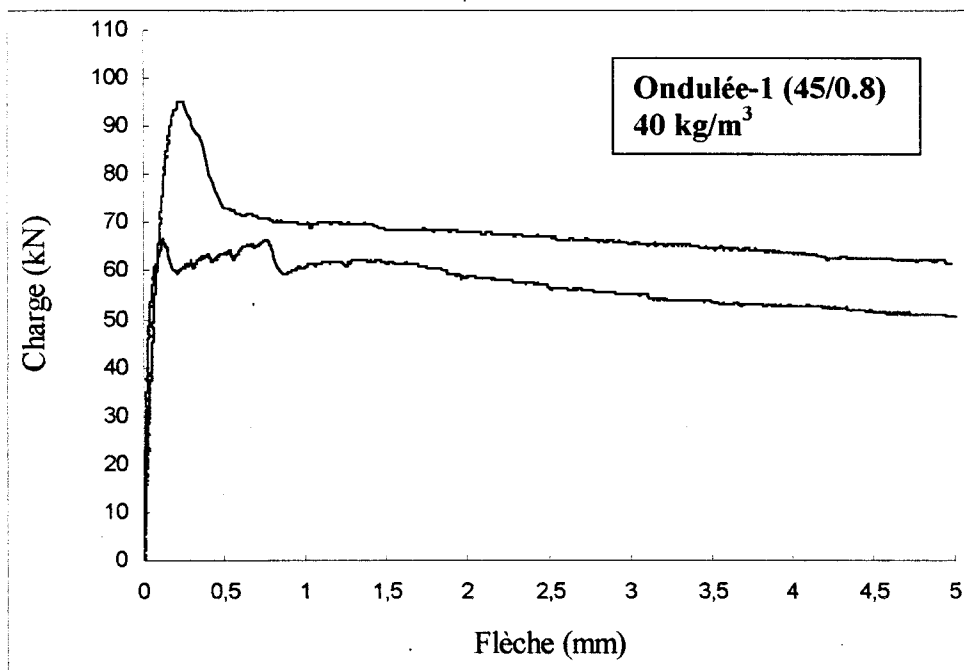


Courbes charge-flèche des essais en flexion 4 points sur les prismes 15x15x60 cm

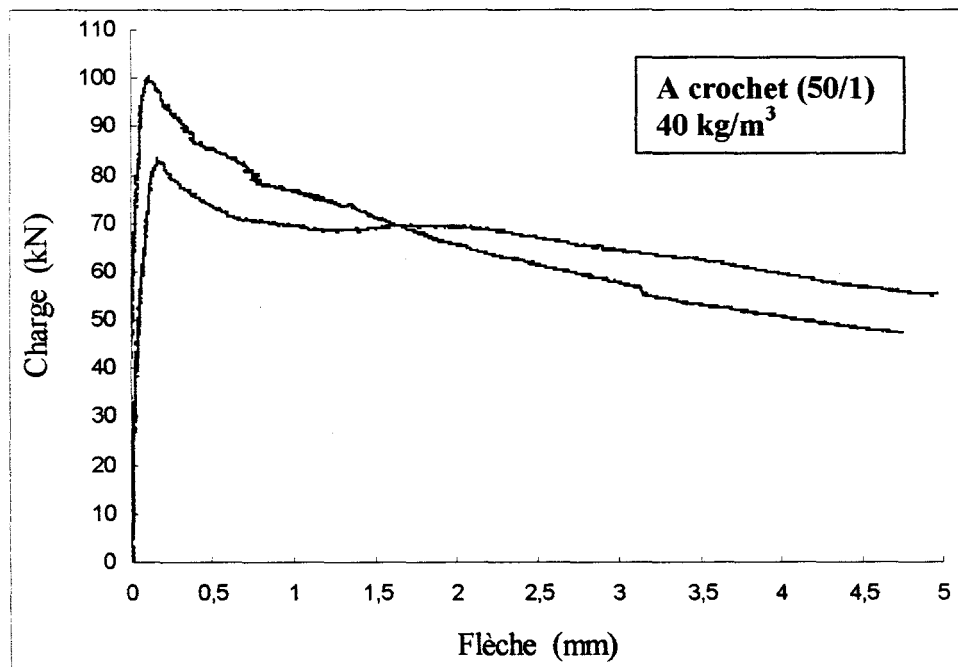
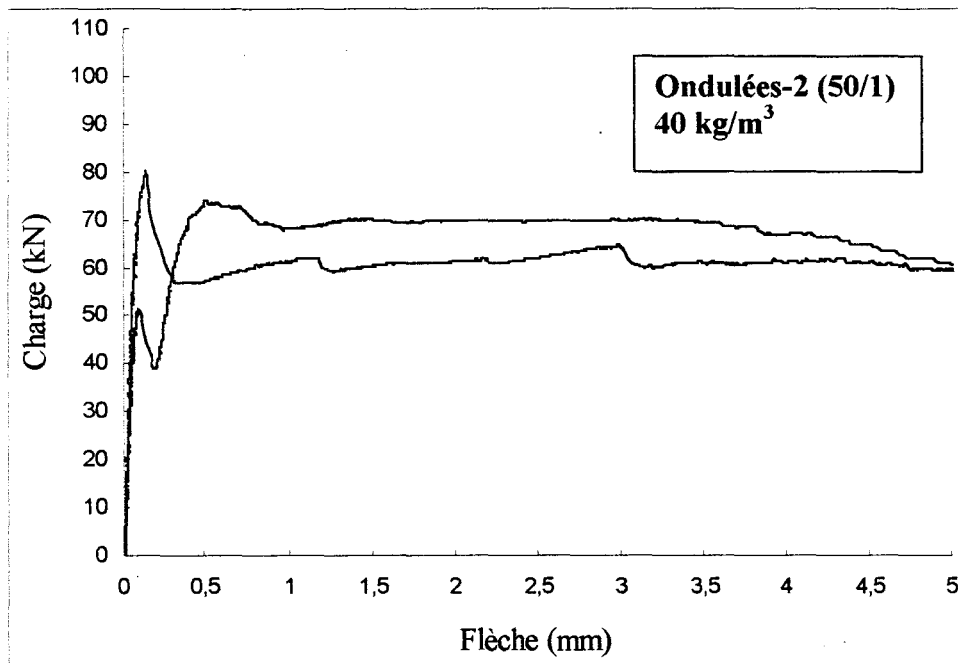
Courbes charge-flèche des essais en flexion 4 points sur les prismes 15x15x60 cm

