



Faculté de génie
Département de génie civil

COMPORTEMENT EN FLEXION-COMPRESSION DES POTEAUX EN
BÉTON ORDINAIRE RENFORCÉS AVEC FIBRES SYNTHÉTIQUES DE
POLYPROPYLENE/POLYÉTHYLÈNE

Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées
Spécialité : génie civil

Jésus Emilio RIVERA

Jury : Patrick PAULTRE (directeur)
Nathalie ROY
Najib BOUAANANI

Sherbrooke (Québec), Canada

Octobre 2009

IV - 2005



Library and Archives
Canada

Published Heritage
Branch

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Direction du
Patrimoine de l'édition

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file *Votre référence*
ISBN: 978-0-494-61443-3
Our file *Notre référence*
ISBN: 978-0-494-61443-3

NOTICE:

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

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

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

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

AVIS:

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

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

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

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


Canada

Résumé

Le but de ce projet de recherche est d'analyser le comportement des poteaux en béton de résistance normale avec l'ajout de fibres synthétiques de polypropylène /polyéthylène. Afin de compléter la base de données actuelle, une étude expérimentale a été réalisée sur six poteaux de taille réelle en béton de résistance ordinaire confinés par des étriers circulaires et soumis à une charge axiale constante en compression et flexion cyclique. Trois poteaux ont été construits avec du béton de résistance normale contenant 0% de fibres synthétiques et trois poteaux ont été construits avec du béton de résistance normale contenant 1% de fibres synthétiques. La résistance en compression du béton utilisé variait de 25 à 42 MPa, la résistance de l'acier longitudinal fut de 510 MPa, celle des étriers de 468 et 510 MPa et le taux de charge axiale de 25% $A_g f'_c$.

Aujourd'hui, il est possible de prévoir le comportement dans le domaine plastique des éléments structuraux sous sollicitations sismiques. Des prédictions de comportement moment vs courbure ainsi que des prédictions de la relation force vs déplacement ont été réalisées. En effet, la comparaison entre les résultats expérimentaux et la prédiction faite pour les spécimens fibrés et non fibrés, démontre une très bonne concordance. Dans le cas de la prédiction du moment vs courbure, le logiciel MNPHi développé par [PAULTRE, 1996] a été utilisé et dans le cas de la prédiction force vs déplacement, le logiciel DISP96 développé par [LÉGERON, 1998] a été utilisé.

Finalement, l'influence de l'espacement des étriers et celle de l'ajout de fibres ont été nettement observées. Les résultats montrent que la présence de fibres de polypropylène/polyéthylène dans la matrice de béton améliore la ductilité, la ténacité et la capacité de dissiper l'énergie. Également, elles aident à retenir l'enrobage du béton.

Mot clés : Ductilité ; béton ordinaire ; confinement ; poteaux ; fibres synthétiques.

Abstract

The goal of this research project is to analyze the behavior of columns made with plain concrete and synthetic polypropylene/polyethylene fiber addition. In order to supplement the current data base, an experimental study was carried out on six columns of real size and ordinary concrete resistance confined by circular stirrups and subjected to constant axial loads and cyclic flexure. Three columns were built with concrete of normal resistance with 0% of synthetic fibers and three columns were built of concrete with 1% by volume of synthetic fibers. The used concrete strength varied from 25 to 42 MPa, the resistance of longitudinal steel was 510 MPa, that of the stirrups of 468 and 510 MPa and the axial factor load around 25% $A_g f'_c$.

Today, it is possible to explore the behavior in the plastic range of the structural elements under seismic loading. Predictions of behaviour of moment vs curvature as well as predictions of force vs displacement relationship were accomplished. Indeed, the comparison between the experimental results and the prediction made for the specimens with and without fibers shows a very good agreement. In the case of the prediction of the moment vs curvature relationship, the MNPHi software developed by [PAULTRE, 1996] was used and in the case of the prediction of force vs displacement relationship, software DISP96 developed by [LÉGERON, 1998] was used.

Finally, the influence of tie spacing as well as addition of fibers were clearly observed. The results show that the presence of polypropylene/polyethylene fibers in the concrete matrix improves ductility, tenacity, and the capacity to dissipate energy. Also, they help to retain the cover concrete.

Keywords : Ductility ; plain concrete ; confined concrete ; columns ; synthetic fibers.

Remerciements

J'aimerais particulièrement remercier mon directeur de recherche, monsieur Patrick Paultre, professeur du département de génie civil de l'Université de Sherbrooke. Je suis très honoré d'être au sein de son groupe d'investigation.

Je tiens aussi à remercier Nathalie Roy, professeure à l'Université de Sherbrooke, qui a contribué dès le début au bon déroulement de ce projet.

J'exprime également ma reconnaissance à l'endroit des membres du CRGP et aux techniciens du laboratoire de structures du département de génie civil à l'Université de Sherbrooke.

Mes sincères remerciements à Geneviève Beauregard-Paultre qui a relu cet mémoire pour faire les corrections du français.

Enfin, je terminerais par une dédicace à ma famille pour leur soutien inconditionnel, spécialement à Maria Clara, ma fille, et à Natalia, mon épouse, pour leur compréhension.

Merci à chacun et à tous.

Table des matières

1	INTRODUCTION	1
1.1	Revue de littérature	3
1.1.1	Introduction	3
1.1.2	L'enrobage	4
1.1.3	Flambement	8
1.1.4	Ductilité	9
1.1.5	La corrosion	13
1.1.6	Influence des fibres	13
1.2	Fibres métalliques	15
1.3	Fibres polymères	16
1.4	Fibres de carbone	18
1.5	Fibres de verre	19
1.6	Fibres naturelles	19
1.7	Fibres mixtes Polypropylène/Polyéthylène	20
1.8	Propriétés de mélanges de BAF	20
1.9	Béton renforcé de fibres	21
1.10	Propriétés de BAF durci	21
1.10.1	Comportement en compression	22
1.10.2	Comportement en traction	23
1.10.3	Comportement à la flexion	23
1.10.4	Comportement au cisaillement et à la torsion	24
1.11	Comportement en flexion-compression des poteaux en béton	25
1.12	Définition du problème	25
1.13	Objectifs	26
2	PROGRAMME EXPÉRIMENTAL	27
2.1	Description des spécimens	27
2.2	Caractéristiques des matériaux	29
2.2.1	Le béton	30

2.2.2	L'armature en acier	36
2.2.3	Type de fibres	39
2.3	Procédure d'essais	40
2.3.1	Instrumentation	43
3	ANALYSE ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS	48
3.1	Traitement des données	48
3.2	Courbes force latérale-déplacement	49
3.2.1	Effets $P - \Delta$	50
3.3	Courbes moment-courbure	51
3.4	Indicateurs de comportement	58
3.4.1	Indicateurs de ductilité	58
3.4.2	Indicateurs énergétiques	61
3.4.3	Indicateurs d'endommagement	63
3.5	Sollicitation de l'acier tendu	67
3.6	Sollicitation des étriers	71
3.7	Distribution de la courbure	71
3.7.1	Progression de la courbure (zone de rotule plastique)	71
3.7.2	Longueur de la section plastique équivalente	78
3.8	Zone d'endommagement	80
4	PRÉDICTION DU COMPORTEMENT ET DISCUSSION SUR LES RÉSULTATS	83
4.1	Prédiction de la réponse moment-courbure	83
4.2	Prédiction de la réponse force-déplacement	88
4.2.1	Les composantes du déplacement	89
4.2.2	Logiciel DISP96	92
4.2.3	Outils et équations utilisés pour les calculs des déplacements	94
4.3	Discussion sur les résultats	103
4.4	Comparaison des poteaux avec étriers circulaires vs poteaux avec spirales	110
5	CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS	117
5.1	Conclusions	117
5.2	Recommandations	118
	Bibliographie	119

Liste des figures

1.1	Facteurs causant l'écaillage précoce de l'enrobage de béton des poteaux en BHP [adaptée par CUSSON ET COLL., 1993 de COLLINS ET COLL., 1992]	5
1.2	Mécanisme de rupture prématurée par flambage du recouvrement de béton [tiré de LANGLOIS, 1996]	6
1.3	Courbes idéalisées : (a) Comportement global force horizontale vs déplacement en tête du poteau (b) Comportement local moment vs courbure	10
2.1	Poteau (en mm)	28
2.2	Semelle (en mm)	28
2.3	Cages d'armature	29
2.4	Mûrissement des poteaux et des échantillons	33
2.5	Courbes typiques contrainte-déformation. Cylindres de 150 × 300 mm.	34
2.6	Courbes contrainte-déformation béton fibré. Cylindres de 150 × 300 mm.	35
2.7	Étriers des spécimens C30S100FP0, C30S75FP0, C30S42FP0, C30S100FP1 et C30S75FP1	37
2.8	Étriers du spécimen C30S42FP1	38
2.9	Essais de traction sur les barres	38
2.10	Courbe contrainte-déformation des aciers d'armatures	39
2.11	Aspect de la fibre avant l'introduction dans la matrice de béton	40
2.12	Montage expérimental	42
2.13	Protocole de chargement cyclique utilisé pour les tests	43
2.14	Jauges de déformations utilisées	44
2.15	Instrumentation	45
2.16	Position des LVDTs et potentiomètres	47
2.17	Instrumentation	47
3.1	Décomposition des forces et déplacements en jeu pour l'effet P- Δ (source St-Georges, 2006)	51
3.2	Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S100FP0	52
3.3	Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S100FP1	52

3.4	Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S75FP0	53
3.5	Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S75FP1	53
3.6	Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S42FP0	54
3.7	Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S42FP1	54
3.8	Courbes moment vs courbure pour C30S100FP0	55
3.9	Courbes moment vs courbure pour C30S100FP1	56
3.10	Courbes moment vs courbure pour C30S75FP0	56
3.11	Courbes moment vs courbure pour C30S75FP1	57
3.12	Courbes moment vs courbure pour C30S42FP0	57
3.13	Courbes moment vs courbure pour C30S42FP1	58
3.14	Courbes idéalisées déplacement en tête vs force latérale pour C30S100FP0	59
3.15	Courbes idéalisées moment vs courbure pour C30S100FP0	60
3.16	Aire sous la courbe servant à déterminer l'énergie dissipée par cycle pour la force horizontale vs déplacement (source St-Georges, 2006)	63
3.17	Cage d'armature des poteaux C30S42FP0 et C30S42FP1. Tiges et défaut du poteau C30S42FP1	65
3.18	Progression de la déformation pour le poteau C30S100FP0	68
3.19	Progression de la déformation pour le poteau C30S100FP1	69
3.20	Progression de la déformation pour le poteau C30S75FP0	69
3.21	Progression de la déformation pour le poteau C30S75FP1	70
3.22	Progression de la déformation pour le poteau C30S42FP0	70
3.23	Progression de la déformation pour le poteau C30S42FP1	71
3.24	Progression de la déformation dans les étriers pour le poteau C30S100FP0	72
3.25	Progression de la déformation dans les étriers pour le poteau C30S100FP1	72
3.26	Progression de la déformation dans les étriers pour le poteau C30S75FP0 .	73
3.27	Progression de la déformation dans les étriers pour le poteau C30S75FP1 .	73
3.28	Progression de la déformation dans les étriers pour le poteau C30S42FP0 .	74
3.29	Progression de la déformation dans les étriers pour le poteau C30S42FP1 .	74
3.30	Progression de la courbure pour le poteau C30S100FP0	75
3.31	Progression de la courbure pour le poteau C30S100FP1	76
3.32	Progression de la courbure pour le poteau C30S75FP0	76
3.33	Progression de la courbure pour le poteau C30S75FP1	77
3.34	Progression de la courbure pour le poteau C30S42FP0	77
3.35	Progression de la courbure pour le poteau C30S42FP1	78
3.36	Domnages dans la zone de la rotule plastique	81
3.37	État des poteaux testés	82

4.1	Courbe contrainte-déformation des aciers d'armature	84
4.2	Courbe contrainte-déformation du modèle de Cusson et Paultre	84
4.3	Prédiction de la réponse moment-courbure pour le poteau C30S100FP0	85
4.4	Prédiction de la réponse moment-courbure pour le poteau C30S75FP0	86
4.5	Prédiction de la réponse moment-courbure pour le poteau C30S42FP0	86
4.6	Prédiction de la réponse moment-courbure pour le poteau C30S100FP1	87
4.7	Prédiction de la réponse moment-courbure pour le poteau C30S75FP1	87
4.8	Prédiction de la réponse moment-courbure pour le poteau C30S42FP1	88
4.9	Décomposition du déplacement latéral sous une charge F	89
4.10	Composantes du déplacement total élastique Δ_y (Source St-Georges, 2006)	90
4.11	Graphique moment vs courbure avec courbe idéalisée (Source St-Georges, 2006)	91
4.12	Déformation de l'acier en fonction de la longueur d'ancrage (Source Adagbé, 2006)	93
4.13	Déplacement lié au glissement d'ancrage (Source, Adagbé, 2006)	95
4.14	Prédiction de la réponse force-déplacement pour le poteau C30S100FP0	100
4.15	Prédiction de la réponse force-déplacement pour le poteau C30S75FP0	101
4.16	Prédiction de la réponse force-déplacement pour le poteau C30S42FP0	101
4.17	Prédiction de la réponse force-déplacement pour le poteau C30S100FP1	102
4.18	Prédiction de la réponse force-déplacement pour le poteau C30S75FP1	102
4.19	Prédiction de la réponse force-déplacement pour le poteau C30S42FP1	103
4.20	Glissement de barres pour le poteau C30S100FP0	104
4.21	Glissement de barres pour le poteau C30S75FP0	104
4.22	Glissement de barres pour le poteau C30S42FP0	105
4.23	Glissement de barres pour le poteau C30S100FP1	105
4.24	Glissement de barres pour le poteau C30S75FP1	106
4.25	Glissement de barres pour le poteau C30S42FP1	106
4.26	Courbes normalisées de moment-courbure pour les poteaux C30S100FP0 et C30S100FP1	107
4.27	Courbes normalisées de moment-courbure pour les poteaux C30S75FP0 et C30S75FP1	108
4.28	Courbes normalisées de moment-courbure pour les poteaux C30S42FP0 et C30S42FP1	108
4.29	Courbes normalisées de moment-courbure pour les poteaux C30S75FP0 et C30S100FP1	109
4.30	Courbes normalisées de moment-courbure pour les poteaux C30S42FP0 et C30S75FP1	109

4.31	Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S100FP0	110
4.32	Osorio, 2008 pour C30S100FP0	111
4.33	Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S100FP1	111
4.34	Osorio, 2004 pour C30S100FP1	112
4.35	Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S75FP0	112
4.36	Osorio, 2008 pour C30S75FP0	113
4.37	Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S75FP1	113
4.38	Osorio, 2008 pour C30S75FP1	114
4.39	Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S42FP0	114
4.40	Osorio, 2008 pour C30S42FP0	115
4.41	Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S42FP1	115
4.42	Osorio, 2008 pour C30S42FP1	116

Liste des tableaux

1.1	Propriétés physiques et mécaniques de certaines fibres [BEAUDOUIN, 1982]	15
2.1	Caractéristiques géométriques de la section et % d'armature transversale .	30
2.2	Composition des bétons (kg/m^3)	30
2.3	Caractéristiques du béton frais	31
2.4	Caractéristiques du béton durci	32
2.5	Caractéristiques du béton durci (suite)	33
2.6	Influence du % d'air entraîné sur la résistance	34
2.7	Influence de l'ajout de fibres sur la résistance	35
2.8	Essais de traction	39
2.9	Charge axiale appliquée	43
2.10	Position des jauges sur les étriers	46
2.11	Position des LVDTs et potentiomètres	46
3.1	Déplacements à la plastification expérimentale	49
3.2	Hauteur de mesure de la courbure	55
3.3	Points pour les courbes idéalisées	59
3.4	Ductilités structurale et sectionnelle et déviation relative	61
3.5	Influence de la quantité d'armatures de confinement sur les ductilités et sur la déviation relative	62
3.6	Indicateurs énergétiques et d'endommagement	64
3.7	Indices de confinement	66
3.8	Influence des indices de confinement	67
3.9	Longueur de la rotule plastique équivalente	79

Liste des symboles

A_{cc}	section transversale du noyau de béton délimitée par le centre de l'étrier périphérique
A_{ch}	section transversale du noyau du poteau délimitée par l'extérieur de l'étrier périphérique (ACI Committee 318, 1989)
A_g	section transversale totale du poteau
A_s	section d'acier dans la direction longitudinale
A_{sh}	section transversale totale de l'armature latérale perpendiculaire à une direction principale
	espacement de s tel que défini dans le CSA A23.3-2004
A_{st}	section transversale totale de l'armature longitudinale
b	dimension latérale du poteau
c	dimension latérale du noyau de béton parallèle à une direction principale
c_x	dimension latérale du noyau de béton parallèle à l'axe X
c_y	dimension latérale du noyau de béton parallèle à l'axe Y
d	diamètre d'un poteau circulaire
d_b	diamètre d'une barre d'armature longitudinale
D_{EW}	indice d'endommagement
E_c	module élastique du béton
E_{hyst}	énergie cyclique totale
E_N	énergie cyclique normalisée
f_c	contrainte dans le béton
f'_c	résistance maximale du béton en compression mesurée sur des cylindres de 150 x 300 mm
f_{cc}	résistance maximale du béton confiné en compression dans une membrure
f'_{cc}	résistance maximale en compression du béton confiné
f_h	contrainte dans l'acier d'armature transversal
f_l	pression latérale de confinement du noyau
f_{le}	pression latérale de confinement effective
f_y	limite élastique de l'acier d'armature longitudinal
f_{yh}	limite élastique de l'acier d'armature transversal
h	profondeur de la section

h_c	dimension latérale du noyau de béton délimitée par le centre de l'étrier périphérique
I_c	indice de confinement
I_e	indice de confinement effectif
I_{e50}	indice de confinement effectif évalué à la déformation post-pic ϵ_{c50c}
I_k	indice de confinement
I_W	indice de travail
j	bras de levier entre l'acier en compression et l'acier en traction
k_1	coefficient affectant la pente de la partie descendante de la courbe contrainte-déformation analytique proposée
k_2	coefficient affectant la courbure de la partie descendante de la courbe contrainte-déformation analytique proposée
L	hauteur du poteau
l_p	longueur de rotule plastique
N	nombre d'étages (CNBC 2005)
n	paramètre contrôlant la courbure de la partie ascendante dans le modèle de Cusson et Paultre (1995)
n_l	nombre de barres longitudinales
P	charge axiale supportée par le poteau
P_o	capacité axiale de la section transversale du poteau un fort tremblement de terre
R	facteur de modification de force
s	espacement centre-à-centre des étriers
S_a	accélération spectrale d'un système élastique
S_{ap}	accélération spectrale d'un système élastoplastique parfait de ductilité
s_h	espacement centre-à-centre des étriers
s_l	espacement des barres longitudinales retenues
s'	distance libre entre deux niveaux de l'armature transversale
w	espace horizontal centre-à-centre entre deux barres longitudinales adjacentes
w_i	espace libre horizontal entre deux barres longitudinales adjacentes
α	coefficient de forme
α	facteur selon la configuration (Sheikh) et paramètre pour le calcul de E'_{cc}
δ	déplacement en tête de poteau
ϵ	déformation axiale
ϵ_c	déformation axiale du béton non confiné
ϵ'_c	déformation axiale du béton non confiné correspondant à f'_c
ϵ'_{c50c}	déformation axiale du béton non confiné quand la contrainte diminue jusqu'à $0,5 f'_c$
ϵ'_{cc}	déformation axiale du béton confiné correspondant à f'_{cc}

ε'_{c50c}	déformation axiale du béton confiné quand la contrainte diminue jusqu'à $0,5 f'_{cc}$
κ	pente de la ligne représentant la zone élastique de l'acier dans le modèle de confinement
μ_{Δ}	ductilité structurale
μ_{ϕ}	ductilité sectionnelle
ϕ	courbure à la base de la colonne
ρ_c	quantité volumique d'armature longitudinale dans le noyau de béton
ρ_g	quantité volumique d'armature longitudinale dans la section transversale totale
ρ_s	taux volumique d'armatures transversales
ρ_{se}	taux volumique effectif d'armatures transversales
ρ_{sey}	taux effectif de section d'armature de confinement dans la direction Y
ρ_t	taux volumique d'acier longitudinal

Chapitre 1

INTRODUCTION

Dans les zones de risque sismique important, là où les forces sont considérablement grandes, il est nécessaire d'utiliser de grandes quantités d'acier et/ou de bétons améliorés avec différents matériaux. On utilise normalement des fibres métalliques ou synthétiques pour améliorer les performances du béton. Les fibres synthétiques sont utilisées pour éviter l'éclatement de l'enrobage et la fissuration engendrée par le retrait plastique, ainsi que pour confiner le béton afin d'augmenter la ductilité des éléments structuraux. Celle-ci est effectivement une de plus importantes propriétés des éléments de béton armé, laquelle peut être améliorée en ajoutant des fibres augmentant la résistance de la pièce. Parmi les fibres synthétiques, la fibre de polypropylène et polyéthylène est la plus fréquemment employée.

Le béton ordinaire (BO) est perméable et donc, moins résistant à l'abrasion. Au fil des ans, les constructions telles que les ponts deviennent très sensibles à ce problème, particulièrement aux endroits fortement exposés aux intempéries comme l'Amérique du Nord. Au Québec, par exemple, le ministère des transports a dû restreindre l'utilisation de plusieurs ponts à la suite d'un effondrement. La reconstruction ou la réparation des structures endommagées pourrait coûter des millions de dollars. Le coût d'une structure englobe effectivement plusieurs facteurs, soit le coût des matériaux, leur durée de vie, la méthode de construction et les frais d'entretien et d'inspection. Plutôt que d'investir plusieurs millions de dollars en réparation des structures, il faut faire en sorte que les constructions futures intègrent les nouvelles technologies. Des coûts de réparation importants seront ainsi évités en améliorant les propriétés du béton traditionnel. Il a été prouvé qu'en ajoutant des fibres, il est possible de diminuer la quantité d'armatures transversales dans les structures de façon à ce que le béton soit plus léger qu'un matériau traditionnel avec la même résistance. Le fait de pouvoir diminuer la quantité d'armatures dans le béton libère la section et permet

de gagner de l'espace ; l'utilisation du matériau s'en trouve simplifiée. La fibre de polypropylène et polyéthylène étant non corrosive et moins chère que l'acier, elle constitue en outre un avantage économique dans les projets.