Courbes charge-flèche des essais en flexion 4 points sur les prismes 14x14x56 cm

Courbes charge-flèche des essais en flexion 4 points sur les prismes 14x14x56 cm**Courbes charge-flèche des essais en flexion centrale des dalles circulaires Ø60x10 cm**

Courbes charge-flèche des essais en flexion centrale des dalles circulaires $\varnothing 60 \times 10$ cm

Courbes charge-flèche des essais en flexion centrale des dalles circulaires Ø60x10 cm



ANNEXE II

Analyse d'une poutre soumise à un chargement harmonique

Détermination des efforts internes dans un pieu-poutre soumis au chargement harmonique

Considérons un pieu-poutre à une longueur de deux fois de celle du pieu dans le sol, soumis au chargement harmonique à une fréquence égale à celle propre du champ libre du sol (Fig. 1).

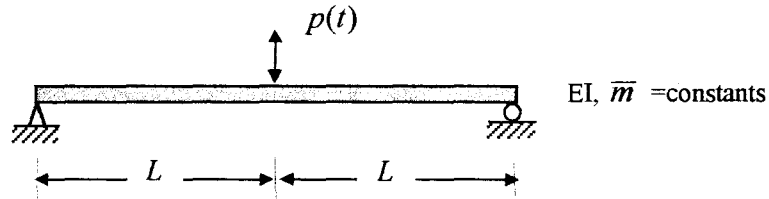


Fig. 1: Poutre équivalente du pieu soumis au chargement dynamique

Le chargement harmonique appliqué au centre du pieu est exprimé sous la forme :

$$p(t) = P_0 \sin \omega t \quad 1$$

ω est la pulsation d'excitation correspond à la première fréquence du champ libre du sol calculée de la formule 3-13 page 64. P_0 est l'amplitude du chargement qu'on va la déterminer pour avoir une amplitude de déplacement au centre du pieu-poutre égale à celle du pieu dans le sol.

La déformée du pieu-poutre est également considéré sinusoïdale [Clough & Penzien 1993].

$$\phi_n(x) = \sin \frac{n\pi x}{2L} \quad 2$$

Les fréquences propres des modes de vibrations du pieu-poutre sont calculées par :

$$\omega_n = n^2 \pi^2 \sqrt{\frac{EI}{\bar{m}(2L)^2}} \quad 3$$

ω_n est la pulsation pour $n^{\text{ème}}$ mode de vibration du pieu-poutre et EI et \bar{m} sont sa rigidité et sa masse par l'unité de la longueur. Pour un système unidirectionnel du pieu-poutre, la solution générale de la déformée du pieu-poutre est obtenue d'une superposition sur une série illimitée des modes de vibrations en fonction du temps:

$$u(x,t) = \sum_{n=1}^{\infty} \phi_n(x) y_n(t) \quad 4$$

$y_n(t)$ est obtenu par la résolution de l'équation différentielle suivante :

$$M_n \ddot{y}_n(t) + \omega_n^2 M_n y_n(t) = P_n(t) \quad 5$$

M_n et $P_n(t)$ sont la masse et la charge normalisées qui sont calculées par les formules suivantes:

$$M_n = \int_0^{2L} \phi_n(x)^2 m(x) dx = \bar{m} \int_0^{2L} \sin^2\left(\frac{n\pi x}{2L}\right) dx = \bar{m}L \quad 6$$

$$P_n(t) = \int_0^{2L} \phi_n(x) p(x,t) dx = P_0 \phi_n(x=L) \sin \omega t = \alpha_n P_0 \sin \omega t \quad 7$$

$$n = \begin{cases} 1 & n = 1, 5, \dots \\ -1 & n = 3, 7, \dots \\ 0 & n = \text{paires} \end{cases}$$

L'équation différentielle 5 est résolue par la méthode de Duhamel [Clough & Penzien 1993]:

$$y_n(t) = \frac{1}{M_n \varpi_n} \int_0^t P_n(\tau) \sin \varpi_n(t-\tau) d\tau \quad 8$$

En substituant M_n et $P_n(\tau)$ dans la formule 8, on obtient :

$$y_n(t) = \frac{1}{\bar{m}L \varpi_n} \int_0^t \alpha_n P_0 \sin \omega \tau \sin \varpi_n(t-\tau) d\tau = \frac{\alpha_n P_0}{\bar{m}L \varpi_n} \times \frac{1}{\omega^2 - \varpi_n^2} (\omega \sin \varpi_n t - \varpi_n \sin \omega t) \quad 9$$

En substituant les formules 9 et 2 dans 4, on obtient :

$$u(x,t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\alpha_n P_0}{\bar{m}L \varpi_n} \times \frac{1}{\omega^2 - \varpi_n^2} (\omega \sin \varpi_n t - \varpi_n \sin \omega t) \sin \frac{n\pi x}{2L} \quad 10$$

Le déplacement au milieu du pieu-poutre pour le premier mode de vibration (n=1) est obtenu :

$$u(L,t) = \frac{P_0}{\bar{m}L \varpi_1} \times \frac{1}{\omega^2 - \varpi_1^2} (\omega \sin \varpi_1 t - \varpi_1 \sin \omega t) \quad 11$$

Les valeurs maximales de moment fléchissant et de l'effort tranchant pour le premier mode sont également calculées :

$$M_{\max} = EI \frac{\partial^2 u(x,t)}{\partial x^2} = \frac{EI\pi^2}{4L^2} u(L,t) \quad 12$$

$$V_{\max} = EI \frac{\partial^3 u(x,t)}{\partial x^3} = \frac{EI\pi^3}{8L^3} u(L,t) \quad 13$$

ANNEXE III

Courbes des résultats expérimentaux des pieux

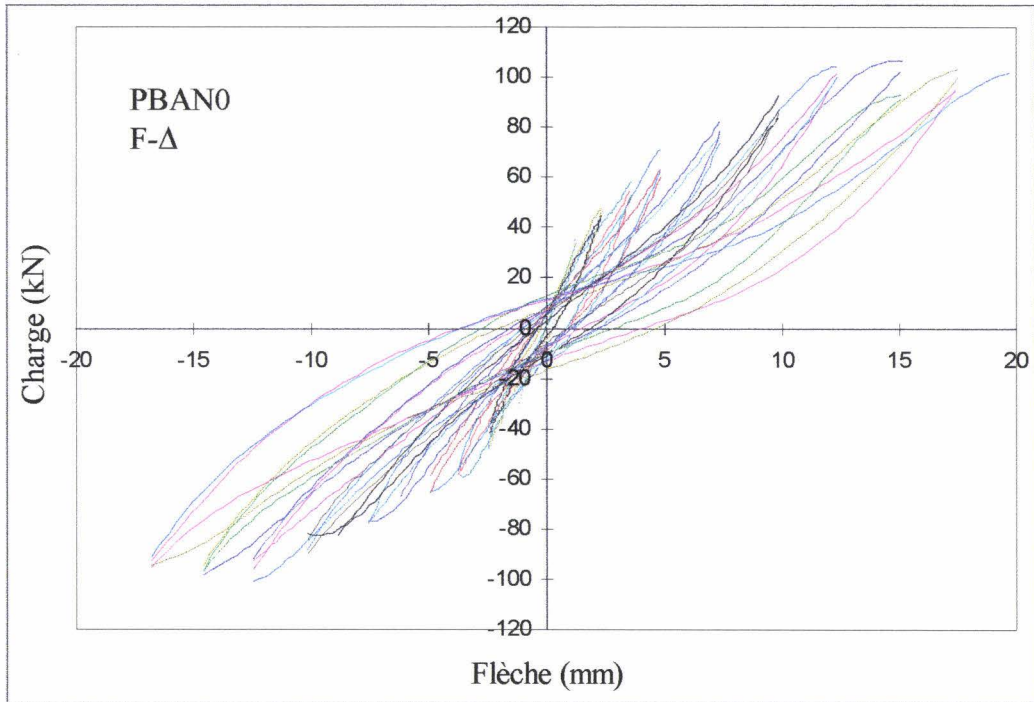


Fig. A.1: Courbe cyclique charge-flèche du pieu en béton armé classique sans précontrainte, PBAN0

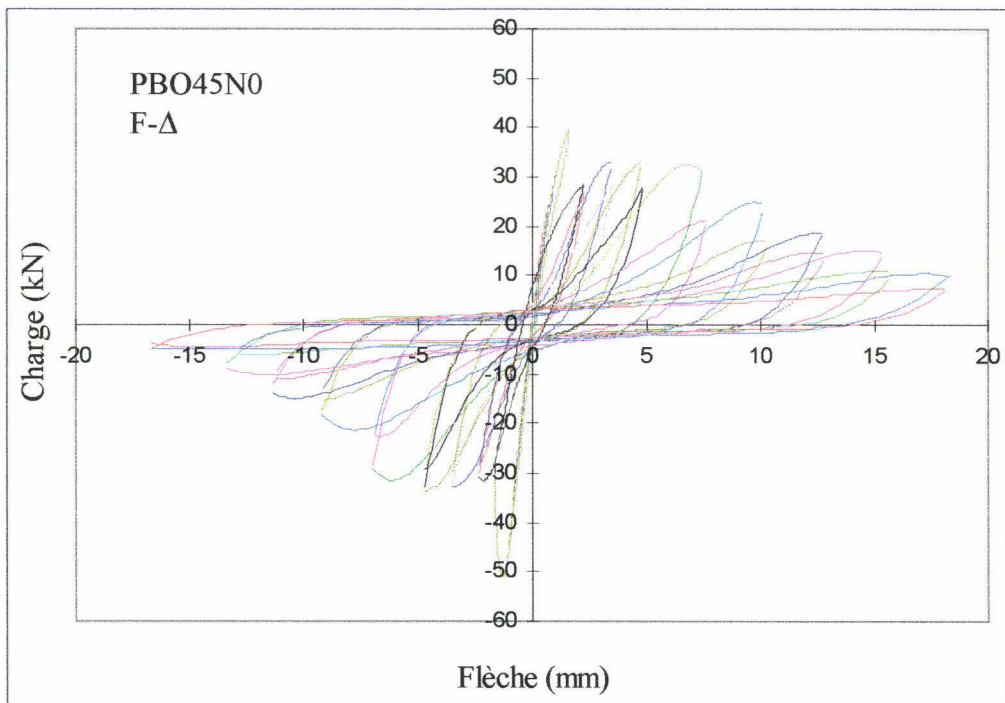


Fig. A.2: Courbe cyclique charge-flèche du pieu sans précontrainte en béton de fibres Bi-ondulées (45 kg/m³), PBO45N0