Bien que le béton à haute performance amélioré avec des fibres soit un sujet très étudié maintenant, il n'en va pas de même pour le béton ordinaire malaxé avec des fibres. Un des objectifs de notre recherche est donc le suivant : augmenter les données relevant des poteaux de béton ordinaires améliorés avec des fibres de polypropylène et polyéthylène et soumis à la flexion-compression.

D'autre part, la majorité des codes de conception des structures à travers le monde contiennent des critères et des équations servant à faire la conception des structures en béton ordinaire, mais ils s'attardent peu aux bétons avec fibres ajoutées. En effet, jusqu'à présent, la norme canadienne ne tient pas compte des composites avec fibres synthétiques. Voilà donc un autre de nos objectifs : augmenter les données qui permettront dans le futur de trouver des équations prenant en compte la quantité de fibres dans le béton. L'intérêt industriel pour trouver des matériaux composites qui augmenteraient à la fois la durée de service des ouvrages et diminueraient les coûts d'entretien est effectivement très grand. Toutefois, cette technologie ne pourra être adoptée tant que des études exhaustives ne permettront pas de la maîtriser.

Structure du document

Le présent mémoire se divise en cinq chapitres. La prochaine section fait état d'une revue de la littérature portant sur l'utilisation des fibres dans le béton. Le chapitre deux introduit les essais, les équipements, les matériaux et les mélanges de béton utilisés dans le cadre de ce projet ; des poteaux en béton armé avec des fibres de polypropylène/polyéthylène y ont été soumis à la flexion-compression. Le chapitre trois présente tous les résultats obtenus dans les essais réalisés, ainsi que les analyses de ces résultats. Dans le chapitre quatre nous faisons des prédictions de comportement des poteaux sans fibre. Enfin, le cinquième chapitre résume les principales conclusions tirées de l'étude et les recommandations quant à la continuation des travaux futurs.

1.1 Revue de littérature

1.1.1 Introduction

La revue de la documentation faisant l'objet du présent chapitre constitue un ensemble de connaissances acquises à travers le temps sur le béton armé avec des fibres. Cette section renferme des sous sections principales qui portent entre autres sur l'enrobage du béton et présentent les connaissances acquises en ce qui concerne le comportement des poteaux après que l'enrobage disparaisse, ainsi comme l'importance du flambement, de la ductilité, de la corrosion, de l'influence des fibres dans le béton et le comportement de celui-ci face aux différents modes de rupture. Cette analyse sert à normaliser les résultats obtenus par différents chercheurs ayant découvert les principaux facteurs régissant l'utilisation du béton contenant des fibres tels que l'espacement des étriers, la limite élastique, f_y , la quantité d'acier transversale, ρ_s , la configuration, etc.

Des recherches ont été faites sur des poteaux contenant des fibres métalliques et synthétiques et ayant été soumis à la compression simple. En ce qui concerne la flexion-compression, les recherches ont surtout été faites à partir de bétons non fibrés. Les chercheurs ont établi des équations pour prédire principalement le comportement du béton à haute performance. Enfin, il existe peu de travaux utilisant la flexion-compression par rapport au béton normal avec ajout de fibres et de sections circulaires. Pour cette raison, il est impératif d'élargir la banque de données expérimentales actuelle sur le comportement post-élastique des poteaux circulaires de résistance normale avec des fibres.

[ITA ROBLES, 2002], dans son mémoire de recherche, analyse le comportement post-élastique des poteaux circulaires en béton à haute performance et conclut que les paramètres qui permettent de déterminer le comportement post-pic étaient principalement la charge axiale (P), la résistance maximale du béton en compression (f'_c), le pas de la spirale de frettage (s), la limite élastique de l'acier d'armature transversale (A_{sh}) et finalement, la co-variation de la limite élastique et de la section de l'acier d'armature transversale. L'espacement et la quantité d'acier transversale jouent donc un rôle important dans le cas du béton à haute performance. Il est à espérer qu'il en soit de même pour le béton ordinaire.

[LÉVESQUE, 1998] a constaté que les fibres synthétiques contribuent à limiter la propagation des fissures d'expansion latérale. Le phénomène vient du fait que la formation de fissures autour des barres est augmentée avec leur diamètre. Il est donc possible de conclure que si l'on ajoute des filaments de fibres dans toute la section (avec un diamètre plus petit

et plus distribué), la formation des fissures sera moins propice.

À mesure que l'on augmente la force de compression exercée sur le béton et étant donné sa faible résistance en traction, des fissures se développent dans le sens parallèle au chargement et engendrent un mécanisme de rupture [LÉVESQUE, 1998]. Ainsi, si l'on empêche l'expansion latérale du béton, la résistance et la ductilité peuvent conséquemment augmenter. Le confinement devient ici important : on peut le créer normalement avec des étriers, mais aussi avec une combinaison d'un plus petit nombre d'étriers et d'un certain pourcentage de fibres.

L'enrobage du béton est un élément primordial afin d'obtenir des améliorations sur les poteaux car, quand il y a perte d'enrobage, il y a aussi perte de résistance, l'aire de confinement diminuant et la section restant seulement avec le noyau. Plusieurs études ont démontré que le confinement latéral dans les poteaux augmente la résistance à la compression et la ductilité et permettent d'éviter le flambement. En somme, si l'on maintient l'enrobage du béton jusqu'à ce que l'acier atteigne son maximum, on obtient beaucoup d'améliorations par rapport à la ductilité. À la lumière de ces données, l'importance d'inclure dans l'analyse bibliographique les paramètres de l'enrobage de béton, du gain de résistance ainsi que de la ductilité devient évidente.

1.1.2 L'enrobage

Il est connu que l'enrobage joue un rôle très important dans le béton à haute performance. Chaque fois que l'on augmente la charge de compression, on s'avance en terrain fragile car l'enrobage peut éclater soudainement. Cette rupture brusque et prématurée affecte le comportement post-pic de la section. En effet, la charge est transmise au noyau d'une manière brusque et peut causer des dommages importants dans les poteaux, empêchant ces derniers de témoigner de la résistance attendue.

Plusieurs chercheurs ont observé que l'enrobage des poteaux en béton à haute performance (BHP) éclatait à des résistances nettement inférieures à celles prévues théoriquement [CUSSON, 1994 ; NISHIYAMA ET COLL., 1993 ; SAATCIOGLU ET COLL., 1993].

L'éclatement soudain de l'enrobage chez les BHP a été traité par [COLLINS ET COLL., 1992] par le biais de deux facteurs pouvant l'expliquer.

D'une part, dû à l'imperméabilité du BHP, seules les couches extérieures sèchent. Ce

phénomène semble évident puisque le béton a besoin d'eau pour s'hydrater et durcir. Ainsi, le béton fraîchement mis en place contient beaucoup d'eau. Toutefois, à mesure qu'il s'assèche de l'extérieur vers l'intérieur, l'accroissement de la résistance du béton se limite de plus en plus aux endroits où l'humidité relative demeure supérieure à 80%. Par conséquent, la couche superficielle est affaiblie [KOSMATKA ET COLL., 2004]. Le béton se contracte effectivement en séchant. Ce séchage partiel provoque des contraintes différentielles de traction dans le béton, contraintes qui occasionnent souvent des fissures superficielles. Ainsi, on aura une couche superficielle (l'enrobage) affaiblie pouvant se détacher plus facilement (figure 1.1a). De plus, toujours selon [COLLINS ET COLL., 1992], la formation des fissures axiales est causée par la présence de barres longitudinales qui restreignent le retrait de l'enrobage de béton (figure 1.1b). Des chercheurs ont trouvé que plus le diamètre des barres longitudinales augmente, plus la possibilité de fissuration augmente elle aussi. De sorte que, la combinaison de ces deux facteurs peuvent causer l'écaillage soudain de l'enrobage de béton (figure 1.1c).

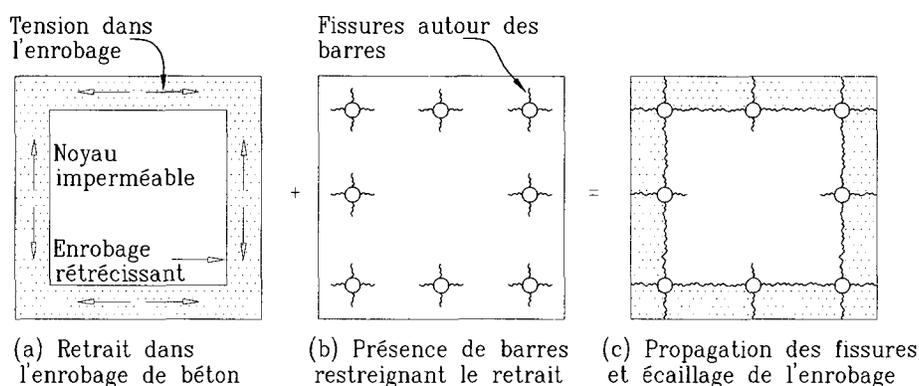


Figure 1.1 – Facteurs causant l'écaillage précoce de l'enrobage de béton des poteaux en BHP [adaptée par CUSSON ET COLL., 1993 de COLLINS ET COLL., 1992]

D'autre part, l'éclatement prématuré pourrait être dû à l'instabilité. Dans les zones de risque sismique important, les BHP doivent être munis de cages d'armature très denses, ce qui peut créer un plan de faiblesse sur le pourtour de la cage d'armature (figure 1.2). En somme, les phénomènes mentionnés précédemment ainsi que l'application d'une charge axiale (et de la flexion) viennent accentuer l'état déjà affaibli du poteau. L'enrobage de béton des poteaux en BHP tend donc à se séparer du noyau central.

Les fibres, nous l'avons vu, jouent un rôle très important car elles assurent la liaison avec le noyau central de béton et évitent ainsi l'éclatement ; les fibres retiennent en effet l'enrobage et évitent un écoulement. Un des buts de l'utilisation des fibres est donc qu'elles

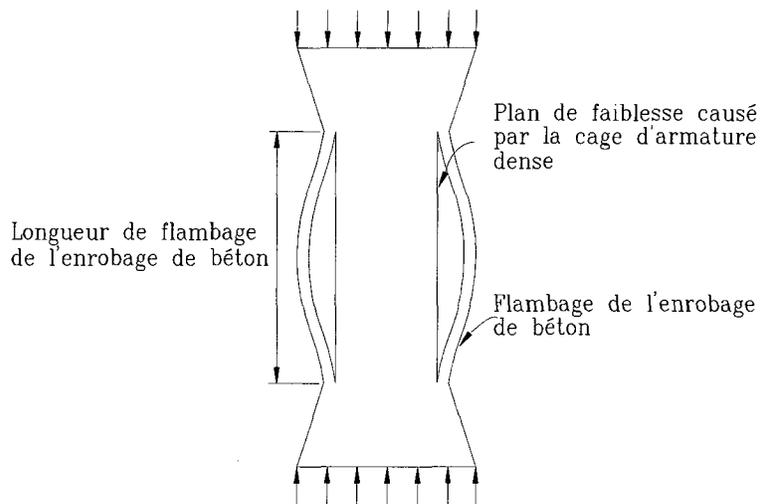


Figure 1.2 – Mécanisme de rupture prématurée par flambage du recouvrement de béton [tiré de LANGLOIS, 1996]

préviennent les fissures.

En ce qui concerne les bétons ordinaires avec des fibres, il existe peu d'expériences à ce sujet. On sait cependant que l'éclatement se fait graduellement, permettant ainsi de libérer l'énergie de déformation emmagasinée plus lentement, fait qui évitera une détérioration additionnelle du poteau.

[LANGLOIS, 1996] a fait une révision des recherches traitant le phénomène d'enrobage. Dans son mémoire, il mentionne les faits suivants :

[NISHIYAMA ET COLL., 1993] ont testé des poteaux ayant pour résistance environ 110 MPa. Ils ont remarqué que l'écaillage de l'enrobage de béton s'effectuait de façon soudaine et qu'il survenait à une contrainte correspondant à 80% de la résistance des cylindres témoins. Cette contrainte est légèrement inférieure à celle prévue par le Code ACI, qui est de 85% de la résistance d'un cylindre normalisé. De plus, [NISHIYAMA ET COLL., 1993] ont également noté qu'après la disparition de l'enrobage de béton, les spécimens originalement avec ou sans enrobage de béton illustraient le même comportement du point de vue contrainte-déformation.

[SHEIKH ET COLL., 1980] ont testé quant à eux des poteaux ayant pour résistance à la compression de 30 à 40 MPa. Ils ont noté que l'enrobage de béton se comportait comme le béton des cylindres témoins et qu'il disparaissait graduellement à une déformation

semblable à celle mesurée à la rupture de ces derniers. Cependant, ils soulignent que le béton de l'enrobage peut afficher un comportement inférieur à celui d'un béton non armé à cause de son élancement. Ils affirment aussi que le béton du noyau et celui de l'enrobage possèdent des propriétés mécaniques différentes. En effet, à cause du coefficient de Poisson, la déformation transversale s'accroît et le confinement entre en action lorsque la déformation longitudinale augmente. À ce moment, le béton confiné du noyau et le béton de l'enrobage subissent différents états de contrainte.

[SAATCIOGLU ET COLL., 1993] ont utilisé des résistances à la compression de 81 à 124 MPa pour le béton et de 400, 500 et 1000 MPa pour la résistance en traction de l'acier. Dans le cas des spécimens armés, ils ont remarqué que l'enrobage de béton éclatait avant l'atteinte de la capacité du poteau. En effet, pour les spécimens armés de 124 MPa, l'éclatement de l'enrobage de béton est survenu à environ 70% de la charge maximale du poteau, ce qui est nettement inférieur à ce qui a été obtenu à partir des spécimens non armés. [SAATCIOGLU ET COLL., 1993] affirment que les grandes contraintes dans le BHP provoquent un éclatement de l'enrobage, non pas par écrasement, mais plutôt par instabilité. La charge de flambage de l'enrobage du béton dépend des caractéristiques géométriques de la cage d'armature qui sépare le noyau de béton confiné et l'enrobage. Lorsque la cage d'armature est dense, un plan de faiblesse apparaît entre les deux couches de béton possédant des propriétés mécaniques différentes. Ceci occasionne l'apparition des conditions nécessaires pour un écaillage prématuré de l'enrobage des poteaux de BHP. Les chercheurs mentionnent finalement que ce phénomène est plus apparent pour les spécimens de résistance supérieure.

[YONG ET COLL., 1988] ont utilisé des bétons ayant comme résistance à la compression de 83,6 à 93,5 MPa. Ils affirment que la qualité inférieure du béton de l'enrobage se traduit par un module élastique supérieur pour les spécimens sans enrobage de béton, comparativement aux spécimens avec enrobage de béton. Bien que la perte de l'enrobage de béton ait été signalée par une réduction soudaine, mais faible, de la charge totale des spécimens, les chercheurs ont indiqué que l'enrobage de béton ne nuisait pas au comportement du béton confiné.

[MARTINEZ ET COLL., 1984] ont testé 47 poteaux de petit format confinés dans des spirales circulaires sans armature longitudinale. Seulement huit de ces spécimens possédaient un enrobage de béton. La résistance à la compression des mélanges de béton variait de 21 à 69 MPa. [MARTINEZ ET COLL., 1984] ont signalé que, pour des spécimens en BHP, la perte de l'enrobage de béton était soudaine et fragile. De plus, une perte de ré-

sistance, temporaire, pouvait être observée avant la remontée de la résistance attribuée au confinement.

[CUSSON, 1993] a testé des spécimens de résistance de béton variant de 52,6 à 115,9 MPa. Ils ont observé que le comportement post-pic des poteaux de béton à haute performance est caractérisé par l'écaillage soudain de l'enrobage de béton, menant à une perte, temporaire, de la capacité axiale. De plus, ils ont indiqué que l'écaillage de l'enrobage de béton était accéléré par les plans de faiblesse causés par les cages d'armature denses, provoquant ainsi une rupture de l'enrobage de béton par instabilité et non par écrasement.

[LANGLOIS, 1996] mentionne également que, d'après la revue des recherches expérimentales traitant des observations reliées à l'enrobage de béton, on peut tirer la conclusion que l'écaillage prématuré de celui-ci peut être observé principalement pour des spécimens de grand format fabriqués avec du BHP d'environ 100 MPa et plus. En effet, les recherches effectuées à partir de spécimens de petit format, ou fabriqués avec un béton de résistance inférieure, ne mentionnent pas ce phénomène. Ceci indique que le problème peut être relié à l'élancement de l'enrobage de béton qui, selon la résistance du béton utilisé, peut se rompre par flambage, et encore une fois, non par écrasement.

Au sein de notre étude avec des bétons ordinaires, on analysera les conséquences de l'ajout de fibres afin de retenir l'enrobage, de même que de la réduction de la quantité d'armatures transversales tout en gardant une ductilité adéquate de poteaux. Les barres d'armature en acier jouent un rôle analogue car elles agissent comme des fibres de grande longueur. Les fibres courtes et discontinues ont cependant l'avantage de se mélanger et de se disperser dans le béton de façon uniforme.

1.1.3 Flambement

Il avait été mentionné, dans la section dédiée à l'enrobage, que le recouvrement de béton tendait à se séparer du noyau central du poteau. L'enrobage de béton devenait donc un système semblable aux plaques minces soumises à des charges de compression et libres de flamber selon le sens de leur épaisseur. Le recouvrement de béton atteignait ainsi la rupture prématurément par flambage avant d'avoir développé sa pleine capacité en écrasement axial. En somme, il est possible de déterminer la contrainte critique de flambage de l'enrobage de béton à partir des notions théoriques concernant la stabilité des plaques.

En tenant compte toujours de la référence du béton à haute performance, le flambement

devient important dans les zones de risque sismique élevé. Les charges très élevées peuvent en effet pousser les aciers à atteindre leur limite élastique et, si l'acier longitudinal n'est pas bien confiné par des étriers, les barres flambent et occasionnent la ruine de la pièce de béton. On a pu contrôler le BHP avec des étriers, mais il est également possible de le faire avec des fibres, leur présence en plus des étriers venant augmenter le confinement en faisant un lien avec l'enrobage et le noyau central. Pour le béton ordinaire, on retiendra la même hypothèse : éviter le flambement en ajoutant du confinement. La configuration géométrique est aussi importante puisqu'avec elle on peut confiner une plus ou moins grande quantité de béton dans le noyau. Ici, l'utilisation des fibres devient très intéressante vu que l'objectif est de confiner la plus grande quantité de béton et que les fibres arrivent à aider les étriers, étant réparties dans toute l'aire de la section.

1.1.4 Ductilité

La ductilité d'une structure est caractérisée par la capacité de celle-ci à subir de grandes déformations inélastiques avant sa rupture finale ou son effondrement. L'importance de cette propriété est fondamentale après de l'obtention du premier pic et jusqu'à la rupture. Ce laps de temps est primordial pour prendre des décisions après avoir détecté les premières déformations dans les éléments d'une structure.

Il y a deux types de ductilité, soit la ductilité sectionnelle et la ductilité structurale. La ductilité sectionnelle est le rapport de la courbure ultime à la courbure maximum élastique que peut subir la section d'un élément structural donné.

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (1.1)$$

où ϕ_u est la courbure ultime et ϕ_y est la courbure élastique du poteau dans la zone de formation de la rotule plastique.

La ductilité structurale consiste à évaluer le rapport du déplacement latéral ultime au déplacement maximum élastique pour le sommet de la structure.

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1.2)$$

où Δ_u est le déplacement ultime du sommet du poteau et Δ_y est le déplacement élastique.

La ductilité augmente avec le confinement, conséquemment, s'il est possible de confiner la section de béton, on peut obtenir des valeurs de ductilité plus hautes. Il s'ensuit qu'en plus du confinement apporté par des étriers, la quantité de fibres peut jouer un rôle important.

Les ductilités sectionnelles et structurales peuvent être évaluées aussi à partir de courbes idéalisées telles que suggérées par [PARK, 1989]. Dans ces courbes, le passage de la courbe cyclique à la courbe monotonique se fait en se basant sur la courbe-enveloppe moyenne de deux directions comme nous pouvons l'apprécier sur la figure 1.3.

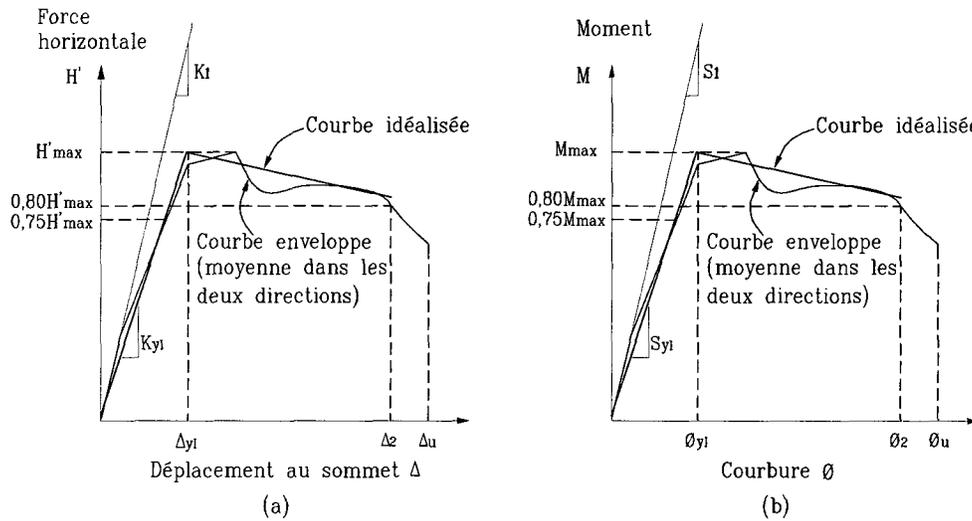


Figure 1.3 – Courbes idéalisées : (a) Comportement global force horizontale vs déplacement en tête du poteau (b) Comportement local moment vs courbure

La courbe idéalisée telle que suggérée par [PARK, 1989] est résumée comme suit : la partie ascendante de la courbe est définie par une droite reliant l'origine au point de la courbe-enveloppe correspondant à 75% de la force, ou du moment, en début de plastification des barres longitudinales en tension et prolongée jusqu'à avoir atteint la force maximale H'_{max} , ou le moment maximum M_{max} . De cette manière, le déplacement et la courbure correspondants définissent le déplacement élastique et la courbure élastique à la plastification. La déformation Δ_2 et la courbure ϕ_2 sont définies sur la courbe-enveloppe lorsque la force, ou le moment, ont subi une diminution de 20% par rapport à sa valeur en début de plastification. Si la rupture ou le flambage d'une barre longitudinale se produit avant ce point, la déformation, ou la courbure, sera définie en fonction de la rupture ou du flambage. La partie post-élastique de la courbe idéalisée va de ce dernier point, (Δ_{y1}, H'_{max}) jusqu'à un

point (Δ_2, H_2) , où le point H_2 est calculé en égalant l'aire sous la courbe idéalisée et l'aire sous la courbe enveloppe moyenne. De cette façon on assure le critère d'égalité des énergies. Dans le cas de $M - \phi$, nous utilisons la même procédure.