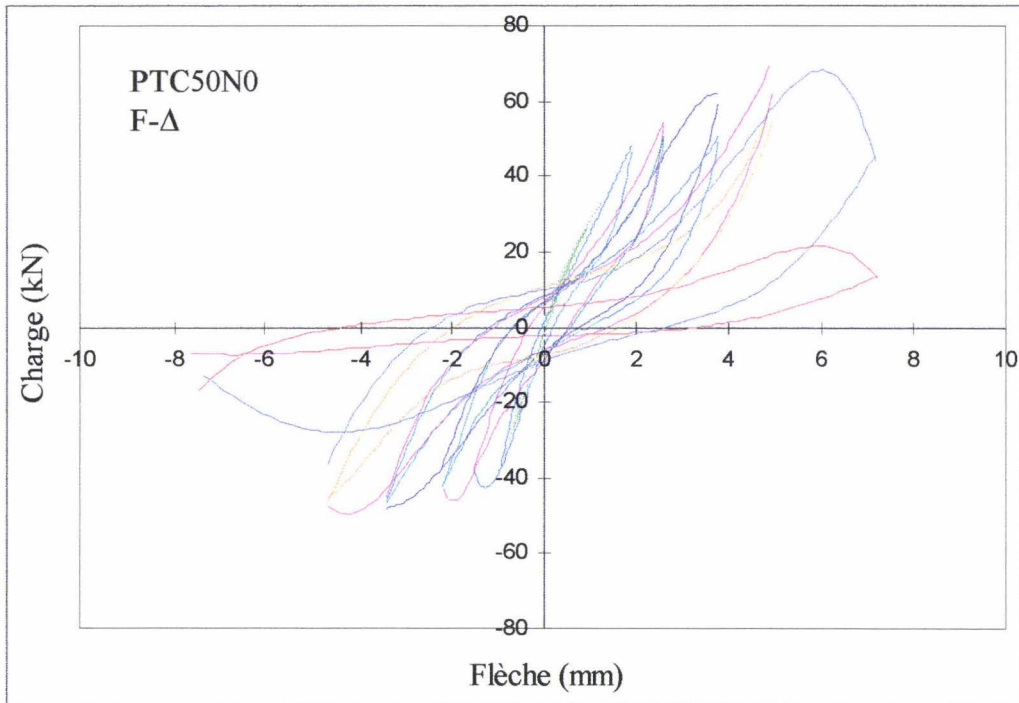


Fig. A.3: Courbe cyclique charge-flèche du pieu sans précontrainte en béton de fibres Twincone (50 kg/m³), PTC50N0

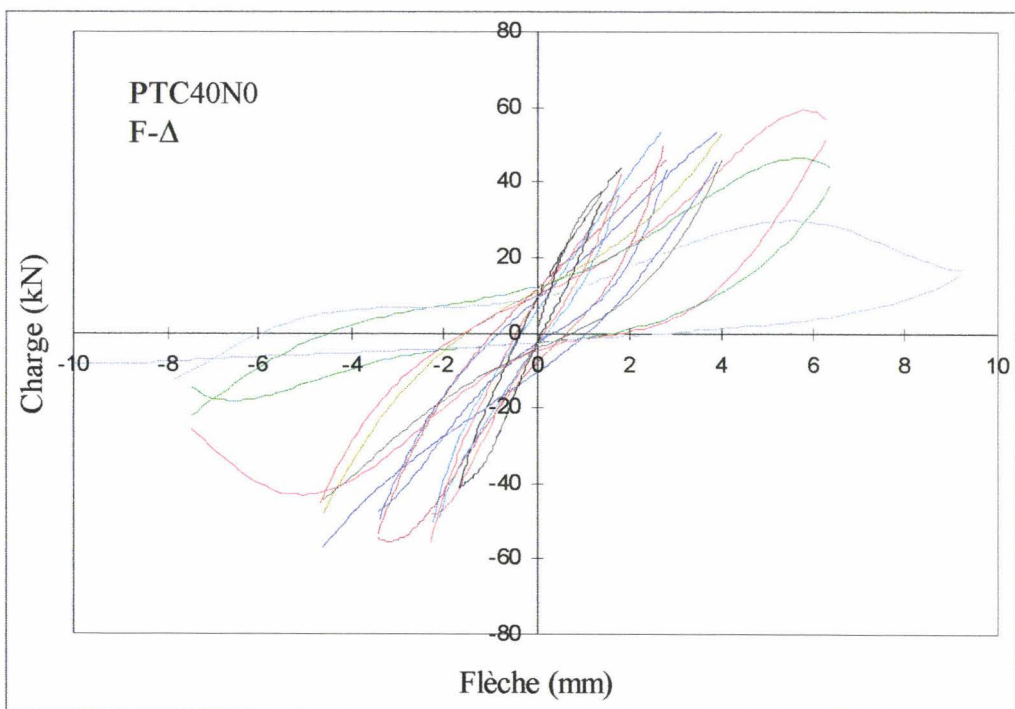


Fig. A.4: Courbe cyclique charge-flèche du pieu sans précontrainte en béton de fibres Twincone (40 kg/m³), PTC40N0

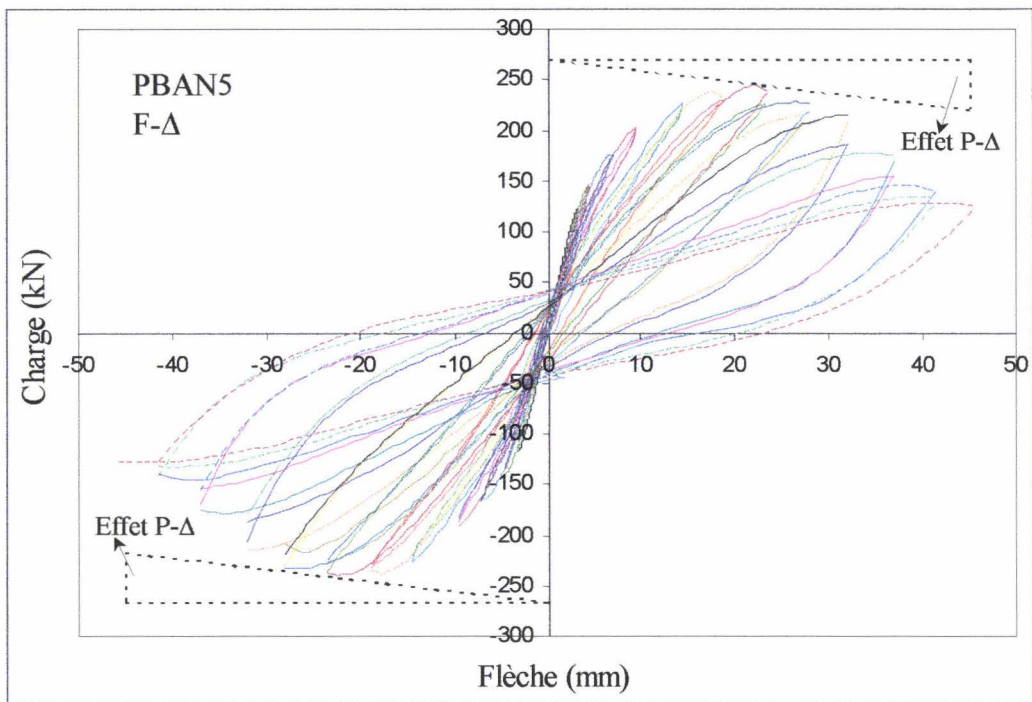


Fig. A.5: Courbe cyclique charge-flèche non corrigée de l'effet P- Δ du pieu en béton armé Classique, PBAN5

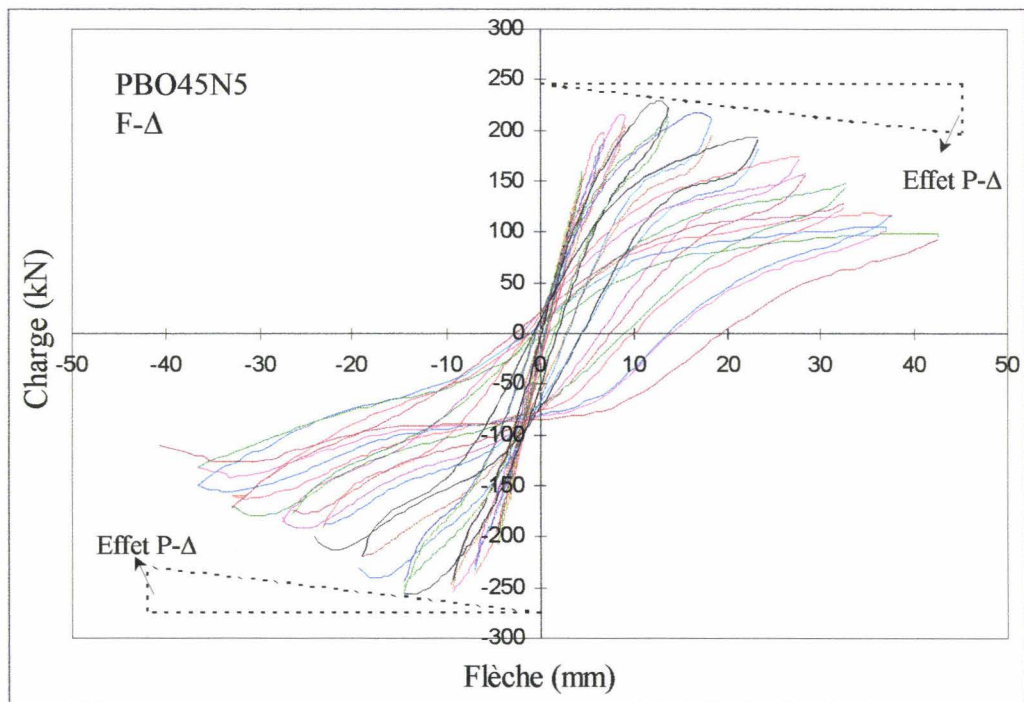


Fig. A.6: Courbe cyclique charge-flèche non corrigée de l'effet P- Δ du pieu en béton de fibre Bi-ondulées (45 kg/m^3), PBO45N5

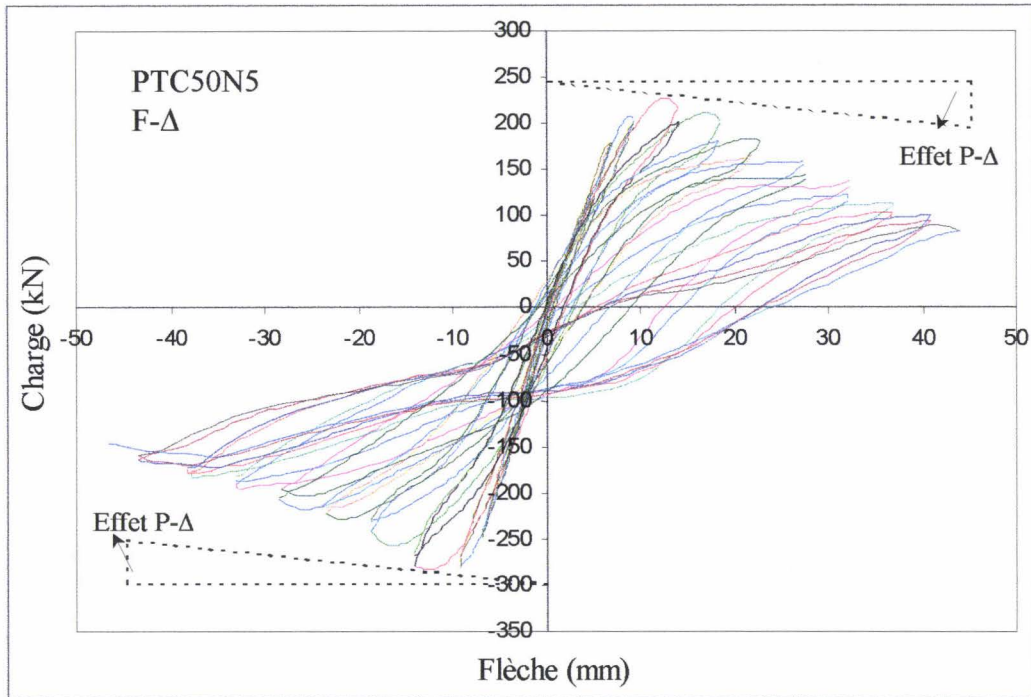


Fig. A.7: Courbe cyclique charge-flèche non corrigée de l'effet P- Δ du pieu en béton de fibres Twincone (50 kg/m^3), PTC50N5