En se basant sur les courbes idéalisées, la ductilité sectionnelle et la ductilité structurale sont :

$$\mu_\phi = \frac{\phi_2}{\phi_{yI}} \quad (1.3)$$

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_2}{\Delta_{yI}} \quad (1.4)$$

Dans les zones de risque sismique important, on a besoin de fortes quantités d'acier transversal pour assurer une ductilité adéquate. Ces quantités d'armatures occasionnent des problèmes lors de la mise en œuvre car elles augmentent le temps de construction et conséquemment les coûts. De plus, comme nous l'avons vu, ces quantités d'armatures créent des plans de faiblesse entre le recouvrement et le noyau du poteau de béton armé. Il en résulte une rupture prématurée par flambage du recouvrement de béton et une capacité réduite au pic pour le poteau.

Dans son ouvrage sur les fibres métalliques, [LÉVESQUE, 1998] mentionne que l'ajout de ces fibres pourrait avoir deux effets, soit : (i) retenir le recouvrement de béton au noyau du poteau pour lui permettre d'atteindre sa pleine capacité en écrasement, soit (ii) améliorer la résistance et la capacité de se déformer du béton confiné à l'intérieur du noyau du poteau. Il a aussi mentionné que l'ajout de fibres métalliques au béton des poteaux en BHP pourrait éventuellement permettre de réduire la quantité d'armatures transversales requise pour l'obtention d'une ductilité désirée.

La ductilité varie (voire diminue) fortement à mesure que la charge axiale croît. L'augmentation de la résistance des matériaux se fait généralement au détriment de la ductilité et ce, autant pour le béton de résistance ordinaire que pour le béton à haute performance - à la différence que pour les bétons de résistance ordinaire, la ductilité ne présente pas un problème important -. La situation est bien différente du côté du BHP, dont le comportement devient fragile à mesure que sa résistance augmente. Cette situation est particulièrement importante dans les zones à risque sismique fort puisque les besoins de bonnes performances post-pic y sont les plus importants.

Étant donné le fait que les structures en BHP armé sont moins ductiles que les structures en BO, il sera nécessaire de les dimensionner pour des efforts plus importants, ce qui augmente les coûts et rend le BHP moins intéressant du point de vue économique. Heureusement, l'apparition de la fibre a amélioré cette situation.

Dans le cas des BO, l'augmentation de la ductilité des structures a été atteinte de trois façons principalement, à savoir le confinement passif par des armatures latérales (étriers ou spirales), le confinement passif extérieur par enveloppe (acier ou composite) et l'ajout de fibres.

Pour le cas du BHP, plusieurs chercheurs ont souligné que si l'on tient compte de l'espacement des étriers, du f_y et de l'ajout des fibres, il est possible d'obtenir des bonnes valeurs de ductilité. [ITA ROBLES, 2002] a fait des études avec un béton de haute résistance confiné par des étriers en spirale. Il a observé (selon les courbes de moment vs courbure) que la courbure est très sensible à la variation du pas de la spirale de frettage. Ainsi, une augmentation du pas de la spirale de frettage entraîne une diminution de la ductilité parce qu'il y a une diminution de la quantité d'acier transversale et donc, moins de béton confiné.

Il y a un consensus en ce qui concerne l'amélioration de la ductilité du béton, c'est-à-dire ses caractéristiques après fissuration. De plus, l'utilisation des fibres peut apporter une amélioration en flexion, en traction, en torsion et en cisaillement ainsi qu'à la résistance aux impacts et à la *fatigue*, mais plusieurs chercheurs n'ont pas trouvé de bonification du comportement en compression. Ainsi, pour les structures dont le comportement est fragile en compression, comme c'est le cas de poteaux en béton renforcé, l'utilisation de fibres ce fait surtout pour améliorer les caractéristiques ci-haut mentionnées.

Les bétons ordinaires ont de meilleures performances en ductilité que les bétons à haute performance. Des études récentes ont démontré que l'on peut augmenter la ductilité dans les BHP en confinant la section du béton avec des étriers. On a découvert que la quantité d'acier transversal joue un rôle très important dans le confinement de la section du béton, mais qu'il faut la placer d'une manière adéquatement espacée. Il peut y avoir la même quantité d'acier transversal dans deux pièces de béton, mais distribuées de manière différente et le comportement sera aussi différent, car le comportement varie avec l'espacement. S'il a été possible d'augmenter la ductilité avec des confinements adéquats pour le BHP, le fait d'augmenter le confinement avec les fibres devrait aussi augmenter la ductilité des bétons de résistance normale. Si l'on pouvait développer la même ductilité avec la fibre, mais avec une moindre quantité d'acier transversal, on pourrait réaliser des ouvrages plus économiques.

Dans le cas des poteaux carrés, plusieurs chercheurs ont démontré que la configuration devenait très importante au moment de gagner en ductilité [LÉGERON, 1998]. Dans le cas de poteaux circulaires, des variations courantes, en plus de l'espacement, sont l'utilisation des étriers circulaires ou des étriers en spirale.

[BALAGURU, 1992] a mentionné que le comportement des fibres polymériques en compression pour un pourcentage de 0,1% de volume n'affecte aucune propriété, incluant la ductilité et le module d'élasticité. Même à 0,5% de volume de fibres, le changement dans le module d'élasticité est négligeable. Par contre, une réduction de 5 à 10% dans la résistance à la compression peut survenir, due principalement à l'augmentation de l'air entraîné. Dans le présent rapport, nous avons utilisé des spécimens avec 1% de fibre de polypropylène et polyéthylène.

Le but concernant la ductilité est de vérifier l'influence de la fibre par rapport à un béton ordinaire.

1.1.5 La corrosion

La corrosion est un phénomène très présent dans les ouvrages en béton armé. Un des facteurs de dégradation des aciers faisant partie de la matrice du béton est l'interaction avec l'environnement extérieur. En Amérique du Nord et plus généralement dans tous les pays où il y a de la neige, l'utilisation de grandes quantités de sels de déglacage, les cycles de gel-dégel, les contraintes imposées ainsi que les variations d'humidité sont des facteurs favorisant la dégradation des armatures.

L'utilisation de grandes quantités d'acier à l'intérieur de la matrice de béton s'avère être favorable à ce type de situation. Le remplacement d'une certaine quantité de cet acier par d'autres matériaux, comme la fibre (non corrosive), pourrait donc être une solution intéressante, en plus des autres avantages que cette méthode présente et qui seront traités à la section suivante.

1.1.6 Influence des fibres

Le béton armé fibré (BAF) consiste en l'ajout d'une certaine quantité de fibres dans la matrice de béton. L'ajout de fibres dans le béton peut avoir une grande influence dans les propriétés du béton ordinaire en ce qui concerne la résistance à la compression, à la

tension, à la flexion, au cisaillement, la durabilité, la ténacité et la ductilité. Dernièrement, le BAF a gagné en popularité. Plusieurs travaux de recherche ont été réalisés dans le but de développer une meilleure compréhension de son comportement et d'établir des équations le prédisant et pouvant être incorporées dans les designs de structures avec utilisation de fibres. Ces travaux ont été orientés vers le béton à haute performance (BHP) et les tests ont été faits en compression pure. L'utilisation des fibres comme matériau composite est donc devenue de plus en plus utilisée. Une des raisons de ce succès est sa performance à long terme, c'est-à-dire sa durabilité. Selon [BENTUR, 1998], la durée de vie en service d'une structure est souvent de plus de 50 ans.

Puisque la résistance et la durabilité des fibres sont plus élevées que celles de l'acier, elles sont de plus en plus utilisées ; leur champ d'application augmente et les travaux de recherche sur le sujet sont toujours en développement. On utilise les fibres pour leur résistance plus élevée, leur comportement face aux agents de corrosion, leur facilité de mise en œuvre, mais aussi parce que les fibres deviennent plus économiques que l'acier. On obtient donc une réduction des coûts totaux des ouvrages en diminuant la quantité des matériaux et en améliorant les processus de construction puisque les matériaux sont moins lourds. Ceci occasionne une diminution importante en ce qui concerne les temps de construction.

Les fonctions du BAF dans la construction sont résumées par [CHAALAL ET COLL., 1993], parmi lesquelles nous pouvons citer la fabrication de dalles, de rampes d'accès, de murs de soutien dans les stationnements étagés, de parapets, de culées, de tabliers de ponts et de viaducs, de poutres sur sol, de parapets d'autoroute et de ponts. Les fibres sont très utilisées dans la réhabilitation des ouvrages d'art également, ainsi que dans la construction de ponts en béton armé. Dans ce cas, les fibres agissent comme renforcement secondaire.

Bien que les chercheurs n'aient pas trouvé d'améliorations significatives sur le comportement du béton fibré en compression [BALAGURU ET COLL., 1992 ; DJUMBONG, 2004], il présente tout de même une bonne performance dans les milieux alcalins. Les fibres sont surtout utilisées pour augmenter la ductilité et la ténacité ; elles ont aussi un bon comportement en flexion et en cisaillement.

Au Québec - et même partout au Canada -, où le climat attaque fortement les structures, les ponts sont très endommagés. La corrosion, le manque de fonds pour leur entretien, mais aussi l'augmentation des charges de trafic et l'utilisation massive de sels de déglacage sont autant d'éléments contribuant à leur détérioration. Il faut s'assurer qu'à l'avenir, les nouvelles constructions soient résistantes à ces agents, les réparations pouvant devenir très coûteuses et les dommages, irréparables.

En général, on ajoute les fibres directement dans la matrice de béton pour améliorer certaines de ses propriétés comme la ductilité, la ténacité et, comme on le verra plus loin, la possibilité de diminuer la quantité d'acier transversal. La présente étude démontre en effet qu'il est possible de diminuer la quantité d'acier en ajoutant un certain pourcentage de fibres, et ce, tout en conservant la même ductilité.

Il y a différents types de fibres qui sont utilisés dans le béton, tels que les fibres métalliques et les fibres synthétiques comme l'acrylique, le polyester, le polyéthylène et le polypropylène. Elles ont toutes des valeurs de résistance à la traction très élevées.

Tableau 1.1 – Propriétés physiques et mécaniques de certaines fibres [BEAUDOIN, 1982]

Type de fibres	Diamètre (μm)	Densité	Allongement de rupture (%)	Module d'élas. (GPa)	Résistance à la traction (GPa)
Acier	5-500	7,8	3 - 4	200	1 - 3
Verre	9-15	2,6	2 - 3,5	80	2 - 3
Polypropylène	7,5	0,9	20	5	0,5
Particules mica	0,02-200	2,9	-	170	0,25
Amiante	0,002-20	2,5 -3,4	2,3	200	3
Carbone	7,5	1,7 - 2,0	0,5 - 1,0	300 - 400	2 - 3
Nylon	1-40	1,16	20	5,17	-
Polyester	-	1,34 - 1,39	-	17,5	-

Si le module d'élasticité de la fibre est élevé par rapport au module d'élasticité du béton ou du mortier, les fibres reprennent une part des charges, augmentant ainsi la résistance à la traction du matériau [BEAUDOIN, 1982].

Les deux composantes principales des bétons renforcés de fibres sont la matrice et la fibre. La matrice est généralement composée de ciment Portland, d'agréats et d'adjuvants.

1.2 Fibres métalliques

Les fibres métalliques sont particulièrement utilisées pour améliorer les propriétés mécaniques. En plus de contrôler la fissuration (jeune âge et retrait de séchage), les fibres d'acier augmentent la ductilité et la ténacité du béton. L'ajout de pourcentages élevés de fibres métalliques rend le béton peu maniable et les fibres étant faites d'acier, elles suivent le même processus de corrosion que les barres d'acier.

Les fibres métalliques sont composées d'acier de carbone ou d'acier inoxydable. La

résistance à la traction est comprise entre 345 et 1380 MPa. La résistance minimum indiquée dans la Norme ASTM A 820 est de 345 MPa. Le module d'élasticité des fibres métalliques est à peu près de 200 GPa. La section transversale de la fibre peut être circulaire, carrée, en forme de croissant ou irrégulière. La longueur des fibres est normalement moins de 75 mm, quoique de plus longues fibres aient déjà été employées. Le rapport de forme (longueur/diamètre) varie typiquement entre 30 à 100, ou davantage.

1.3 Fibres polymères

Les fibres polymères synthétiques ont été produites en raison de la recherche et du développement dans les industries de produits pétrochimiques et textiles. Dans les dernières années, elles sont devenues de plus en plus utilisées par l'industrie de la construction. Les types de fibre qui ont été testés avec des matrices de ciment incluent l'acrylique, l'aramide, le nylon, le polyester, le polyéthylène et le polypropylène.

Les fibres polymères ont toutes une résistance à la traction très élevée, mais la plupart de ces fibres (excepté les aramides) ont un module d'élasticité relativement bas. La qualité des fibres polymères par rapport au BAF est leur rapport très élevé de longueur/diamètre ; leur diamètre étant de l'ordre des micromètres.

Les fibres polymères sont disponibles en forme de monofilaments cylindriques continus, que l'on peut couper à des longueurs spécifiées [KOSMATKA ET COLL., 2004]. Les longueurs utilisées dans le BAF s'étendent de 12 à 50 mm. Quelques types de fibres sont disponibles dans des longueurs très courtes (en forme de pulpe) de quelques millimètres seulement. Enfin, les fibres très longues sont disponibles pour les applications exigeant un renforcement continu de fibres.

Acrylique

Des fibres qui contiennent au moins 85% du poids de l'acrylonitrile sont classifiées en tant que fibres acryliques. Ces fibres sont plus denses que l'eau et ont un module d'élasticité légèrement plus haut que celui des autres fibres polymères, excepté les fibres d'aramide.

Aramide

En raison de leur haut module d'élasticité, les fibres d'aramide peuvent augmenter les propriétés mécaniques du BAF, y compris la résistance à la traction et à la flexion. La limitation principale en ce qui concerne l'utilisation de ces fibres dans le béton est leur coût élevé comparativement à celui d'autres fibres. Ces fibres sont disponibles surtout sous la forme de stratifils, tissus divers, tresses et rubans préimprégnés ou non.

Nylon

Des fibres en nylon 6 sont disponibles sur le marché. Elles sont disponibles dans diverses longueurs sous la forme de monofilaments. Puisque ces fibres sont très minces, le nombre de fibres par livre est de l'ordre de 35 millions (0,45 kilogramme) pour des fibres de 19 mm de longueur.

Polyester

Les fibres de polyester sont faites de monomères d'acétate éthylique. Leurs propriétés physiques et chimiques peuvent varier sensiblement en changeant de technique de fabrication. Un module d'élasticité plus élevé et une meilleure liaison au béton (éléments importants pour des applications de BAF) peuvent être obtenus avec certaines de ces modifications.

Polyéthylène

Les fibres de polyéthylène sont disponibles dans des longueurs standard de 12 à 50 mm et sous la forme de pulpe. Les fibres plus longues disponibles sur le marché ont des déformations extérieures permettant une meilleure adhésion au béton. Les fibres qui sont disponibles sous la forme de pulpe ont été favorisées comme remplacement pour des fibres d'amiante dans le béton. Ces fibres courtes peuvent également être employées dans la matrice de ciment pour améliorer la ductilité, la résistance aux impacts et la résistance à la fatigue.

Polypropylène

Les fibres de polypropylène sont très utilisées dans le béton pour contrôler la fissuration engendrée par le retrait plastique. Elles sont moins chères que l'acier et sont non corrosives.

Les fibres de polypropylène sont disponibles sous forme de monofilaments cylindriques continus dans des longueurs commerciales de 6 à 50 mm. Les fibres courtes sous forme de pulpe sont également disponibles. La pulpe de polypropylène semble avoir une résistance inférieure que la pulpe de polyéthylène avec les molécules orientées.

Les fibres de polypropylène ont des modules d'élasticité bas, mais leur propriété la plus importante est leur élongation (rapport longueur/diamètre). L'augmentation de ce rapport accroît habituellement la résistance à la flexion et la ténacité du béton. Les fibres de polypropylène sont très utilisées pour améliorer les propriétés mécaniques du béton armé.

Les fibres de polypropylène (comme les fibres d'acier) sont également utilisées pour réduire la fissuration due au retrait plastique. Des études avec un dosage d'au moins 0,1% de fibres par volume de béton ont montré que l'on peut diminuer la fissuration due au retrait plastique et au tassement [SURPRENANT ET COL., 1999]. Ces types de fibres peuvent aussi aider à diminuer l'éclatement des bétons à haute performance et des bétons à faible perméabilité exposés au feu lorsqu'ils possèdent une forte teneur en humidité [KOSMATKA ET COLL., 2004].

1.4 Fibres de carbone

La fibre de carbone a été développée pour des applications dans l'industrie aérospatiale, principalement à cause de sa résistance, de son module d'élasticité et de sa grande rigidité [KOSMATKA ET COLL., 2004].

Jusqu'au milieu des années 80, le coût élevé des fibres de carbone a limité leur utilisation dans des composés du ciment Portland. Quoique leur coût soit encore plus haut que celui des fibres polymères, les fibres de carbone ont le potentiel nécessaire à des applications spéciales exigeant une haute résistance en tension et en flexion. On les utilise notamment pour la réparation ou le renforcement d'ouvrages existants. En effet, étant donné la faible quantité de matériaux utilisés dans les travaux de réhabilitation, le coût élevé du produit

est souvent compensé par une réduction significative des coûts de main-d'oeuvre et des inconvénients liés aux travaux de construction [KOSMATKA ET COLL., 1990]. Les fibres de carbone ont des modules élastiques aussi hauts que ceux de l'acier et sont, en plus, de deux à trois fois plus résistantes que l'acier. Pourtant, ces fibres sont très légères, avec une densité d'environ 1,9. Elles sont inertes à la plupart des produits chimiques. Les fibres de carbone sont produites sous forme de fils qui peuvent contenir jusqu'à 12000 différents filaments. Ces fils sont normalement prédispersés avant leur incorporation dans la matrice.

1.5 Fibres de verre

Les fibres de verre sont principalement employées pour les feuilles de béton renforcé (GFRC) et leur coût est relativement bas. Elles présentent également une bonne résistance à l'humidité et à la corrosion.

Il a été prouvé que les fibres de verre ordinaires se détérioraient dans le béton. Les résultats ont démontré que la réactivité alcaline entre les fibres de verre E conventionnel et la matrice de la pâte de ciment réduisait la résistance du béton [KOSMATKA ET COLL., 2004]. Cette observation a mené au développement de fibres alcali-résistantes nommées fibres RA. Toutefois, leur application structurale est souvent limitée par leur faible module d'élasticité.

1.6 Fibres naturelles

Les fibres naturelles sont renouvelables et sont d'origine végétale, comme la paille ou animale, comme le crin de cheval, qui peuvent être facilement transformées en fil pour la transformation de textiles. La technologie moderne a permis d'extraire des fibres de façon économique à partir de diverses plantes telles que la jute et le bambou et de les utiliser dans la composition du ciment. L'avantage unique de ces fibres est la basse quantité d'énergie exigée pour les extraire. Le problème principal avec l'utilisation du béton composé de ces fibres est sa tendance à se désagréger dans un environnement alcalin. Des efforts ont été faits pour améliorer la durabilité de ces fibres dans le béton en employant des mélanges rendant le béton moins alcalin et en soumettant les fibres à un traitement spécial. Les fibres usuelles utilisées dans le composé de ciment Portland incluent l'akwara, le bambou, la fibre de coco, le lin textile, la jute, le sisal, la bagasse de canne à sucre, le bois, et plusieurs

autres.

1.7 Fibres mixtes Polypropylène/Polyéthylène

Ce type de fibres est composé d'un mélange de Polypropylène et de Polyéthylène. Elles sont obtenues par la méthode d'extrusion et sont constituées d'un ensemble des filaments (fig. 2.11). Elles sont utilisées pour contrôler la fissuration due au retrait plastique. Quand elles sont comparées aux fibre d'acier et à d'autres fibres synthétiques, elles réduisent le rebond. Elles sont aussi plus sûr à utiliser par rapport aux fibres d'acier. Elles sont été donc utilisées avec succès pour remplacer le treillis métallique soudé et des fibres d'acier dans une grande variété d'applications.

1.8 Propriétés de mélanges de BAF

Pour assurer un bon contrôle de qualité sur les bétons, on utilise souvent des paramètres comme la maniabilité et la quantité d'air. La maniabilité du béton frais est représentée par la facilité de malaxage, de transport, de mise en place, de consolidation et de finition sans ségrégation. Les autres paramètres mesurés incluent le poids volumique, la température du béton, la température de l'air et l'humidité relative. La maniabilité peut être mesurée en utilisant un essai d'affaissement et d'étalement et avec étalement sous vibration (table d'écoulement DIN). Pour le BAF, particulièrement pour les mélanges raides, l'essai d'affaissement avec cône standard ne fournit pas une indication précise de la maniabilité. Par conséquent, le cône inversé d'affaissement ou l'essai de V-B est recommandé. Cependant, selon [BALAGURU, 1992], pour des mélanges fluides avec 50 mm ou plus d'affaissement, les essais standards avec cône d'affaissement peuvent encore être employés comme mesure de contrôle de qualité.