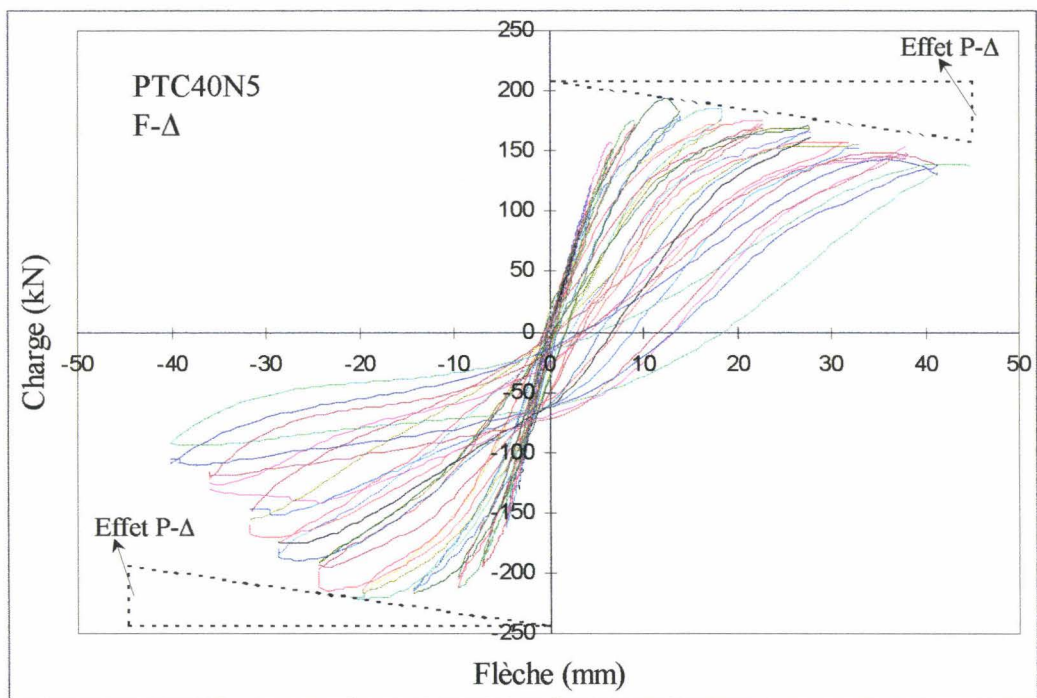


Fig. A.8: Courbe cyclique charge-flèche non corrigée de l'effet P- Δ du pieu en béton de fibres Twincone (40 kg/m^3), PTC40N5

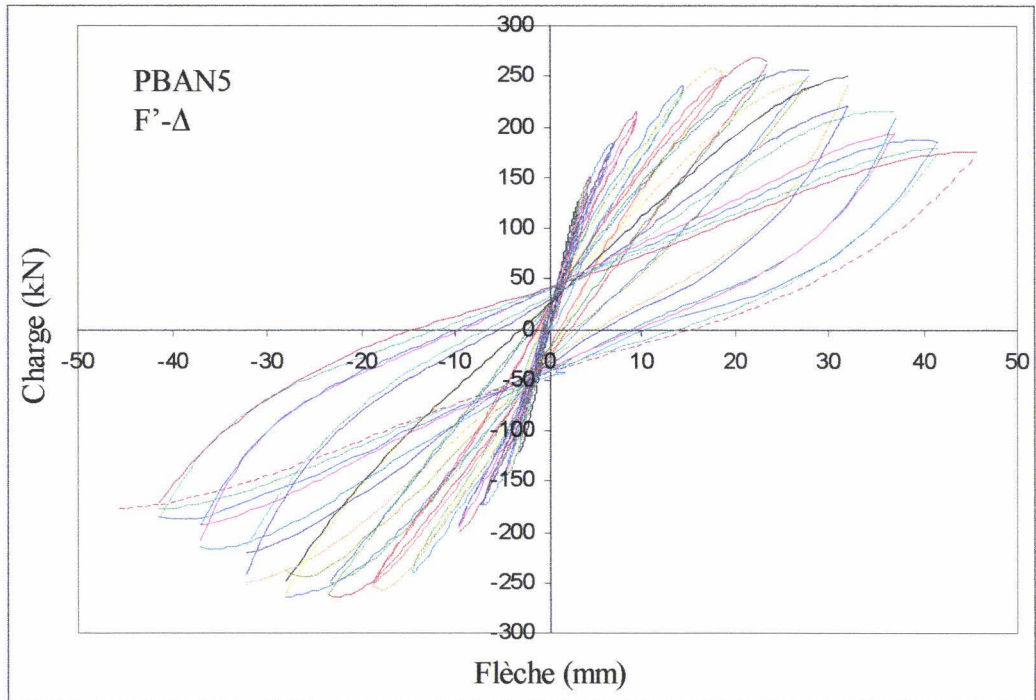


Fig. A.9: Courbe cyclique charge-flèche corrigée de l'effet $P-\Delta$ du pieu en béton armé classique, PBAN5

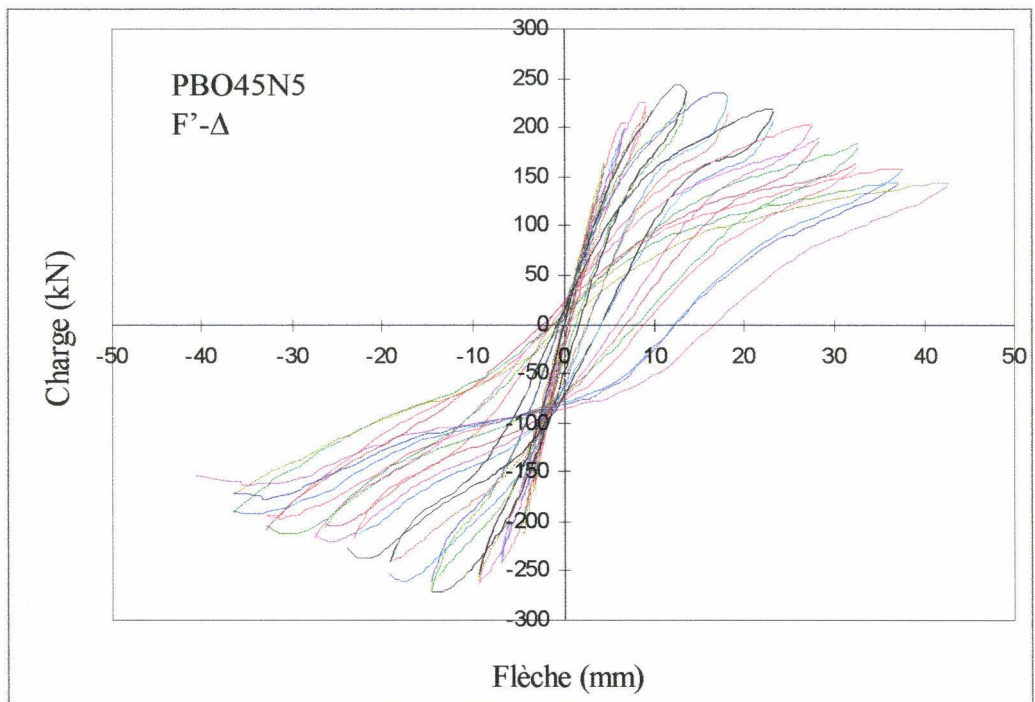


Fig. A.10: Courbe cyclique charge-flèche corrigée de l'effet $P-\Delta$ du pieu en béton de fibre Bi-ondulées (45 kg/m³), PBO45N5

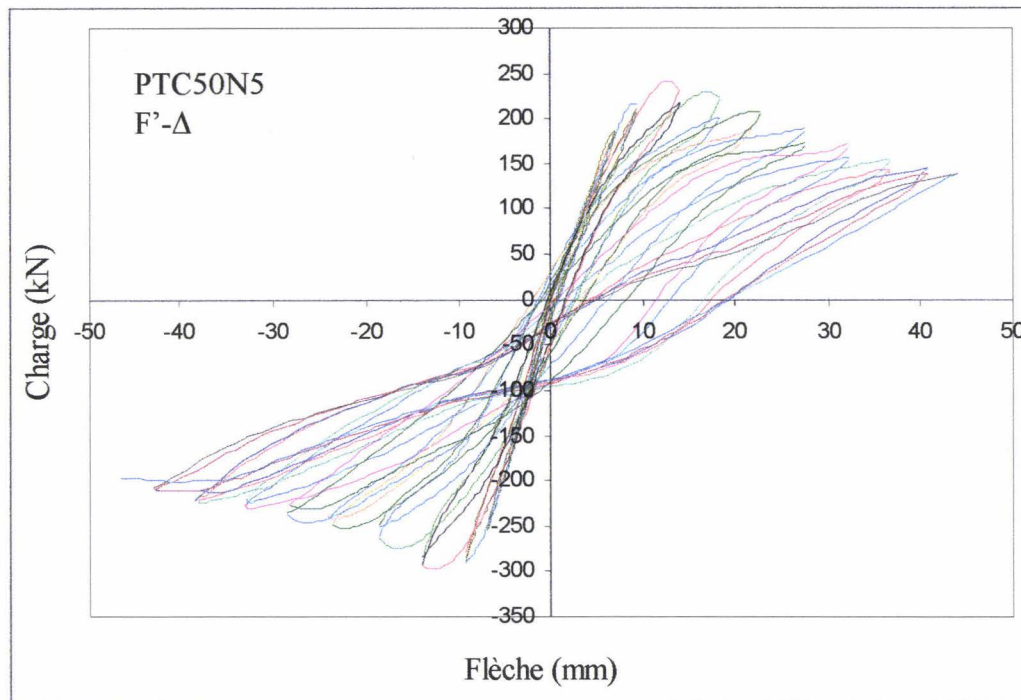


Fig. A.11: Courbe cyclique charge-flèche corrigée de l'effet P-Δ du pieu en béton de fibres Twincone (50 kg/m³), PTC50N5

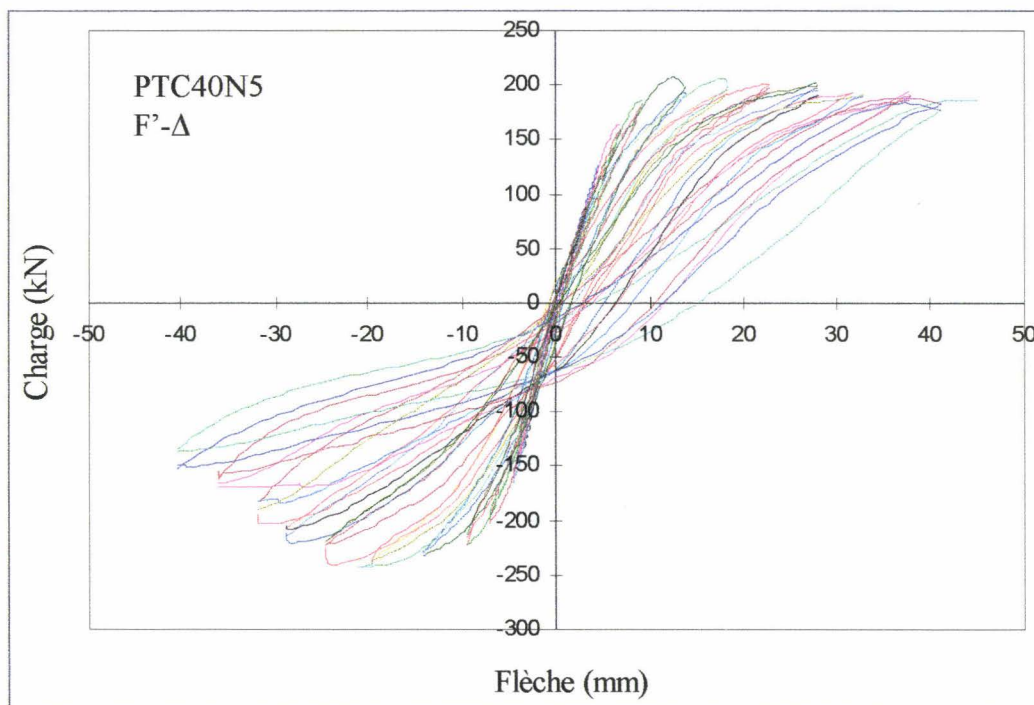


Fig. A.12: Courbe cyclique charge-flèche corrigée de l'effet P-Δ du pieu en béton de fibres Twincone (40 kg/m³), PTC40N5