Généralement, le fait d'ajouter des fibres donne des mélanges plus raides. C'est pourquoi les adjuvants sont utilisés pour améliorer la maniabilité du béton. Dans le cas des fibres métalliques, un dosage plus élevé d'entraîneur d'air est nécessaire pour maintenir un pourcentage d'air adéquat. En ce qui concerne les fibres polymères, elles n'ont aucun effet sur l'entraînement d'air si les fractions de volume sont de moins de 0,5%. Par contre, elles sont connues pour enfermer plus d'air quand les fractions en volume excèdent 0,5% [BALAGURU, 1992].

1.9 Béton renforcé de fibres

Le polypropylène, le nylon 6 et les fibres de polyester figurent parmi les fibres polymères étant actuellement employées pour réduire la fissuration du béton due au retrait plastique. Les fibres de polypropylène sont disponibles en deux formes, soit en fibrilles et en forme de monofilaments cylindriques continus. Même aux bas pourcentages de volume de fibres, ces dernières rendent le mélange cohésif. [BALAGURU, 1992] a observé que des fibres plus longues ont pour conséquence une plus grande réduction de l'affaissement. [VONDRAN ET COLL. 1992], comme mentionné par [BALAGURU, 1992], ont trouvé que l'affaissement diminue de 235 mm pour le spécimen de contrôle jusqu'à zéro pour un volume de fibres de 1% pour une série d'essais sans ajout d'adjuvants réducteurs d'eau. Le temps mesuré dans le test du cône inversé d'affaissement a augmenté de zéro à environ 90 secondes. Les résultats montrent ainsi que la maniabilité peut être bien maîtrisée en ajustant la quantité de mélange. Si le volume de fibres excède 0,5%, quelques modifications peuvent être nécessaires pour conserver les mêmes niveaux de maniabilité. Toujours selon [BALAGURU, 1992], la manière la plus efficace d'améliorer la maniabilité est d'employer des adjuvants réducteurs d'eau de grande qualité. Pour ce projet de recherche, nous avons utilisé un adjuvant qui s'appelle Plastol 5000 SCC.

1.10 Propriétés de BAF durci

La connaissance du comportement en compression, en tension, en flexion, en torsion, en cisaillement, et les combinaisons de flexion, de cisaillement et de la torsion sont nécessaires afin de concevoir les composants structuraux. Le lien entre le BAF et les barres de renforcement jouent un rôle important dans le comportement du béton renforcé. Ces comportements ont été évalués par un certain nombre de chercheurs employant principalement les fibres en acier. Des études limitées ont été également effectuées en utilisant les fibres polymères. Le comportement du béton durci renforcé de fibres est discuté dans cette section. En outre, d'autres propriétés physiques telles que la perméabilité sont également discutées brièvement. Les fibres à l'étude sont les polymères. Une discussion beaucoup plus approfondie sur le comportement des BAF avec des fibres d'acier ainsi que sur le comportement d'autres types de fibres aux différents mécanismes, est présentée dans [BALAGURU, 1992]. Les sections suivantes se concentreront sur le comportement des fibres de polypropylène et polyéthylène.

1.10.1 Comportement en compression

Comme mentionné par [ALAMEER, 2004], des études réalisées par [WILLIAMSON, 1974] et [NAAMAN ET COLL, 1974] ont démontré que l'addition de fibres pouvait augmenter la capacité en compression du béton jusqu'à 23%. [OTTER ET COLL., 1998] ont rapporté que l'augmentation de la capacité en compression dépend de la quantité et du type de fibres utilisées. [BAYASI ET COLL., 1993] ont rapporté que l'addition de petites quantités de fibres de polypropylène n'a pas d'effet significatif sur la résistance en compression.

D'autres chercheurs sont arrivés à des réductions de 10% pour le comportement en compression, parfois attribués à des facteurs différents comme l'ajout d'eau ou à l'inclusion d'air entraîné en non pas au fait même de l'ajout de fibres. Il ne semble donc pas avoir une même tendance en ce qui concerne le gain de résistance. En tout cas, il semble que les chercheurs qui ont travaillé avec des fibres s'entendent sur le fait que le gain en résistance en compression est relativement petit par rapport au gain en tension et en flexion.

Fibres polymères

À 0,1% de volume de fibres, celles-ci n'affectent aucune propriété du béton durci. L'addition de fibres jusqu'à une fraction de volume de 0,1% n'affecte pas la résistance à la compression. Même à une fraction de volume de fibres de 0,5%, le changement du module d'élasticité est négligeable [BALAGURU, 1989]. Parfois, si plus d'eau est ajoutée au béton fibré pour améliorer sa maniabilité, une réduction de la résistance à la compression peut se produire. Cette réduction doit être attribuée à l'eau additionnelle et non pas à l'addition de fibres [BALAGURU, 1992]. Des essais réalisés avec 0,5% de fraction de volume de fibres ont montré une réduction de 5 à 10% de résistance à la compression. Cette réduction de résistance est principalement due à une augmentation du volume d'air entraîné qui a eu lieu au cours du malaxage. Les réductions ne se produisent pas dans tous les cas [KHAJURIA, 1989]. Le comportement des bétons légers et des bétons normaux est essentiellement identique [KHAJURIA, 1989] et [KHAJURIA, 1990]. L'amélioration de la ductilité est négligeable aux pourcentages de fibres de 0,1% de volume. La contribution des fibres semble augmenter en présence de barres continues (en béton armé avec des fibres par exemple), particulièrement sous les forces d'impact.

1.10.2 Comportement en traction

La résistance en traction du béton diminue après la fissuration. Les fibres forment une sorte de pont pour éviter les fissures. Des expériences réalisées par [SHAH, 1991 DANS ALAMEER, 2004] montrent que pour différents types de fibres (aciers et synthétiques), la résistance du béton en traction augmente de façon significative.

L'effet de l'addition de fibres de polymère est moins prononcé que celui des fibres en acier dans des bétons contenant des agrégats bruts et des volumes de fibres de moins de 0,5%. Les spécimens de ciment et de mortier contenant les fibres polymères de 2 à 7% se comportent tout à fait différemment que le béton contenant moins de 0,5% de fibres [BALAGURU, 1992]. À moins de 0,2% de volume de fibres, on peut croire que l'addition des fibres au béton ne produit pas d'effet sur la résistance en traction. Aux fractions de volume de 0,5% ou plus, il peut y avoir une certaine réduction de la résistance en raison des concentrations plus élevées d'air entraîné [BALAGURU, 1989] et [KHAJURIA, 1989].

1.10.3 Comportement à la flexion

Le comportement en flexion est un des aspects les plus importants du BAF puisque dans la plupart des applications pratiques, les structures sont soumises aux moments. Plusieurs chercheurs ont démontré que l'ajout de fibres augmentait beaucoup la ténacité du béton fibré, cette dernière caractéristique étant définie comme la propriété d'un matériau possédant à la fois une forte résistance à la rupture et une faible aptitude à la propagation des fissures. La ténacité est souvent évalué par l'énergie nécessaire pour rompre un matériau, correspondant à la surface située au-dessous de la courbe contrainte-déformation.

Si l'on se fie à la littérature sur le sujet, le nombre d'études avec des fibres polymères est très limité. [BALAGURU, 1992] a fait des études sur différentes variables incluant le pourcentage du volume de fibres (dans la gamme de 0,075 à 0,5%), le type de fibres et les composantes de la matrice. Les types de fibres évalués incluent ceux en forme de monofilaments et en fibrilles; dans les deux cas, la longueur de la fibre était de 19 mm. La composition de la matrice étudiée inclut les bétons de poids normal, les bétons légers et des matériaux de prise rapide comprenant les matrices de ciments autres que le type Portland. Dans une courbe typique effort-déformation pour des poutres renforcées avec 0,5% de fibres de polypropylène en forme des fibrilles, [BALAGURU, 1992] a observé que la capacité de charge tombait considérablement après la première fissure. Une quantité moindre de fibres

et un module d'élasticité des fibres bas contribuent à ce comportement. La baisse dans la capacité de charge est bien plus marquée pour les volumes de fibres de 0,1%. Les fibres faites avec d'autres matériaux polymères montrent des tendances semblables : comme c'est le cas avec les fibres en acier où on n'observe pas beaucoup de différence dans le comportement entre les bétons de poids léger et les bétons de poids normal [BALAGURU, 1992]. Le changement de taille des spécimens ne changeait pas les propriétés de manière significative. Les fibres polymères semblaient contribuer davantage à la ténacité dans le cas de matériaux de prise rapide. Les résultats obtenus en utilisant du nylon numéro 6 ou des fibres de polypropylène prouvaient que ces dernières peuvent être tout-à-fait adéquates. Ces types des fibres sont aussi efficaces que certaines des fibres en acier ayant de faibles valeurs de résistance en compression.

[ALAMEER, 2004] mentionne finalement dans sa revue de littérature que [BAYASI ET COLL., 1993] avaient rapporté que les fibres de polypropylène augmentaient la capacité en flexion du béton, même pour des petites quantités de fibres.

1.10.4 Comportement au cisaillement et à la torsion

Une rupture en cisaillement des pièces en béton renforcé est caractérisée comme étant soudaine et catastrophique. On appelle ce type de fracture *fragile*. Les colonnes sont des éléments propices à subir ce type de rupture.

Fibres d'acier et polymères

En général, l'addition de fibres semble mener à une augmentation modeste de la résistance au cisaillement et à une amélioration significative de la ductilité des spécimens soumis aux chargements en cisaillement, en torsion et en flexion [BALAGURU, 1992].

Par rapport aux fibres d'acier et polymères, [ALAMEER, 2004] mentionne que [VALLE ET COLL., 1993] ont analysé les effets de fibres en acier et en polypropylène sous le comportement en cisaillement dans des bétons de résistance normale et en BHP. [VALLE ET COLL., 1993] ont découvert que les fibres en acier sont plus efficaces pour augmenter la capacité en cisaillement tandis que le polypropylène était plus efficace pour augmenter la capacité en ductilité.

1.11 Comportement en flexion-compression des poteaux en béton

Le comportement en flexion-compression a été abordé par [LÉGERON, 1989 ; MONGEAU, 1996 ET ITA ROBLES, 2002], chercheurs de l'Université de Sherbrooke dans le domaine des bétons à haute performance sans fibre et des bétons avec fibres en acier.

1.12 Définition du problème

La plupart des codes ont été développés pour des bétons ordinaires (sans ajout de fibres). Plusieurs chercheurs tels que [CUSSON ET PAULTRE, 1993] et [LÉGERON ET PAULTRE, 1998] ont toutefois développé des équations qui prédisent bien le comportement du béton ordinaire et à haute performance. Ils ont dû modifier les équations obtenues pour le béton ordinaire afin d'obtenir, dans le cas de BHP, des prédictions adéquates. En ce qui concerne le BAF, l'utilisation de fibres pour améliorer certaines propriétés du béton commence à être très répandue. L'introduction de la fibre comme une espèce de confinement influence le comportement du béton. Il y a des modèles qui prédisent bien le comportement des bétons de résistance ordinaire cependant, ces modèles ont été calibrés pour les bétons sans ajout de fibres. Bien que plusieurs travaux aient été réalisés sur le béton à haute résistance avec des fibres, on ne peut pas dire la même chose du cas du béton ordinaire avec des fibres de polypropylène. Un des buts principaux de cette recherche est donc de valider les équations existantes pour le béton ordinaire sans fibre. Dans le contexte de cette problématique, il est nécessaire de réaliser des essais en flexion-compression pour des spécimens en béton de résistance ordinaire avec l'ajout de fibres de polypropylène.

Les résultats expérimentaux publiés sur le comportement des poteaux soumis à la flexion-compression avec ajout de fibres de polypropylène sont rares. Dernièrement, [OSORIO, 2008] a fait des essais en flexion-compression avec un confinement en spirale. Des résultats expérimentaux sur des poteaux de résistance ordinaire soumis à la flexion compression avec des fibres, semblent donc nécessaires afin d'élargir la banque de données de cette technologie.

1.13 Objectifs

Ainsi, les objectifs de cette recherche sont :

- Étudier le comportement des bétons soumis à la flexion-compression avec ajout de fibres synthétiques.
- Augmenter la base de données expérimentales.

Pour y parvenir, nous allons étudier la problématique d'après différents pourcentages de fibres et différents espacements des étriers circulaires.

Le principal but de cette recherche est en somme d'analyser l'importance de l'ajout de fibres aux spécimens de béton. Pour cela, il faut trouver une manière de les comparer. Nous devons donc tester des spécimens sans fibre (à différents espacements) avec tous les autres paramètres égaux et des spécimens avec fibres. Nous testerons trois (3) spécimens sans fibre et trois (3) spécimens avec ajout de 1% de fibres de polypropylène et polyéthylène.

Chapitre 2

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

Ce projet de recherche fait suite aux travaux réalisés à l'Université de Sherbrooke visant à augmenter les données concernant les poteaux de résistance ordinaire renforcés avec des fibres de polypropylène et polyéthylène. Les travaux de [OSORIO, 2008] ont été faits avec des étriers en spirale. Le programme expérimental de la présente étude comprendra une nouvelle série d'essais avec des étriers circulaires.

2.1 Description des spécimens

Six poteaux circulaires de taille réelle avec un diamètre de 300 mm ont été construits et ont été soumis à la flexion-compression, soit trois poteaux sans fibre et trois autres avec 1% de fibres de polypropylène et polyéthylène et avec une charge axiale de 25% de la capacité axiale brute du poteau ($A_g f'_c$). Les essais ont été réalisés au laboratoire de structures de l'Université de Sherbrooke.

Pour atténuer le facteur d'échelle, nous avons utilisé des poteaux de 2150 mm, hauteur très proche des dimensions réelles retrouvées dans la plupart des bâtiments (figure 2.1 et figure 2.3).

L'importance de l'utilisation d'une section circulaire vient du fait que la résistance et la ductilité des poteaux armés de spires sont plus grandes que la résistance des poteaux carrés armés de cadres transversaux. Pour que les sections rectangulaires armées de cadres comme acier transversal puissent présenter le même comportement ductile que celui des sections circulaires armées d'étriers circulaires, il faut des taux importants d'acier. Il est

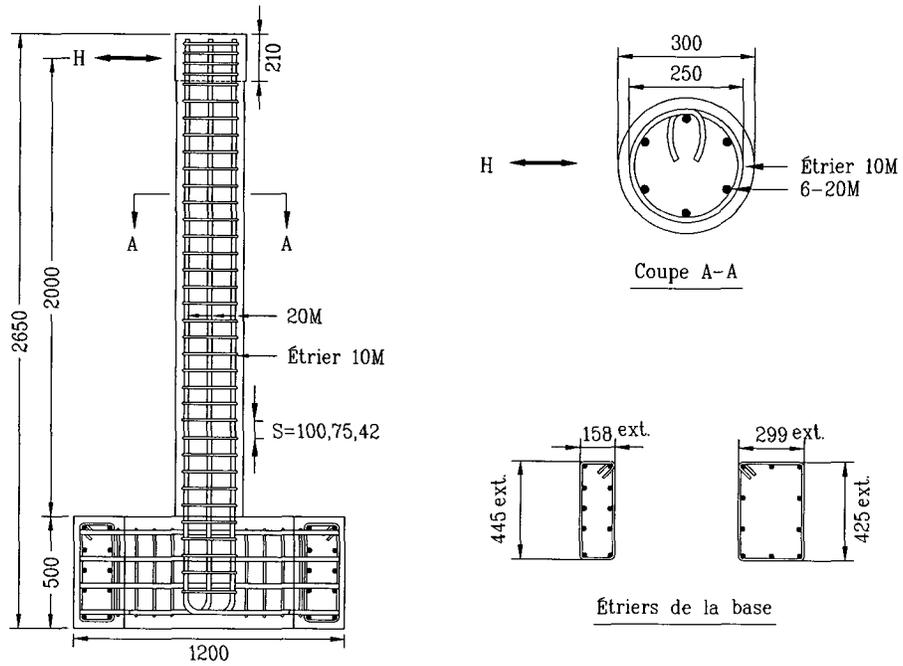


Figure 2.1 – Poteau (en mm)

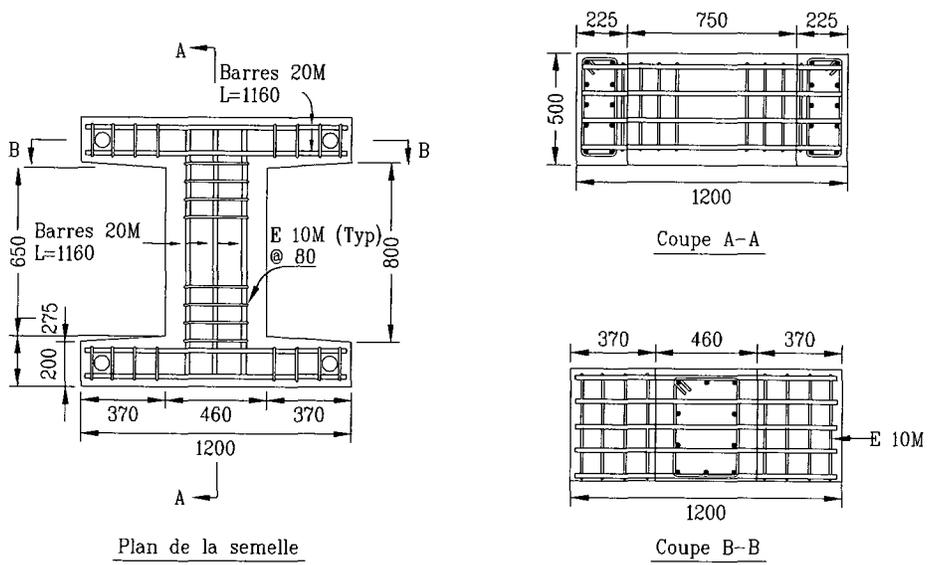


Figure 2.2 – Semelle (en mm)

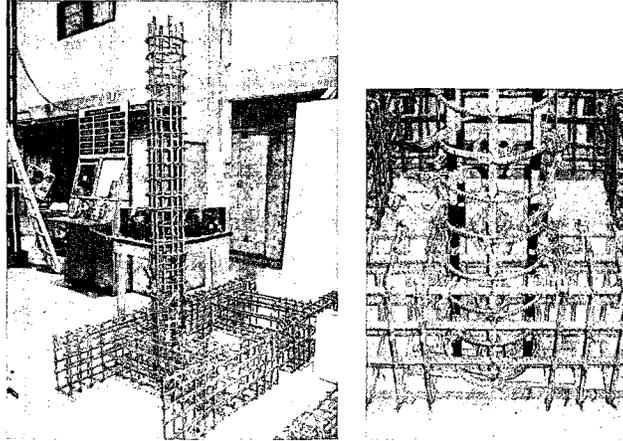


Figure 2.3 – Cages d'armature

possible de les réaliser, mais la concentration au niveau des joints devient alors importante, surtout dans les zones de risque sismique élevé. L'utilisation de sections circulaires devrait donc être privilégiée dans les zones d'aléas sismiques importants car leurs propriétés sont plus pertinentes en termes de conception des structures. Posséder de très grandes ductilités pour ce type de poteaux est important puisqu'il est alors possible de prévoir la rupture, celle-ci s'accompagnant de la perte de l'enrobage et de très grandes déformations.

Afin d'identifier les spécimens requis, nous nous sommes servi de la même nomenclature utilisée par [OSORIO, 2008], donc une nomenclature composée de trois termes. Le premier terme, C, indique la résistance à la compression du béton, le deuxième terme, S, indique l'espacement des étriers, et le troisième terme FP, indique le pourcentage de fibres synthétique. Par exemple, C40S100FP1 représente un poteau de f'_c égale à 40 MPa de résistance, un espacement de 100 mm et 1% de fibre synthétique. Le tableau 2.1 présente les caractéristiques géométriques des poteaux ainsi que le % d'armature transversale de chaque spécimen.

2.2 Caractéristiques des matériaux

On trouve normalement, dans les travaux de recherche avec BAF, l'utilisation d'un mélange de béton sans fibre et un autre mélange de béton avec fibres. En fait, la comparaison entre ces deux bétons n'est pas tout à fait stricte puisqu'il s'agit de deux mélanges différents. Pour le présent projet de recherche, nous avons utilisé le même mélange, la seule différence

Tableau 2.1 – Caractéristiques géométriques de la section et % d'armature transversale

Spécimens	ϕ (mm)	ϕ_c (mm)	A_g (mm ²)	A_c (mm ²)	A_{st} (mm ²)	ρ_t %	ρ_s %
C30S100FP0	308	241,3	74506	45730	1800	2,42	1,66
C30S75FP0	309	241,3	74991	45730	1800	2,40	2,21
C30S42FP0	308	241,3	74506	45730	1800	2,42	3,95
C30S100FP1	306	241,3	73542	45730	1800	2,45	1,66
C30S75FP1	304	241,3	72583	45730	1800	2,48	2,21
C30S42FP1	306	241,3	73542	45730	1800	2,45	3,95

étant l'ajout de la fibre.

2.2.1 Le béton

Il s'agit d'un béton dont le mélange a été optimisé par [NGUYEN, 2006] au laboratoire de béton de l'Université de Sherbrooke, avec une résistance à la compression nominale de $f'_c = 32$ MPa.