ANNEXE IV

Résultats des essais de traction directe

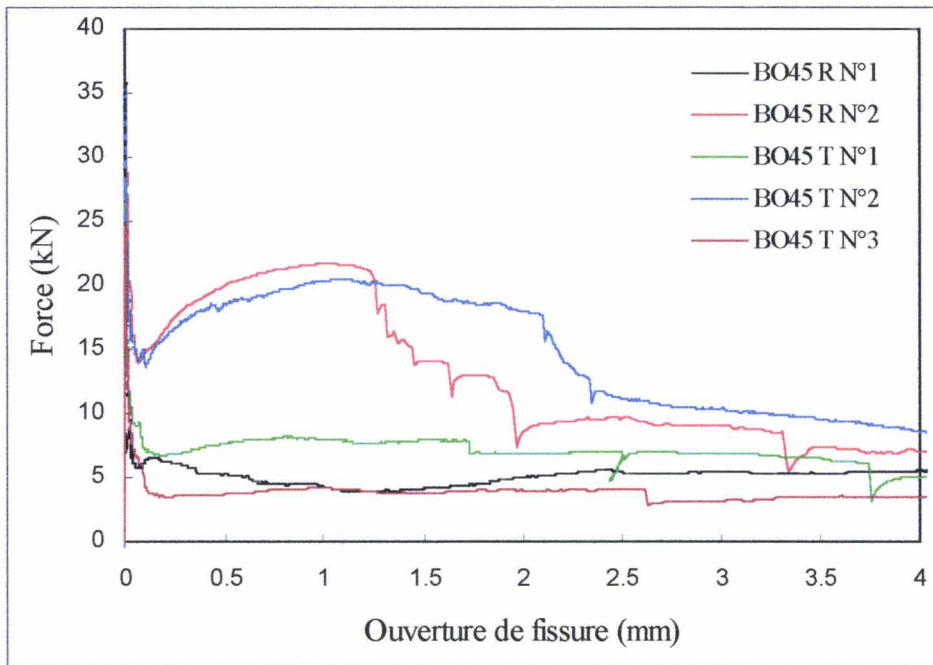


Fig. 1: Courbes obtenues des essais de traction directe du béton de fibres bi-ondulées dosées à 45 kg/m^3 (R : carottage 45° ; T : carottage 90°)

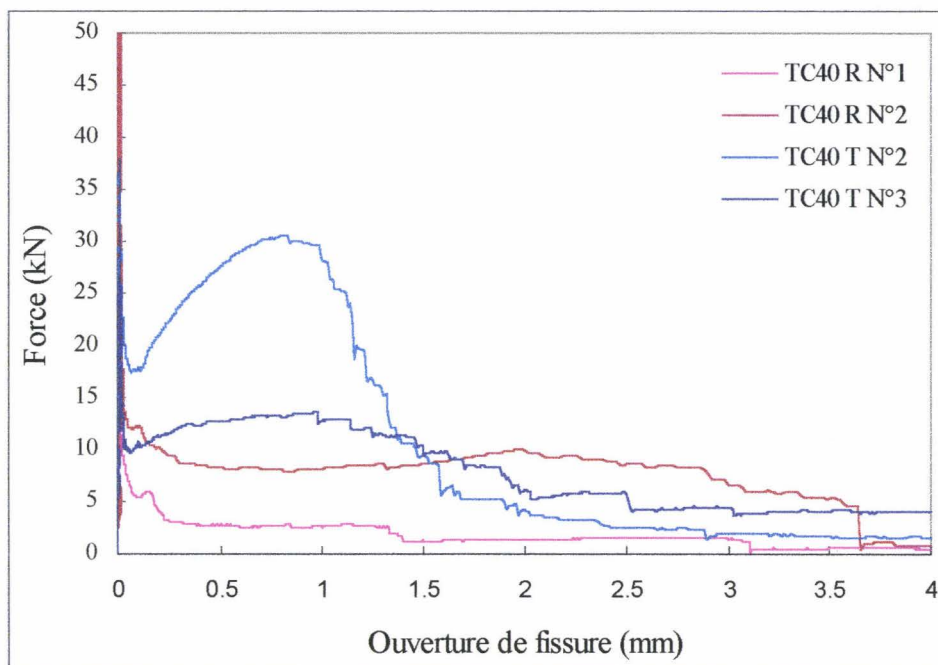


Fig. 2: Courbes obtenues des essais de traction directe du béton de fibres Twincone dosées à 40 kg/m^3 (R : carottage 45° ; T : carottage 90°)

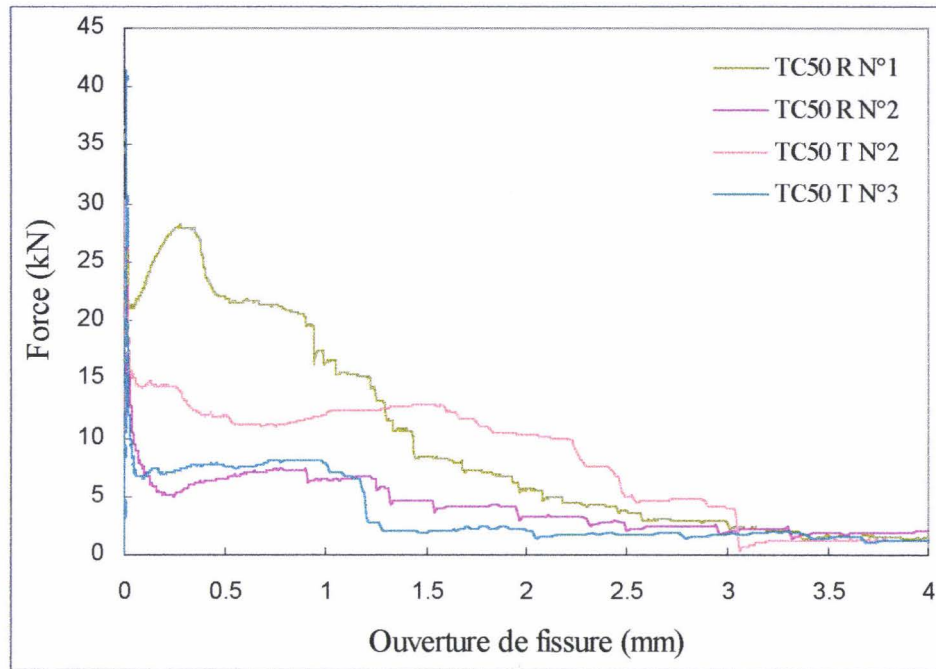


Fig. 3: Courbes obtenues des essais de traction directe du béton de fibres Twincone dosées à 50 kg/m³ (R : carottage 45°; T : carottage 90°)