Tableau 2.2 – Composition des bétons (kg/m³)

Pourcentage des fibres	0%	1%
Ciment GUb-S	436	436
Granulat de 14 mm	784	784
Sable DJL	1005	1005
Eau de gâchage	197	197
Fibres synthétiques (kg)	0	9,2
Superplastifiant (Plastol 5000 SCC)*	1002,8	1456
Entraîneur d'air (AirExtra)**	374	374
Rapport eau/liant	0,45	0,45

*Superplastifiant (dosage : 230 ml/100 kg de ciment pour le mélange sans fibre, et 334 ml/100 kg de ciment pour le mélange avec fibres)

**Extra air (dosage : 86 ml/100 kg de ciment)

Le béton sans fibre est commandé directement à l'usine Demix qu'on trouve à Sherbrooke. En ce qui concerne le béton fibré, nous avons fait l'ajout de fibres et de superplastifiants directement à l'usine. Le processus consistait à introduire les fibres au moment de l'ajout des agrégats. Les propriétés des fibres sont données dans les sections qui suivent.

Tableau 2.3 – Caractéristiques du béton frais

Spécimens	Affaissement (mm)	Air (%)	Masse volumique (kg/m ³)	Température C°
C30S100FP0	90	4,8	2323	18,8
C30S75FP0	85	5,4	2306	21,1
C30S42FP0	80	6,1	2294	21,4
C30S100FP1	145	10,0	2142	17,0
C30S75FP1	90	9,0	2197	21,8
C30S42FP1	95	6,8	2279	28,0

Essais

Pour chaque coulée, nous avons mesuré l'affaissement, le pourcentage d'air, la température et la masse volumique à l'arrivée au laboratoire des structures de l'Université de Sherbrooke. Dans les paragraphes suivants, la procédure de chacun des tests est décrite.

Affaissement

L'affaissement a été trouvé pour tous les mélanges de béton en utilisant la Norme CSA, selon la méthode A23.2-5C (ASTM 143).

Air entraîné

Le pourcentage de la teneur en air a été déterminé en utilisant la méthode pressiométrique pour tous les mélanges en utilisant la Norme CSA, selon la méthode A23.2-4C (ASTM C 231).

Masse volumique

La détermination de la masse volumique a été réalisée sur tous les mélanges selon la Norme CSA A23.2-6C (ASTM 138).

La composition et les résultats sont résumés aux tableaux 2.2 et 2.3.

Échantillonnage

Pour la caractérisation des propriétés du béton de poteaux, nous avons fait des essais sur des cylindres témoins de chaque spécimen, soit neuf cylindres de béton de dimension 150×300 mm pour tester selon la Norme CSA A23.2-9C (ASTM C39), six cylindres de dimension 100×200 mm et finalement, six poutres de dimension $100 \times 100 \times 400$ mm pour déterminer le module de rupture selon la Norme CSA A23.2-8C (ASTM C78). Trois échantillons de 150×300 mm ont été testés pour vérifier la résistance à 7 jours et ainsi pouvoir prendre une décision concernant leur mûrissement, trois échantillons ont été testés à 28 jours sous un taux de chargement constant normalisé de 0,15 à 0,35 MPa/s et trois autres échantillons ont été utilisés au moment du test sur les poteaux. Les échantillons ont suivi les mêmes cures humides que les spécimens afin d'assurer le même processus de maturation.

Pour la construction de chaque poteau, nous avons utilisé une seule gâchée qui servait à remplir le poteau ainsi qu'aux échantillons servant à la caractérisation. Les poteaux ont été décoffrés le lendemain. Ils ont été recouverts d'une jute mouillée et de plastique et arrosés pendant 7 jours. Après cette date, nous les avons laissés à l'air libre jusqu'au moment des essais (sauf le spécimen C30S100FP1 qui a été mûri pendant 28 jours dû à sa faible résistance détectée après 7 jours, fig. 2.4). Les courbes de contrainte vs déformation ont été construites à partir des essais réalisés sur les échantillons soumis à la compression axiale et en utilisant un taux de déformation très lent de $1,75 \times 10^{-6}$ /s. À partir de ces courbes, nous avons trouvé les valeurs moyennes de la résistance en compression axiale du béton non confiné f'_c , du module d'élasticité E_c et des déformations correspondantes ε . Le module d'élasticité sécant a été calculé à partir de la pente de la droite passant par l'origine et le point à $0,4f'_c$ sur la partie ascendante de la courbe contrainte-déformation.

Tableau 2.4 – Caractéristiques du béton durci

Spécimens	28 jours				jour du test			
	f'_c (MPa)	ε_{co}	ε_{c50u}	A_{50u}	f'_c (MPa)	ε_{co}	ε_{c50u}	A_{50u}
C30S100FP0	38,1	0,00247	0,0041	0,111	39,2	0,00262	0,0046	0,180
C30S100FP1	25,4	0,00239	0,0054	0,087	31,0	0,00295	0,0064	0,125
C30S75FP0	41,0	0,00251	0,0038	0,107	42,4	0,00266	0,0042	0,118
C30S75FP1	36,8	0,00269	0,0054	0,128	38,9	0,00306	0,0052	0,126
C30S42FP0	42,4	0,00271	0,0038	0,109	42,4	0,00273	0,0044	0,124
C30S42FP1	42,4	0,00287	0,0055	0,152	44,6	0,00296	0,0047	0,132

Les tableaux 2.4 et 2.5 présentent les caractéristiques mécaniques du béton durci pour

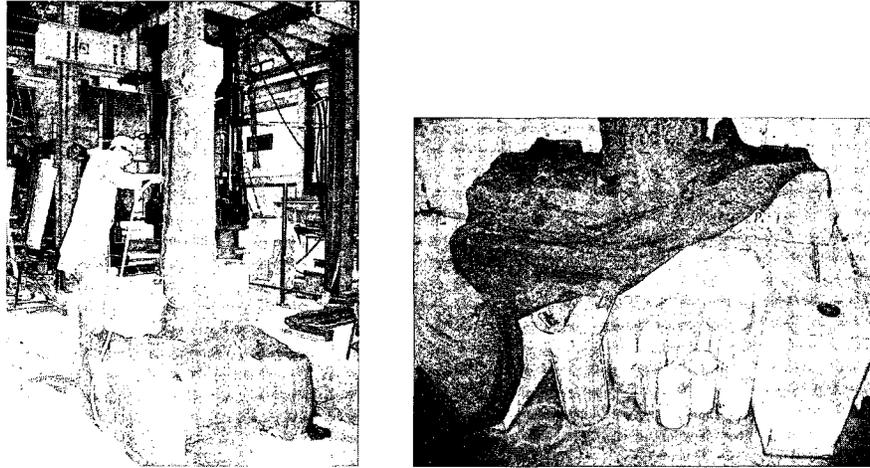


Figure 2.4 – Mûrissement des poteaux et des échantillons

Tableau 2.5 – Caractéristiques du béton durci (suite)

Spécimens	28 jours			jour du test			Âge (jours)
	$\frac{\epsilon_{c50u}}{\epsilon_{co}}$	f_r (MPa)	E_c (MPa)	$\frac{\epsilon_{c50u}}{\epsilon_{co}}$	f_r (MPa)	E_c (MPa)	
C30S100FP0	1,66	2,96	23328	1,76	3,67	18998	174
C30S100FP1	2,26	2,75	12233	2,18	3,39	12528	158
C30S75FP0	1,51	2,94	23653	1,57	3,74	21707	150
C30S75FP1	2,02	2,95	17457	1,69	3,53	14109	82
C30S42FP0	1,40	3,03	22275	1,63	3,49	21695	124
C30S42FP1	1,90	3,38	18770	1,61	3,80	17485	50

chaque poteau. Dans ces tableaux, (ϵ_{co}) correspond à la déformation axiale du béton non confiné correspondant à f'_c et (ϵ_{c50u}) correspond à la déformation limite utile du béton non confiné correspondant à $0,5f'_c$ sur la partie descendante de la courbe contrainte-déformation. Pour avoir un indice de la ténacité du béton non confiné, il faut calculer l'aire sous la courbe contrainte-déformation du béton non confiné, A_{50u} , calculée jusqu'à (ϵ_{c50u}) et représenter l'énergie de déformation absorbée jusqu'à la déformation limite utile. On a trouvé des valeurs de 0,111 pour les poteaux sans fibre et de 0,152 pour les poteaux fibrés. Le rapport $\frac{\epsilon_{c50u}}{\epsilon_{co}}$ est une indication de la ductilité du béton non confiné. Ce rapport varie de 1,40 à 1,66 pour les bétons sans fibre et de 1,90 à 2,26 pour les bétons fibrés. On confirme ainsi le comportement plus ductile du béton muni de fibres de polypropylène et polyéthylène. Le module de rupture, f_r , a été calculé à partir de trois essais sur les poutres de $100 \times 100 \times 400$ mm. Les figures 2.5 et 2.6 présentent les courbes contrainte-déformation sur lesquelles il est possible d'observer la linéarité de la partie ascendante et un module d'élasticité qui varie

de 22 à 24 GPa pour les spécimens sans fibre et de 12 à 19 GPa pour les poteaux fibrés.

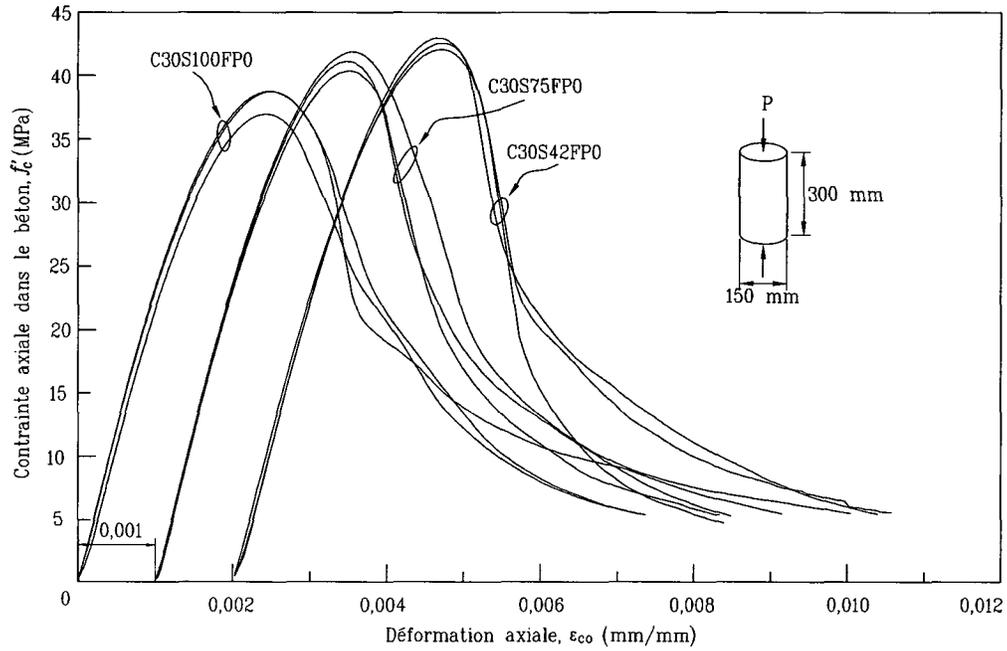


Figure 2.5 – Courbes typiques contrainte-déformation. Cylindres de 150 × 300 mm.

Influence de la résistance en compression du béton

Les paragraphes suivants portent sur l'étude de deux des variables testées, soit le pourcentage d'air entraîné et l'effet de l'ajout de fibres dans la matrice de béton. Les résultats sont présentés aux tableaux 2.6 et 2.7.

Tableau 2.6 – Influence du % d'air entraîné sur la résistance

Spécimens	Air (%)	f'_{c28} (MPa)	Affaissement (mm)	Fibre (%)
C30S100FP0	4,8	38,1	90	0
C30S75FP0	5,4	41,0	85	0
C30S42FP0	6,1	42,4	80	0
C30S42FP1	6,8	42,4	95	1
C30S75FP1	9,0	36,8	90	1
C30S100FP1	10,0	25,4	145	1

L'influence du pourcentage d'air entraîné au delà de 6,8% est très clairement mise en évidence sur la résistance du béton, même si pour les poteaux sans fibre nous avons eu

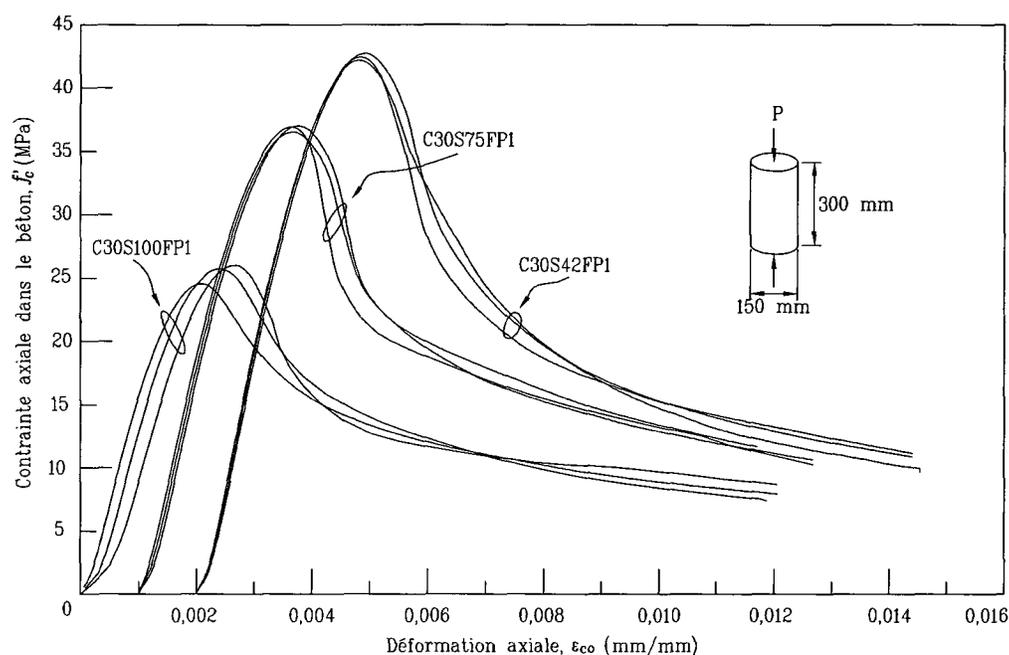


Figure 2.6 – Courbes contrainte-déformation béton fibré. Cylindres de 150 × 300 mm.

une légère augmentation, pour les poteaux fibrés, au contraire, nous avons obtenu des chutes significatives. Pour le spécimen C30S42FP1 (10% d'air entraîné), nous avons obtenu une réduction de 33% de résistance à la compression si on le compare avec le spécimen C30S100FP0 (4,8% d'air entraîné).

Tableau 2.7 – Influence de l'ajout de fibres sur la résistance

Spécimens	Fibre (%)	f'_{c28} (MPa)	Affaissement (mm)	Air (%)
C30S100FP0	0	38,1	90	4,8
C30S75FP0	0	41,0	85	5,4
C30S42FP0	0	42,4	80	6,1
C30S100FP1	1	25,4	145	10,0
C30S75FP1	1	36,8	90	9,0
C30S42FP1	1	42,4	95	6,8

Quant à l'influence de l'ajout de fibres sur la résistance du béton, nous n'avons pas des remarques importantes, sauf pour le spécimen C30S42FP1 avec 10% d'air entraîné.

Nous pouvons donc conclure que la base en résistance du spécimen C30S42FP1 est attribuée à la quantité d'air entraîné, accompagné d'un affaissement beaucoup plus important,

et non pas à l'ajout de fibres.

2.2.2 L'armature en acier

L'armature longitudinale en acier était constituée de 6 barres 20M (300 mm²/barre) de nuance 400. Les étriers circulaires ont été construits avec des barres 10M et de nuance de 400W en variant les espacements de 42 mm, 75 mm et 100 mm, lesquels représentent 1/6 du diamètre de noyau, 1/4 du diamètre de la section et 1/3 du diamètre de la section. Ces valeurs respectent les normes canadiennes et néo-zélandaises pour le dimensionnement des structures en béton armé.

Les provisions spéciales pour des zones de risque sismique important sont consigné dans la norme canadienne sur les calcul des bâtiments en béton armé dans le chapitre 21. Pour le cas des éléments soumis à d'importantes charges axiales, $P > A_g f'_c$, (avec $R_d = 4$) la section doit être au moins de 300 mm.

Quant à la quantité minimale de l'armature transversale, elle est assurée dans la norme canadienne CSA A23.3-04 par la clause 21.4.4.2 (a) avec le taux d'armature transversale ρ_s . L'équation de ρ_s est décrite ci dessous :

$$\rho_s = 0.4k_p \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (2.1)$$

Où $k_p = P_f/P_o$ et f_{yh} représente la limite élastique de l'acier transversale. Également ρ_s doit être plus grand que la valeur donnée par la clause 10.9.4 du CSA A23.3-04, soit :

$$\rho_s = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (2.2)$$

Où A_g représente la section transversale totale du poteau, A_c est la section transversale du noyau de béton délimitée par le diamètre extérieur de l'étrier, f'_c est la résistance à la compression du béton mesurée sur des cylindres de 150 × 300 mm.

Pour un élément structural appartenant à un cadre ductile ($R_d = 4$), l'aire minimale de la section d'armature transversale ne doit pas être inférieure à la plus grande des valeurs déduites des deux équations suivantes :

$$A_{sh} = 0.2k_n k_p \frac{A_g}{A_{ch}} \frac{f'_c}{f_{yh}} sh_c \quad (2.3)$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yh}} sh_c \quad (2.4)$$

Où A_{ch} représente la section transversale du noyau de béton délimitée par le diamètre extérieur de l'étrier, et $k_n = n_l / (n_l - 2)$. Ce paramètre tient compte du nombre total d'armatures longitudinales, n_l , retenues par des étriers. Dans tous les cas, la limite élastique, f_{yh} doit être ≤ 500 MPa.

Nous avons également utilisé des barres crénelées. Pour tous les aciers longitudinaux, nous avons utilisé un même lot d'acier (lot no. 1), tandis que pour les aciers transversaux, nous avons utilisé deux lots différents. En ce qui trait les étriers, ils sont fabriqués commercialement avec la plieuse utilisée pour la fabrication des spires et qui donnait des crochets repliés à 135° pour les poteaux C30S100FP0, C30S75FP0, C30S42FP0, C30S100FP1 et C30S75FP1 (figure 2.7) avec l'acier correspondant au lot no. 2. Quant à la fabrication des étriers du poteau C30S42FP1, nous les avons fabriqué au laboratoire des structures de l'Université de Sherbrooke avec l'acier identifié lot no. 3. Cette dernière procédure donnait un crochet replié à 90° , comme on le voit sur la figure 2.8. Nous avons utilisé une longueur d'ancrage vers l'intérieur du noyau de béton de 100 mm, ce qui est la longueur requise par le code canadien dans les zones de risque sismique important.

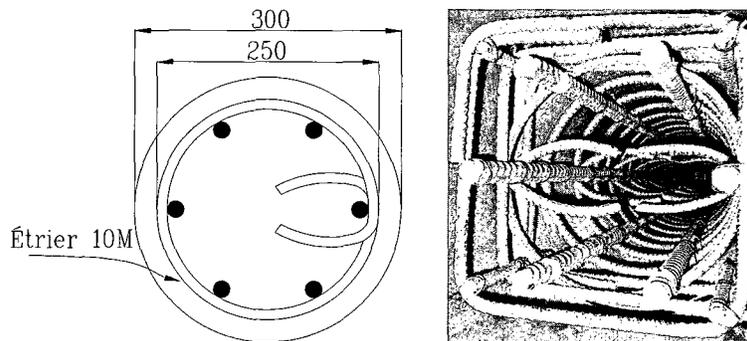


Figure 2.7 – Étriers des spécimens C30S100FP0, C30S75FP0, C30S42FP0, C30S100FP1 et C30S75FP1

Des essais pour faire la caractérisation de chaque lot d'acier ont été faits sur au moins trois échantillons de 340 à 400 mm de longueur. La Norme ASTM A370 fut utilisée. Dans le tableau 2.8, nous trouvons les valeurs moyennes de la limite élastique f_y et les autres

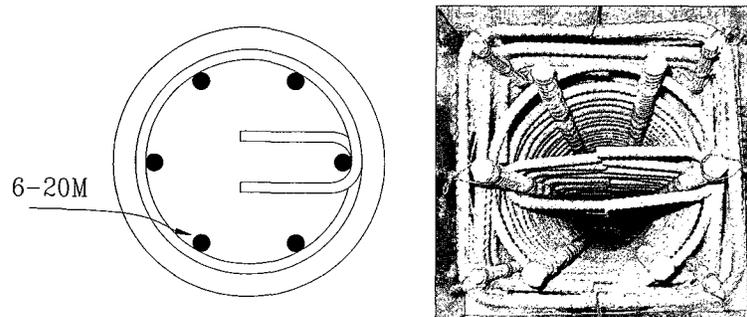


Figure 2.8 – Étriers du spécimen C30S42FP1

propriétés mécaniques de chaque lot. Sur la figure 2.9, il est possible de voir la procédure d'essai de traction sur une des barres du lot no. 1.

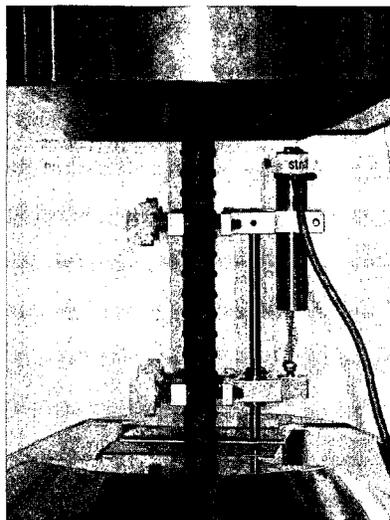


Figure 2.9 – Essais de traction sur les barres

La figure 2.10 présente les courbes de réponse en traction des échantillons. Sur cette figure, on voit bien le plateau horizontal que définit le domaine plastique des courbes pour les aciers longitudinaux et verticaux.

Dans le cas du béton armé, le ratio eau/ciment est une variable très importante. Il y a toutefois d'autres variables en jeu comme la quantité de ciment, le diamètre du granulat, sa gradation et le pourcentage d'air. Dans le cas des fibres, les variables les plus importantes sont la quantité de fibres à utiliser et l'aspect de la fibre (ratio longueur/diamètre). À ce sujet, [BALAGURU, 1992] mentionne que l'objectif est d'obtenir la résistance voulue tout en

Tableau 2.8 – Essais de traction

Type d'armature	Lots d'acier	d_{nom}	d (mm)	f_y (MPa)	ϵ_y	ϵ_{sh}	f_{su} (MPa)	ϵ_{su}	E_s (MPa)
Longitudinale	1	20 mm	19,5	437	0,0021	0,0069	736	0,1062	205459
Transversale	2	10 mm	11,3	510	0,00345	0,0237	636	0,1195	149294
	3	10 mm	11,3	468	0,0023	0,0257	569	0,1455	203574

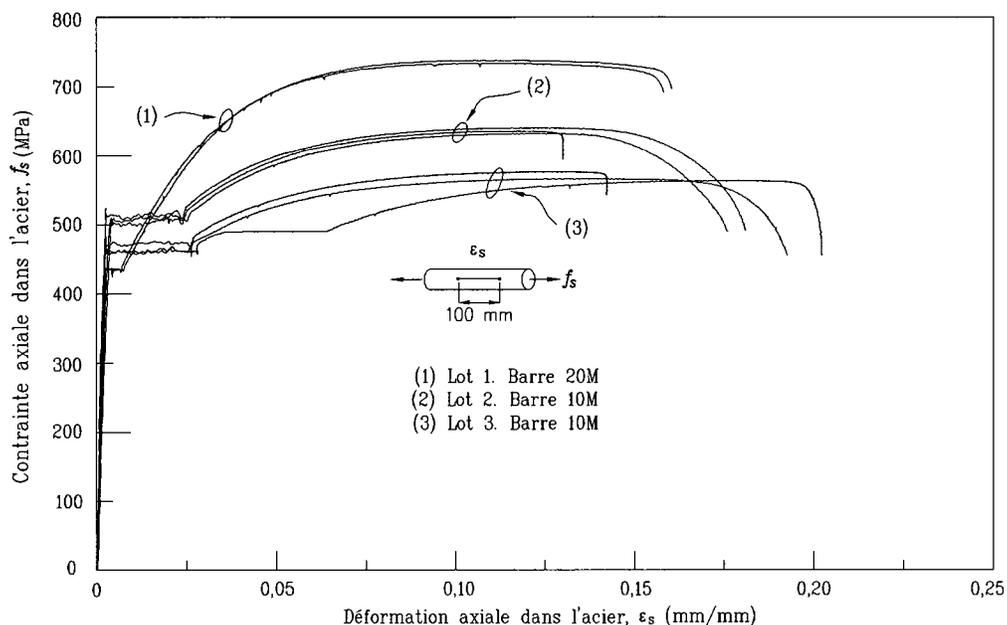


Figure 2.10 – Courbe contrainte-déformation des aciers d'armatures

conservant le matériau manipulable avec la quantité de ciment minimum puisque ce dernier est le plus coûteux des constituants de tout le mélange. Avec les mélanges adéquats il est ainsi possible d'obtenir des économies dans les ouvrages conçus en utilisant ce matériel tout en conservant la résistance requise.

2.2.3 Type de fibres

Les fibres synthétiques utilisées (TUF-STRAND SF) sont constituées de polypropylène et polyéthylène. Ce sont des fibres développées à l'Université de Dalhousie (Halifax) par les professeurs Jean-François Trottier et Michael Mahoney. La résistance à la traction de ce type de fibres est de 500 MPa avec un module d'élasticité de 4,3 GPa, une densité de

0,92 kg/m³, une longueur de 50 mm et section de 0,05 mm × 1,0 mm comme le montre la figure 2.11. [TROTIER ET COLL., 2001] mentionnent que l'aspect de la fibre, après le malaxage, devient effiloché dans son extrémité, ce qui que garanti un bon ancrage dans le béton.

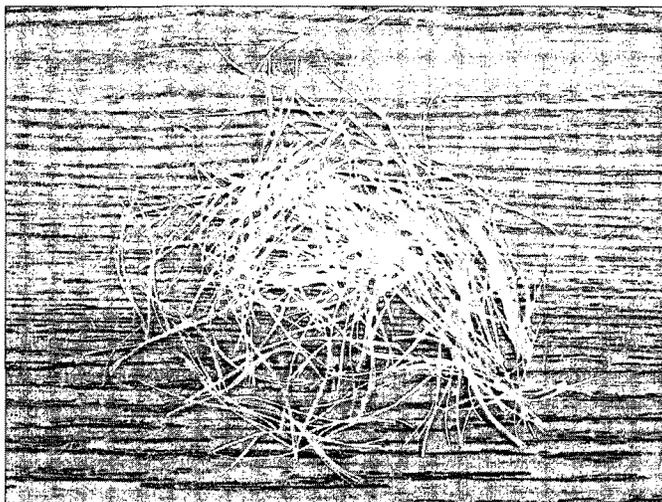


Figure 2.11 – Aspect de la fibre avant l'introduction dans la matrice de béton

Le but d'ajouter des fibres au béton est de faire la comparaison avec un béton sans fibre sur le plan de la résistance en compression, la ductilité et la ténacité des poteaux ainsi que de leur effet sur le comportement de l'enrobage de béton.

2.3 Procédure d'essais

Sur la figure 2.12, il est possible de voir le montage expérimental utilisé.

Le chargement horizontal était appliqué par un vérin hydraulique de marque MTS de 500 kN fixé à la tête du poteau par l'entremise de deux plaques d'acier agissant comme un étau. Le vérin était appuyé sur le mur de réaction.

La base en I est attachée à la dalle d'essais et se veut un encastrement rigide. La tête du poteau demeure ainsi libre pour recevoir la charge latérale du vérin. Finalement, une poutre guide conserve la tête de la colonne dans un axe fixe, empêchant ainsi les mouvements dans la direction perpendiculaire au déplacement, mais permettant cependant le mouvement dans l'axe d'application de la charge.

Au début de chaque essais, la première étape consistait à appliquer, manuellement, la charge axiale désirée, soit 25% de la capacité axiale brute du poteau ($A_g f'_c$). Cette charge axiale était appliquée par deux vérins MTS d'une capacité de 500 kN qui sont fixés sur une poutre reposant sur la tête de la colonne. Les deux vérins sont fixés à la dalle par l'entremise d'une membrure d'acier et une rotule à la base de ceux-ci permet de suivre la courbure de la colonne tout en maintenant une charge axiale constante. Lorsque la force axiale était ajustée, le chargement latéral débutait avec un premier cycle, appliqué en contrôle de force, jusqu'à $\pm 0,75\%$ de M_y théorique. Le but de ce cycle était de fissurer le poteau. Ce premier cycle était suivi d'un second cycle en contrôle de déplacement jusqu'à la détection de la plastification des barres longitudinales dans le poteau. Cette plastification a été possible grâce aux jauges de déformation posées sur les barres longitudinales dans la zone de rotule plastique. La déformation latérale en tête du poteau Δ_y , correspondant au début de plastification des barres longitudinales en tension a été lue. La même procédure est appliquée en sens inverse afin d'obtenir les valeurs et d'en faire la moyenne qui a été conservée comme paramètre de base pour tout le reste de l'essai. Par la suite, une fois la valeur de Δ_y déterminée, l'essai se déroulait en contrôle de déplacement. Le chargement cyclique est déterminé en fonction de la valeur de Δ_y . Ainsi, au cours du premier cycle, la tête de la colonne est poussée et tirée à une fois la valeur de Δ_y à un taux de 0,30 mm/s. Le second cycle s'effectue à $1,5\Delta_y$ avec deux cycles de poussée et tirée et ainsi de suite à $2\Delta_y$, $3\Delta_y$, $4\Delta_y$, etc., jusqu'à l'obtention des critères d'arrêt cités ci-haut.

Nous utilisons le logiciel Testar pour le contrôle du déplacement. En ce qui concerne la capture et le traitement des données (soit la force axiale, la force horizontale, les déformations à partir de jauges électriques, de LVDTs et de potentiomètres), on utilise le logiciel Système 5000.

Le protocole de chargement cyclique utilisé a été le même que celui employé au cours des essais de [LÉGERON, 1994], tel que démontré à la figure 2.13. On applique une charge axiale constante pendant qu'un chargement latéral dit statique-cyclique est appliqué en tête du poteau.

Nous avons réalisé les essais de chaque poteau jusqu'à l'obtention des critères d'arrêt utilisés par [LÉVESQUE, 1998], lesquels sont :

1. Rupture d'une barre d'armature longitudinale (rupture par flambage d'une barre d'armature en compression résultant souvent d'un espacement trop grand des étriers) ;
2. Perte de 10% de la charge axiale soutenue par la colonne au cours d'un demi-cycle

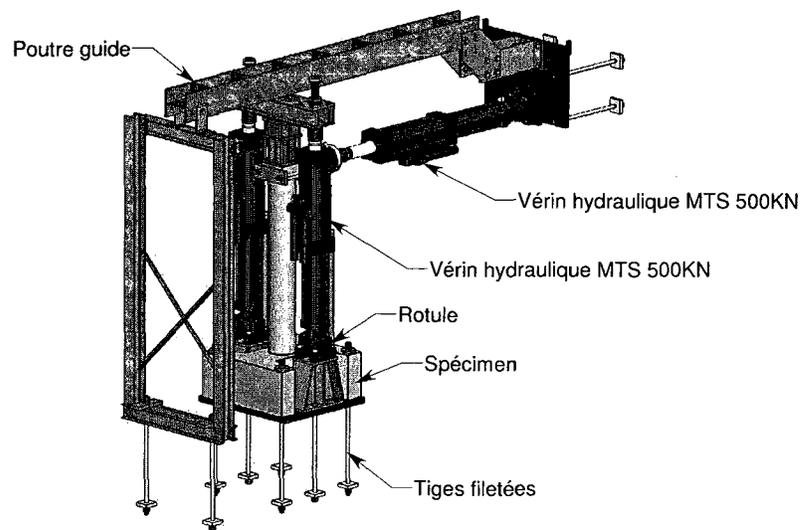


Figure 2.12 – Montage expérimental

de chargement latéral (état correspondant à une rupture du béton du poteau qui ne peut plus assurer une résistance adéquate à la charge axiale) ;

3. Perte de 50% de la force latérale par rapport à la charge horizontale maximale qui a été reprise par la colonne dans un sens ou dans l'autre au cours de l'essai (état correspondant à une rupture du béton de la colonne qui ne peut plus résister aux contraintes engendrées par la flexion).

Pour chaque cycle, nous avons mesuré et pris des photos des fissures et de leur propagation sur les spécimens. Afin de bien les apprécier, nous avons peinturé en blanc les poteaux.

Le tableau 2.9 présente les principales étapes du programme expérimental, la charge axiale appliquée, P_f et la relation $\frac{P_f}{A_g f'_c}$. Pour le calcul de P_f , nous utilisons la résistance en compression à 28 jours.

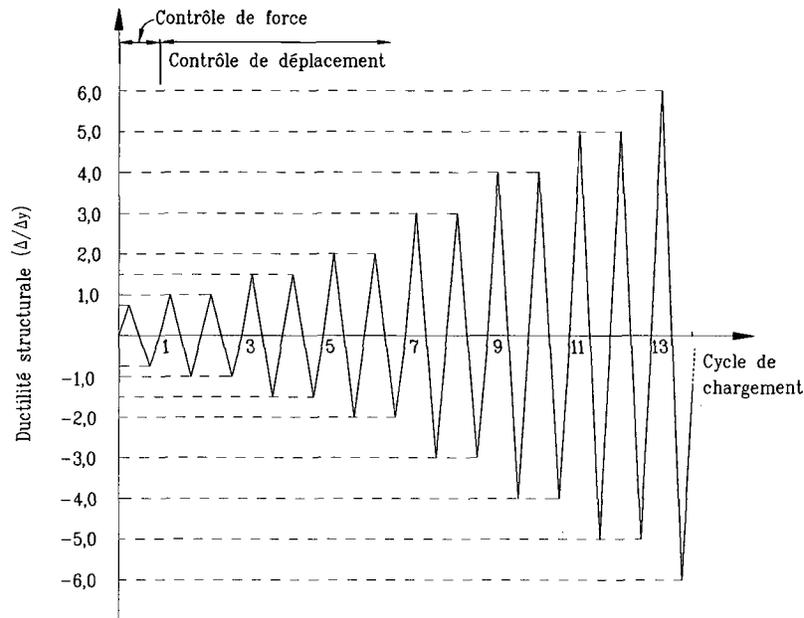


Figure 2.13 – Protocole de chargement cyclique utilisé pour les tests

2.3.1 Instrumentation

Nous avons utilisé deux types d'appareils : des jauges-électriques et des capteurs de déplacement (LVDT, Linear Variable Differential Transformers), ainsi que des potentiomètres. Ces appareils nous ont permis d'obtenir les données suffisantes pour évaluer particulièrement :

- Les déformations locales des éléments sur lesquels ils sont collés ;
- Le comportement des poteaux armés de fibres synthétiques ;

Tableau 2.9 – Charge axiale appliquée

Spécimens	Coulé le	Testé le	Âge (jours)	f'_{c28} (MPa)	f'_{ctest} (MPa)	Diamètre (mm)	P_f (kN)	$\frac{P_f}{A_g f'_c}$ (%)
C30S100FP0	31 janv. 2008	23 juil 2008	174	38,1	39,2	308	709,7	24,3
C30S100FP1	21 fev. 2008	18 juil 2008	158	25,4	31,0	306	467,0	20,5
C30S75FP0	11 fev. 2008	10 juil 2008	150	41,0	42,4	309	768,7	24,2
C30S75FP1	23 avr. 2008	14 juil 2008	82	36,8	38,9	304	668,1	23,7
C30S42FP0	14 fev. 2008	17 juin 2008	124	42,4	42,4	308	789,8	25,0
C30S42FP1	6 mai 2008	25 juin 2008	50	42,4	44,6	306	780,3	23,8

- La corrélation entre les résultats expérimentaux et ceux prédits par la théorie et ;
- Le modèle de Légeron et Paultre pour les spécimens sans fibre.

Jauges

On a utilisé 30 jauges électriques sur chaque poteau, dont 24 ont été collées sur les barres longitudinales et 6 sur les étriers. Les jauges électriques sont du type C2A-06-250LW-120. Ces dernières sont capables de mesurer de grandes déformations unitaires. Leur principe de fonctionnement est basé sur leur résistivité électrique qui varie en fonction des déformations subies par l'élément.

Sur la figure 2.14, il est possible de voir le type des jauges utilisées dans le présent projet de recherche.

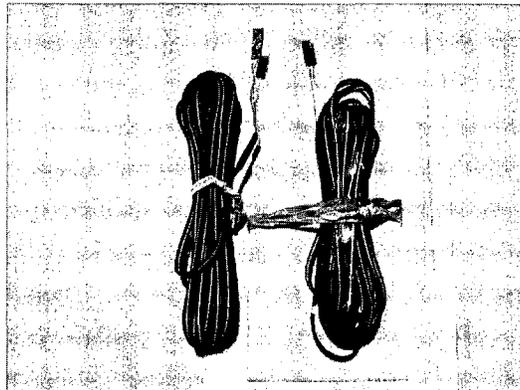


Figure 2.14 – Jauges de déformations utilisées

Pour mesurer les contraintes dans les barres longitudinales, deux de ces barres ont été dotées de huit jauges électriques, trois de ces jauges ayant été placées à l'intérieur de l'embase de 500 mm pour observer le comportement de l'acier au niveau d'ancrage. Il s'agit des jauges numéro 1, 2 et 3 aux niveaux théoriques -300, -150 et -40 mm. Le reste des jauges, correspondant aux numéros 4 à 8, a permis de mesurer la variation de la courbure dans la zone de rotule plastique sur une distance jugée suffisante pour qu'elle s'y produise. Nous avons aussi installé des jauges électriques (quatre) sur deux barres longitudinales pour des fins de sécurité au cas où les principales se seraient endommagées, à partir de la zone supérieure de la base. De plus, six jauges ont été placées sur les étriers au niveau de la rotule plastique pour mesurer la déformation de l'acier transversal à ce niveau, soit deux jauges sur chaque étrier pour trois étriers consécutifs. Ces dernières ont été collées au-dessus de

la barre afin d'éviter des endommagements. La figure 2.15 montre la position des jauges électriques collées sur les barres longitudinales et sur les étriers pour chaque poteau.

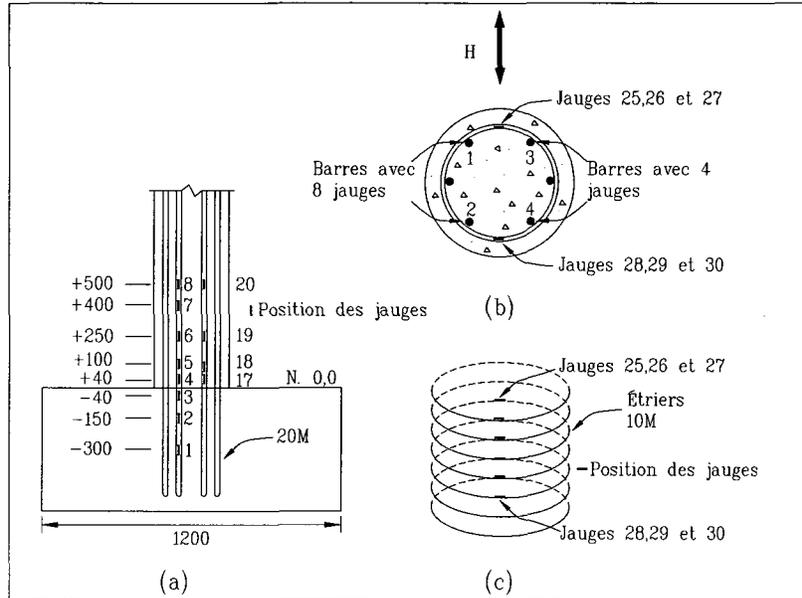


Figure 2.15 – Instrumentation

Capteurs de déplacement

Le principe de fonctionnement des LVDT est qu'ils transforment les déplacements mécaniques en une tension électrique. Une série de LVDT a été installée dans la zone où la rotule plastique était le plus susceptible de se produire.

La figure 2.16 montre la position des LVDTs et potentiomètres. La figure 2.17 montre de façon générale l'instrumentation dans la zone de la rotule plastique.

Tableau 2.10 – Position des jauges sur les étriers

Spécimens	Jauges sur étriers					
	Jauge no.	Jauge no.	Jauge no.	Jauge no.	Jauge no.	Jauge no.
C30S100FP0	25	26	27	28	29	30
(distance, mm)	555	655	758	555	655	755
C30S75FP0	55	56	57	58	59	60
(distance, mm)	635	715	805	645	730	805
C30S42FP0	85	86	87	88	89	90
(distance, mm)	675	718	758	665	707	755
C30S100FP1	115	116	117	118	119	120
(distance, mm)	565	665	760	559	660	763
C30S75FP1	145	146	147	148	149	150
(distance, mm)	625	698	778	625	700	778
C30S42FP1	175	176	177	178	179	180
(distance, mm)	665	715	755	665	715	755

Note : Mesurées à partir de la base.

Tableau 2.11 – Position des LVDTs et potentiomètres

Spécimens	(LVDT ou potentiomètres)				
	x_1 (mm)	x_2 (mm)	x_3 (mm)	x_4 (mm)	x_5 (mm)
C30S100FP0	25	75	225	425	133
C30S75FP0	23	50	200	422	131
C30S42FP0	25	45	215	425	140
C30S100FP1	25	75	225	425	140
C30S75FP1	25	50	200	425	134
C30S42FP1	20	45	215	420	134

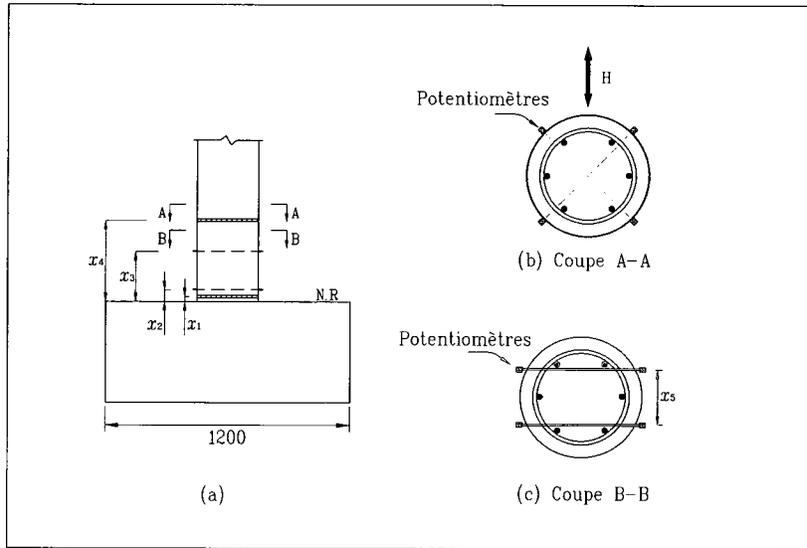


Figure 2.16 – Position des LVDTs et potentiomètres

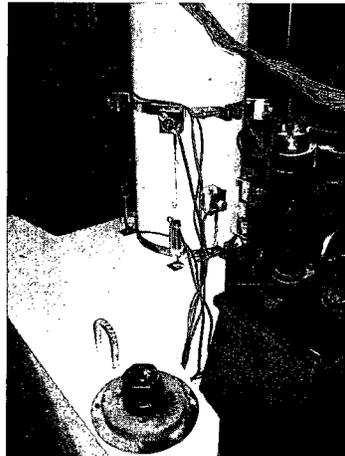


Figure 2.17 – Instrumentation

Chapitre 3

ANALYSE ET INTERPRÉTATION DES RÉSULTATS

Dans ce chapitre nous présentons les résultats obtenus lors des essais réalisés sur les six poteaux (C30S100FP0, C30S75FP0, C30S42FP0, C30S100FP1, C30S75FP1 et C30S42FP1) en béton armé, sans et avec l'ajout de fibres de polypropylène/polyéthylène, de résistance ordinaire et confinés par des étriers circulaires.

3.1 Traitement des données

Afin de mieux comprendre les paramètres pertinents à l'élaboration d'une conclusion, les résultats sont présentés sous la forme de courbes nommées courbes d'hystérèse. Ces types de courbes sont typiques de ce genre d'essais. Chaque série de courbes sont présentées à la même échelle dans le but de faciliter les comparaisons. Les courbes analysées sont :

- Courbe force latérale brute vs déplacement ;
- Courbe moment vs courbure ;
- Sollicitation de l'acier tendu ;
- Sollicitation des étriers ;
- Courbe enveloppe ; et
- Diagramme courbure vs position des sections.

Nous analyserons également les indicateurs de ductilité (associés aux courbes idéalisées), la formation de la rotule plastique, la distribution de la courbure dans la zone de

rotule plastique, les longueurs des rotules plastiques équivalentes, les courbes de dissipation d'énergie, les zones d'endommagement ainsi que le niveau de sollicitation des étriers et des aciers longitudinaux en fonction de la ductilité atteinte. Avec ces résultats, nous essayerons de montrer la contribution de la fibre au comportement post-élastique des poteaux.

Tout d'abord, avant de débiter les tests, nous avons calculé, expérimentalement, les déplacements à la plastification Δ_y présentés au tableau 3.1, ces valeurs sont calculées comme étant la moyenne du déplacement élastique positif et le déplacement élastique négatif. Ces déplacements sont définis comme ceux qui produisent la première plastification des barres d'acier longitudinal pour les cycles de poussée et tirée respectivement.

Tableau 3.1 – Déplacements à la plastification expérimentale

Spécimens	Δ_y (mm)	Spécimens	Δ_y (mm)
C30S100FP0	26,49	C30S100FP1	25,46
C30S75FP0	29,13	C30S75FP1	27,20
C30S42FP0	30,14	C30S42FP1	29,06

Le poteau C30S100FP0 a atteint le tout début du deuxième cycle-poussée de $7\Delta_y$; le poteau C30S100FP1 a atteint le deuxième cycle-tirée de $8\Delta_y$. Les tests se sont arrêté à cause de la rupture d'une des barres longitudinales.

Le poteau C30S75FP0 a atteint le premier cycle-tirée de $7\Delta_y$; le poteau C30S75FP1 a atteint le deuxième cycle-tirée de $9\Delta_y$. Les tests se sont arrêté à cause de la rupture d'une des barres longitudinales.

Le poteau C30S42FP0 a atteint le premier cycle-tirée de $10\Delta_y$; le poteau C30S42FP1 a atteint le premier cycle-poussée de $7\Delta_y$. Ce dernier poteau n'a pas pu développer sa pleine capacité dû à un défaut détecté à la fin du premier cycle-tirée de $1,5\Delta_y$ (fig. 3.7) qui a produit une perte de résistance du poteau de 9,6%, malgré cette chute dans la résistance du poteau, on a décidé de continuer le test jusqu'à la rupture d'une barre longitudinale.

3.2 Courbes force latérale-déplacement

Nous présentons dans cette section les courbes force latérale brute-déplacement pour les six essais. Ce type de courbes sont la représentation du déplacement horizontal à la tête

du poteau causé par la force appliquée venant de chaque vérin. Ces courbes d'hystérésis représentent le comportement global de la structure (figures 3.2 à 3.7). Dans ces figures, le quadrant supérieur droit équivaut à un déplacement positif du vérin par rapport à la position initiale du poteau et que nous appelons cycle de poussée, le quadrant inférieur gauche équivaut à un déplacement négatif du vérin et que nous appelons cycle de tirée.

Les mesures du déplacement au sommet proviennent du LVDT monté à l'intérieur du vérin, les mesures de la force latérale, quant à eux, proviennent de la cellule de charge du vérin.

Dans les courbes force latérale-déplacement comme celles du moment-courbure, nous avons mis en évidence les moments où se produisait l'éclatement du recouvrement, la plastification des barres longitudinales, la plastification des étriers, et la perte de charge axiale ou rupture d'une barre longitudinale.

3.2.1 Effets $P - \Delta$

Sous l'action de la charge horizontale H , le poteau se déplace transversalement d'une quantité delta. Lorsque la charge axiale agit sur ce déplacement, le poteau est forcé à se déplacer davantage dans le même sens que delta. Cet accroissement du déplacement et les moments de flexion qu'il induit dans le poteau, constituent ce qu'il est convenu d'appeler l'effet $P - \Delta$. Cet effet peut être causé aussi par les défauts de verticalité et des autres imperfections des structures. Une analyse mathématique permet de calculer les valeurs qui tiennent compte de ce phénomène.

La vue de côté du montage utilisé dans ce mémoire est illustrée dans la figure 3.1 tirée de [ST-GEORGES, 2006], où h et l sont respectivement la hauteur de la base et de la rotule par rapport à l'application de la force. Quant elles sont très proches, les modifications apportées aux forces et aux moments sont faibles. Dans le cas du présent mémoire, on a utilisé un montage où, *a priori*, la hauteur l de la rotule tombe approximativement à l'endroit où doit se produire la rotule plastique, et le plus proche de la partie supérieure de l'embase. [ST-GEORGES, 2006] a enregistré une faible valeur de modification, de $0,096P$ et considère que cet effet peut être négligé sans grand changement de résultats. Pareille conclusion a été rapportée par [OSORIO, 2008], soit que l'effet $P - \Delta$ est négligeable quant on utilise ce type de montage en particulier. Ces deux chercheurs ont utilisé le même schéma qui a été utilisé pour le présent mémoire et donc les effets $P - \Delta$ ne seront pas considérés pour faire

des corrections sur la force horizontale ni sur les moments causés à la base.

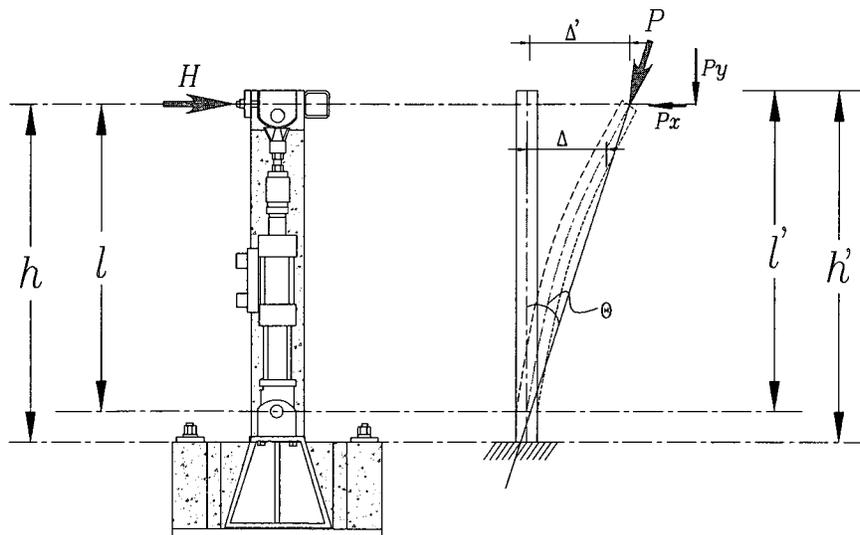


Figure 3.1 – Décomposition des forces et déplacements en jeu pour l'effet P- Δ (source St-Georges, 2006)

En observant les courbes typiques d'effort-déformation (figures 3.2 à 3.7), on remarque qu'après le premier pic (perte d'enrobage), il y a une perte temporaire de capacité axiale, et ce, jusqu'au le confinement transversal soit sollicité. On obtient par la suite un gain de capacité. Ces figures illustrent le comportement ductile des poteaux. Ce dernier étant plus accentué dans les spécimens avec fibre, exception faite pour le poteau C30S42FP1 qui a présenté un comportement moins ductile que son pair, le poteau C30S42FP0, pour de raisons déjà expliquées (figures 3.7 et 3.6).

3.3 Courbes moment-courbure

Les figures 3.8 à 3.13 présentent les courbes moment vs courbure des poteaux. Cette dernière a été calculée en utilisant les lectures provenant des potentiomètres placés sur des tiges qui traversent la colonne. Le tableau 3.2 présente la position de la section moyenne qui a servi pour le calcul de la courbure. Quant aux moments, ils sont calculés comme étant la multiplication entre la force appliquée en tête de poteau par le bras de levier, soit la distance entre la base du poteau et le point d'application de la force latérale, deux mètres (2000 mm) pour le présent mémoire. Pour éviter un manque de symétrie, on pré-

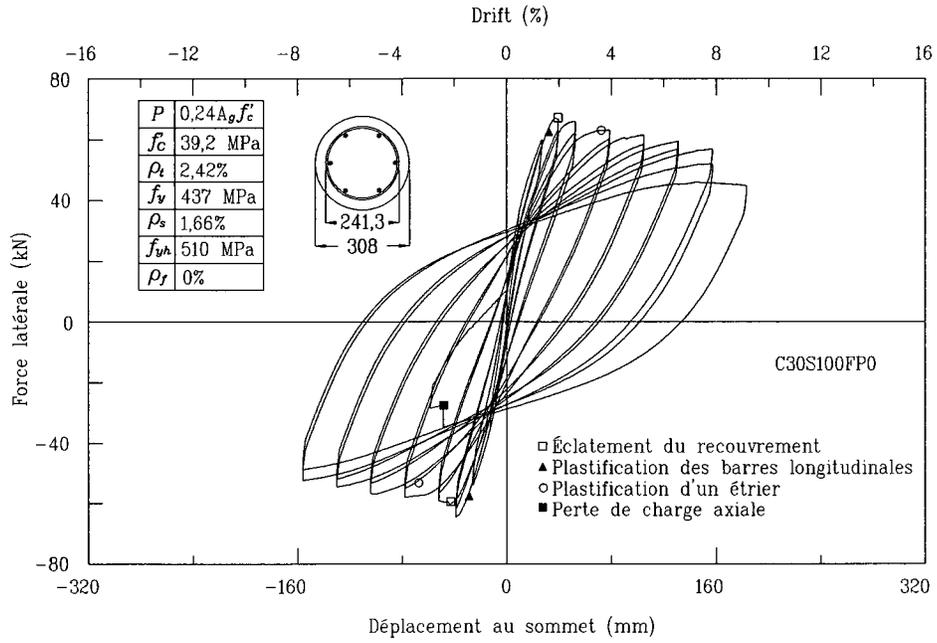


Figure 3.2 – Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S100FP0

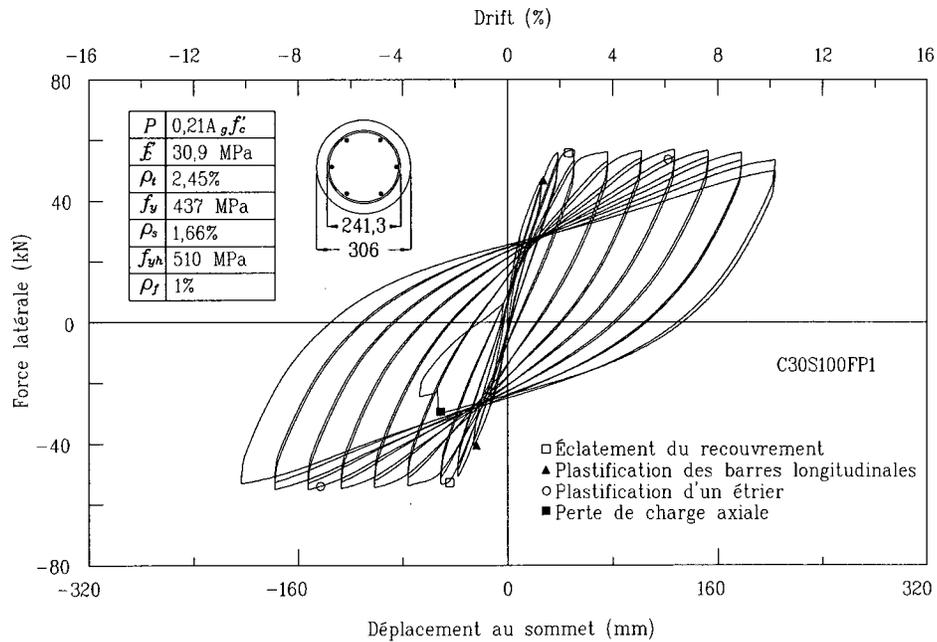


Figure 3.3 – Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S100FP1

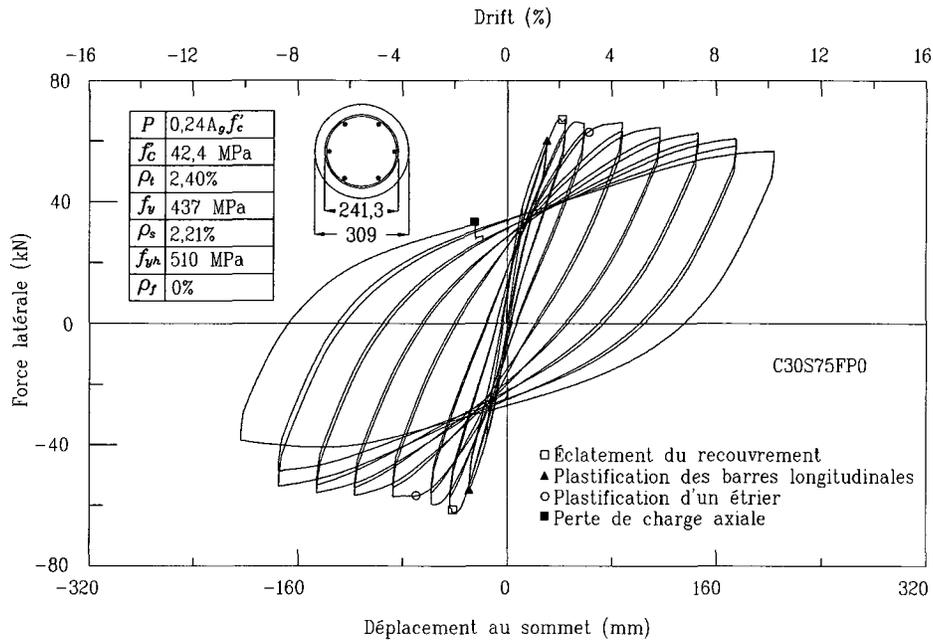


Figure 3.4 – Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S75FP0

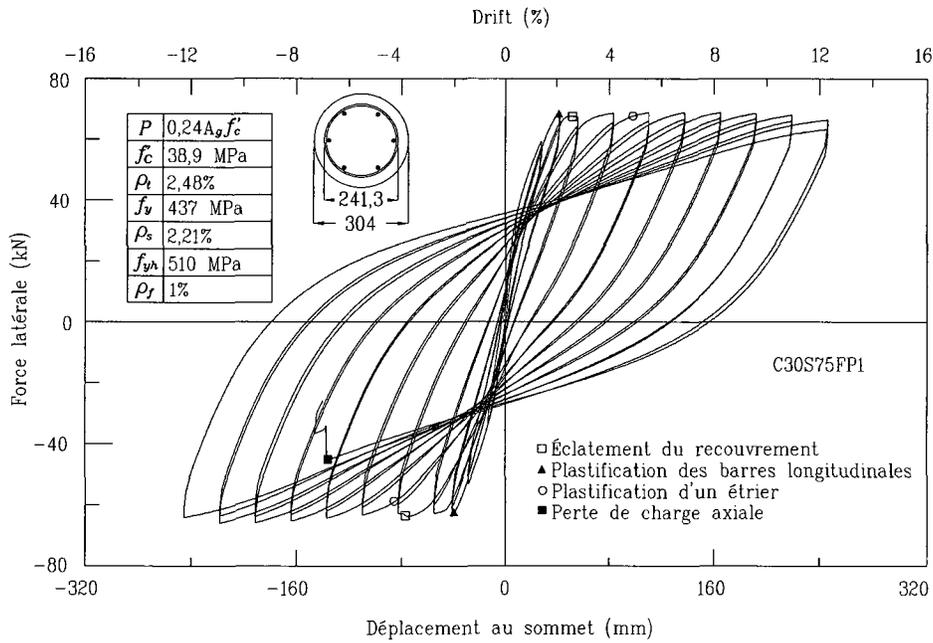


Figure 3.5 – Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S75FP1

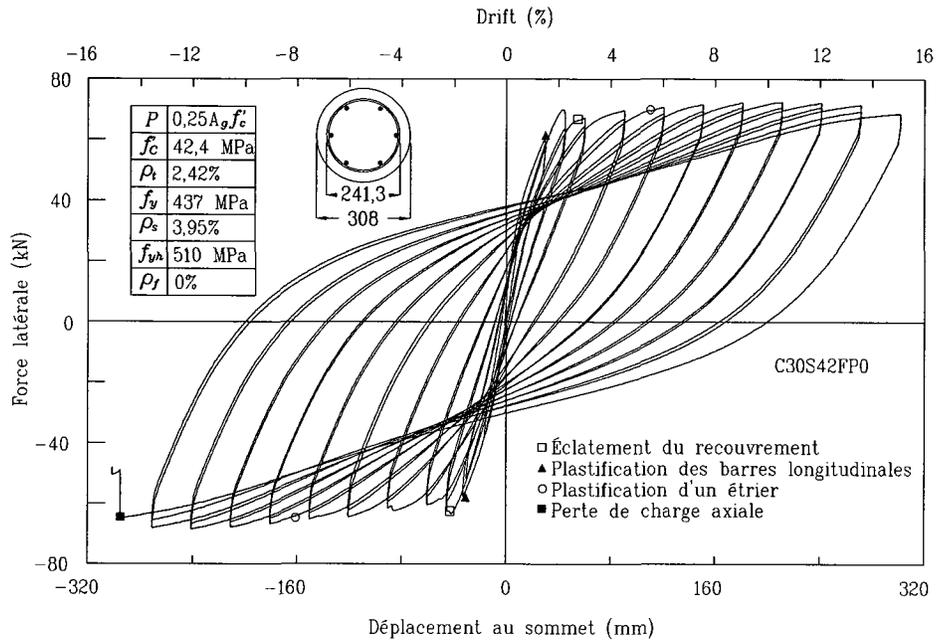


Figure 3.6 – Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S42FP0

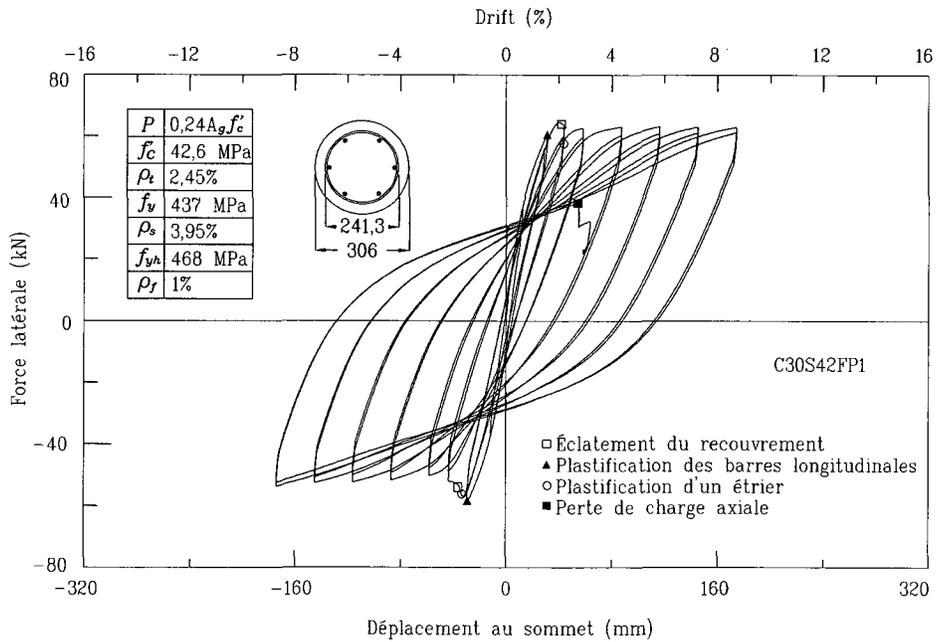


Figure 3.7 – Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S42FP1

sente la courbe enveloppe moyenne (courbure côté est et courbure côté ouest) de chaque poteau. Ces courbes montrent un gain important du poteau C30S75FP1 par rapport au poteau C30S75FP0 (figures 3.11 et 3.10). Quant aux poteaux C30S42FP0 et C30S42FP1 (figures 3.12 et 3.13), ils montrent la conséquence du défaut du poteau C30S42FP1, soit que, contrairement à ce qui était attendu, la courbure du poteau C30S42FP1 est moindre que celle du poteau C30S42FP0 et ça, pour des raisons déjà expliquées.

Tableau 3.2 – Hauteur de mesure de la courbure

Spécimens	Hauteur* (mm)	Spécimens	Hauteur* (mm)
C30S100FP0	150	C30S100FP1	150
C30S75FP0	125	C30S75FP1	125
C30S42FP0	130	C30S42FP1	130

(*) Mesurées à partir de la partie supérieure de l'embase

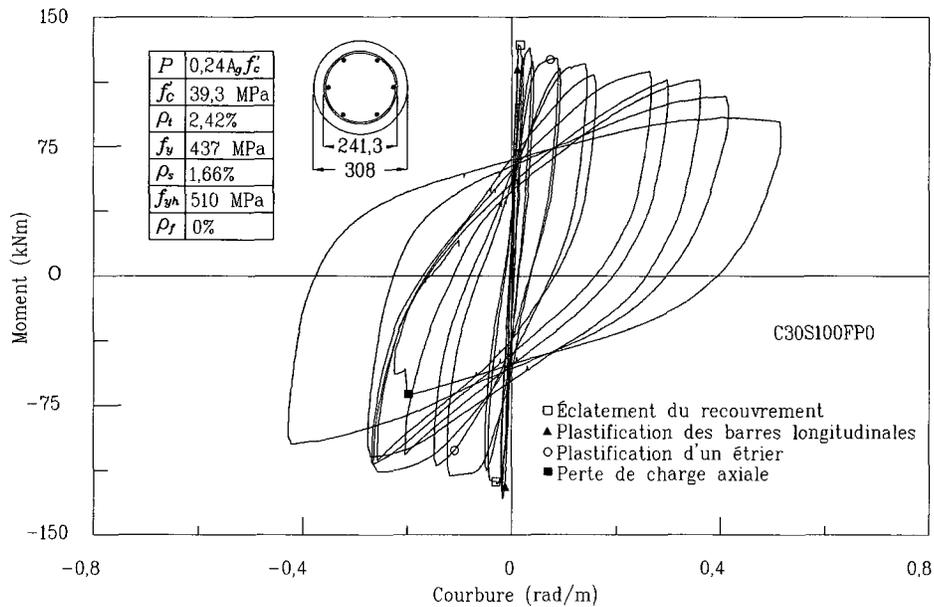


Figure 3.8 – Courbes moment vs courbure pour C30S100FP0

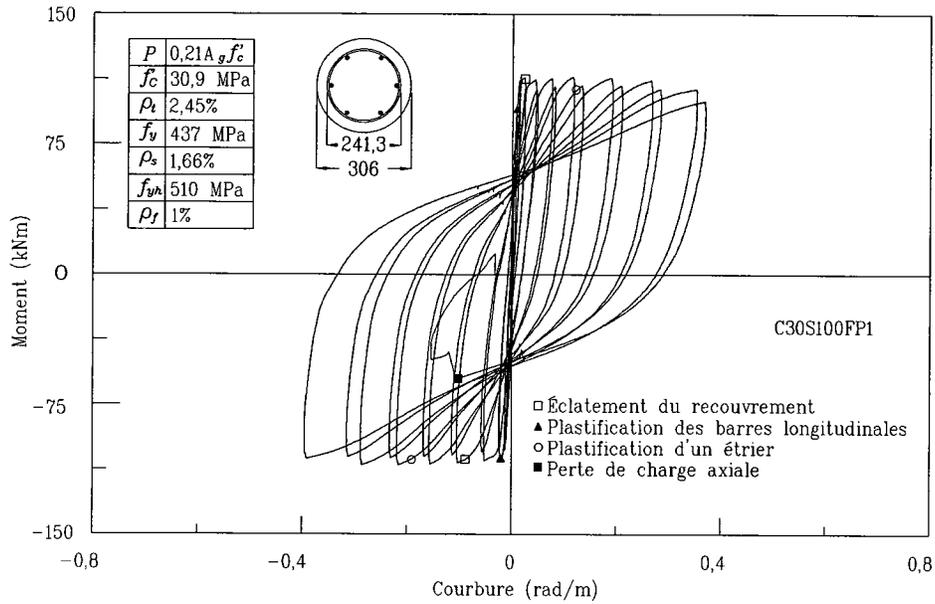


Figure 3.9 – Courbes moment vs courbure pour C30S100FP1

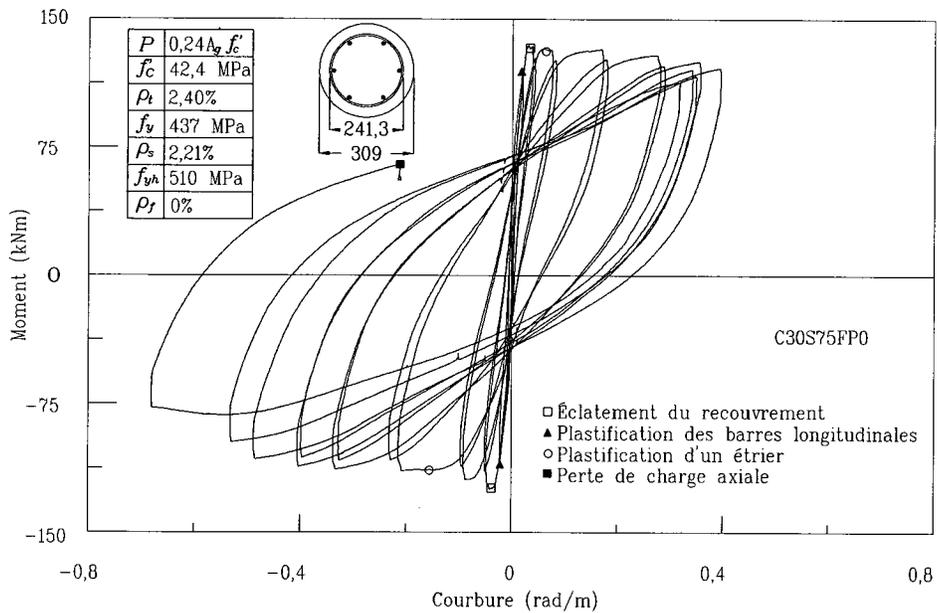


Figure 3.10 – Courbes moment vs courbure pour C30S75FP0

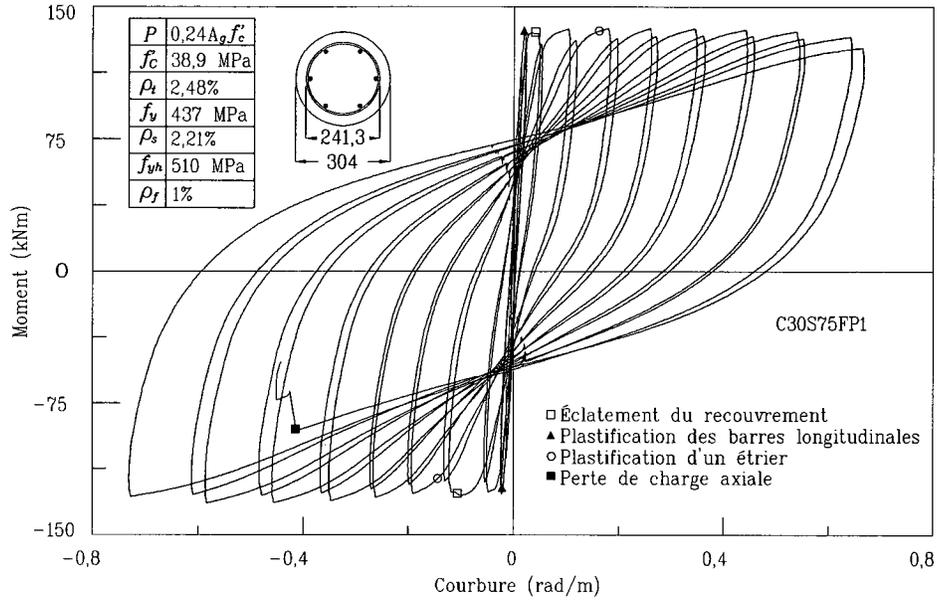


Figure 3.11 – Courbes moment vs courbure pour C30S75FP1

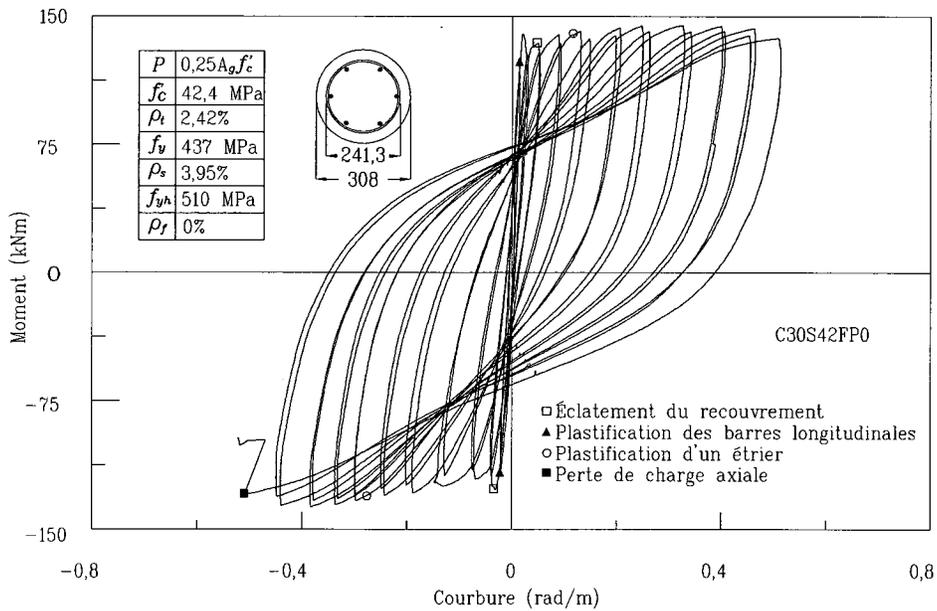


Figure 3.12 – Courbes moment vs courbure pour C30S42FP0

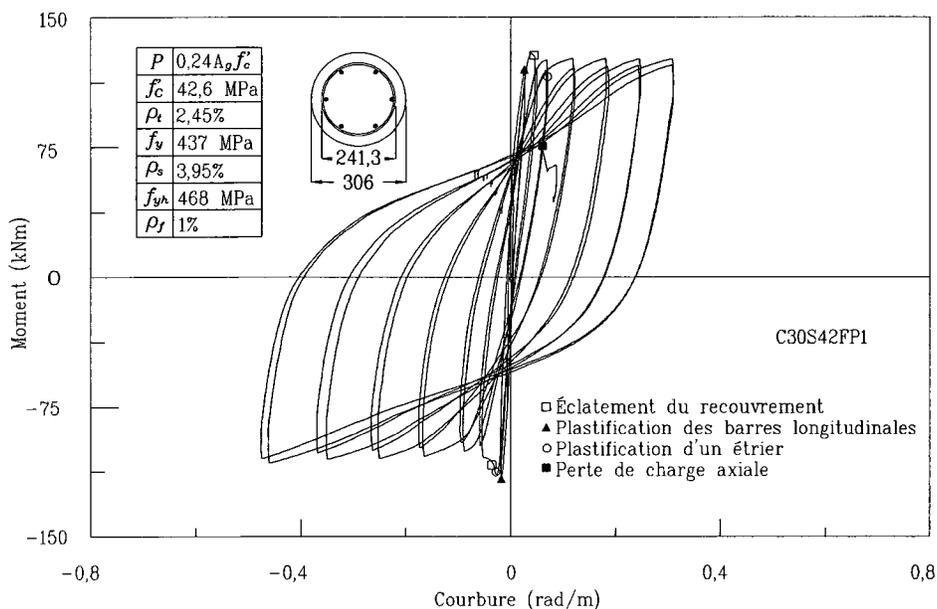


Figure 3.13 – Courbes moment vs courbure pour C30S42FP1

3.4 Indicateurs de comportement

3.4.1 Indicateurs de ductilité

Sur le tableau 3.4 nous trouvons les ductilités structurales et sectionnelles des poteaux. Ces dernières ont été calculées en utilisant les courbes idéalisées tel que suggérées par Park (1989) qui ont été présentées à la sous-section 1.2. La base de ce modèle est la courbe enveloppe. Pour ce faire, nous utilisons les courbes des forces latérale-déplacement et de moment-courbure, en suite, nous trouvons, pour la partie ascendante, la moyenne des premières cycles. Pour la partie post-pic, nous utilisons la moyenne des deuxièmes cycles (de tous les cycles). Le tableau 3.3 présente les points qui définissent les courbes idéalisées pour tous les poteaux, tant pour la relation force-déplacement que pour la relation moment-courbure.

Sur les figures 3.14 et 3.15 nous avons mis à part, à titre d'exemple, les résultats de la courbe enveloppe moyenne et la courbe idéalisée pour le poteau C30S100FP0, tant pour la relation force-déplacement que pour la relation moment-courbure.

Il existe un autre indicateur qui représente la valeur de la déviation relative (tableau 3.4).

Tableau 3.3 – Points pour les courbes idéalisées

Spécimens	H'_{max} (kN)	Δ_{yI} (mm)	H_2 (mm)	Δ_2 (mm)	M_{max} (kNm)	ϕ_{yI} (rad/m)	H_2 (mm)	ϕ_2 (rad/m)
C30S100FP0	61,6	23,5	48,5	162,9	123,2	0,0102	92,4	0,4426
C30S100FP1	53,5	27,3	55,4	203,7	101,5	0,0073	110,9	0,3730
C30S75FP0	59,8	24,4	53,5	202,9	115,9	0,0137	111,1	0,4990
C30S75FP1	62,7	26,9	63,6	244,8	125,5	0,0130	126,7	0,6870
C30S42FP0	60,8	28,3	71,3	301,4	121,7	0,0125	141,1	0,5170
C30S42FP1	59,0	21,9	48,7	159,4	107,2	0,0115	107,7	0,3724

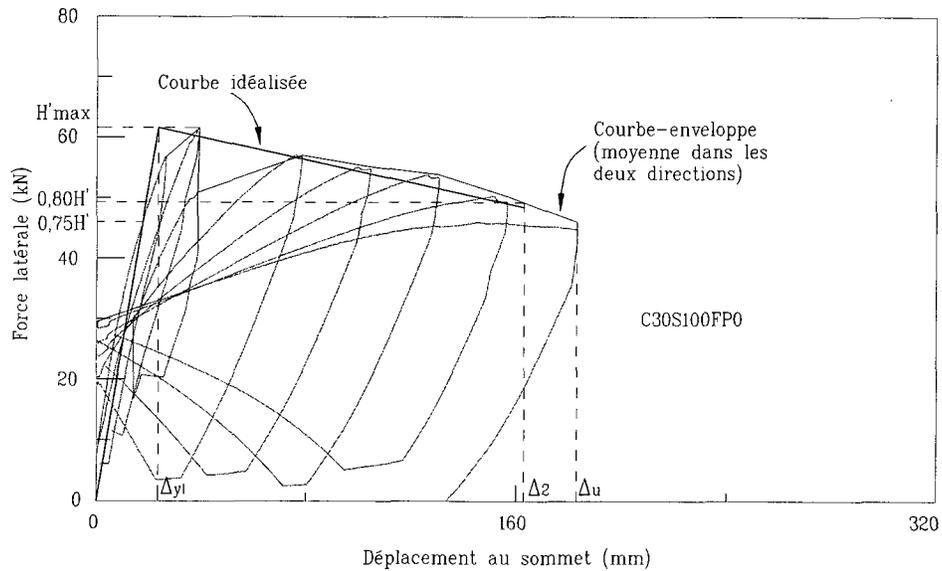


Figure 3.14 – Courbes idéalisées déplacement en tête vs force latérale pour C30S100FP0

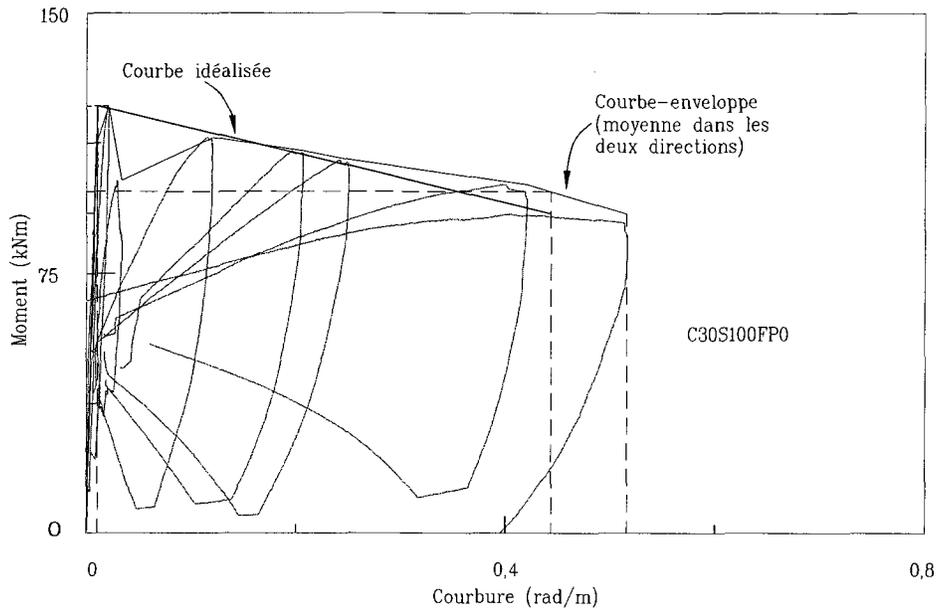


Figure 3.15 – Courbes idéalisées moment vs courbure pour C30S100FP0

Il n'est directement pas lié à la ductilité, mais une comparaison des poteaux identiques peut nous donner une autre idée de la ductilité :

$$\delta_{\theta i} = \frac{\Delta_i}{l_i} \quad (3.1)$$

où l_i est la hauteur libre entre les étages d'un bâtiment qui dans le cas des poteaux testés est la distance entre le point d'application de la charge et l'interface poteau-embase soit 2000 mm, et Δ_i est la différence de déplacement entre les deux étages en considération, dans le cas des deux poteaux, elle revient au déplacement en tête du poteau. Il tient compte à la fois du comportement élastique et du comportement inélastique.

Dans les cas des bâtiments, pour les éléments non structuraux, on utilise sa valeur ultime Δ_{ui} , donc on peut l'exprimer de la façon suivante :

$$\delta_{\theta u} = \frac{\Delta_{ui}}{l_i} \quad (3.2)$$

En général, une déviation relative $\geq 4\%$ représente un bon comportement ductile. Nous

Tableau 3.4 – Ductilités structurale et sectionnelle et déviation relative

Spécimens	Δ_{yI} (mm)	Δ_2 (mm)	ϕ_{yI} (rad/m)	ϕ_2 (rad/m)	μ_Δ	μ_ϕ	Déviation relative
C30S100FP0	23,5	162,9	0,0102	0,4426	6,93	43,35	8,1 %
C30S100FP1	27,3	203,7	0,0073	0,3730	7,45	51,19	10,2 %
C30S75FP0	24,4	202,9	0,0137	0,4990	8,33	36,37	10,1 %
C30S75FP1	26,9	244,8	0,0130	0,6870	9,08	52,76	12,2 %
C30S42FP0	28,3	301,4	0,0125	0,5170	10,64	41,29	15,1 %
C30S42FP1	21,9	159,4	0,0115	0,3724	7,28	32,35	8,0 %

pouvons donc constater que les six poteaux ont suivi un comportement ductile.

Effet de la quantité volumique de l'acier de confinement

À fin d'évaluer l'influence de la quantité volumique d'acier de confinement, tout autre paramètre restant égal ou presque égal par ailleurs (notamment le taux de charge axiale et la limite élastique des armatures transversales), trois espacements seront utilisés et ce pour les spécimens sans fibre que pour les spécimens avec 1% de fibre de polypropylène/polyéthylène. Les résultats des comparaisons sur tous les poteaux sont reportés au tableau 3.5. En ce qui concerne la ductilité structurale, nous pouvons apprécier que l'augmentation de l'armature transversale augmente la ductilité (sauf pour le poteau C30S42FP1 qu'un plus du problème plusieurs fois mentionné, a été le seul à avoir une limite élastique des aciers transversaux de 468 MPa, tous les autres poteaux étant faites avec des aciers transversaux de 510 MPa de limite élastique). Quant à la ductilité sectionnelle, les résultats ne sont pas assez marqués. La déviation relative, quant à elle, a montré la même tendance que celle de la ductilité structurale, c'est-à-dire, à un plus grand confinement transversal, un plus grand pourcentage de la déviation relative. Sur la ductilité structurale, le gain est de 16,8% entre C30S100FP0 et C30S75FP0, de 21,7% entre C30S75FP0 et C30S42FP0, et de 18,0% entre C30S100FP1 et C30S75FP1.

3.4.2 Indicateurs énergétiques

D'un autre côté, la capacité de dissipation d'énergie dicte le comportement sismique d'un élément. Plus un élément est doté d'une grande capacité de dissipation d'énergie, plus son comportement sismique est favorable puisqu'il doit alors moins se déformer pour dissiper l'énergie introduite par le séisme. À déformation égale, le séisme supporté est donc d'autant

Tableau 3.5 – Influence de la quantité d’armatures de confinement sur les ductilités et sur la déviation relative

Spécimens	μ_{Δ}	μ_{ϕ}	Déviaton relative	Δ_{yI} (mm)	Δ_2 (mm)	ϕ_{yI} (rad/m)	ϕ_2 (rad/m)
C30S100FP0	6,93	43,35	8,1 %	23,5	162,9	0,0102	0,4426
C30S75FP0	8,33	36,37	10,1 %	24,4	202,9	0,0137	0,4990
C30S42FP0	10,64	41,29	15,1 %	28,3	301,4	0,0125	0,5170
C30S100FP1	7,45	51,19	10,2 %	27,3	203,7	0,0073	0,3730
C30S75FP1	9,08	52,76	12,2 %	26,9	244,8	0,0130	0,6870
C30S42FP1	7,28	32,35	8,0 %	21,9	159,4	0,0115	0,3724

plus grand que la capacité de dissipation d’énergie est grande (et ipso facto la ductilité). L’énergie cyclique représente donc la mesure de l’énergie dissipée lors de la déformation inélastique au cours des cycles. La figure 3.16 représente un exemple où un seul cycle est pris à part et représenté. Ainsi, l’aire ombragée sous la courbe représente l’énergie cyclique E_i (énergie inélastique) et c’est la somme de toutes les aires sous la courbe pour chaque cycle qui donnera l’énergie cyclique totale, à savoir :

$$E_i = \oint H' d\Delta \quad (3.3)$$

$$E_{hyst} = \sum_{i=1}^n E_i \quad (3.4)$$

où n est le nombre de cycles jusqu’à la rupture.

Cet indicateur énergétique donne une valeur absolue qui rend difficile la comparaison des poteaux entre eux étant donné le type de courbe cyclique obtenue. Bien que deux poteaux n’aient pas la même énergie hystérétique, cela ne veut pas signifier qu’ils ne se comporteront pas de façon similaire lors d’un événement sismique. Il s’agit alors de normaliser l’énergie cyclique en tenant compte du ratio capacité du poteau vs déplacement élastique :

$$E_N = \frac{1}{H'_{max} \Delta_{yI}} \sum_{i=1}^n E_i \quad (3.5)$$

Ainsi, grâce à l’énergie cyclique normalisée (E_N), il est possible de dégager une tendance en comparant les valeurs relatives des poteaux.

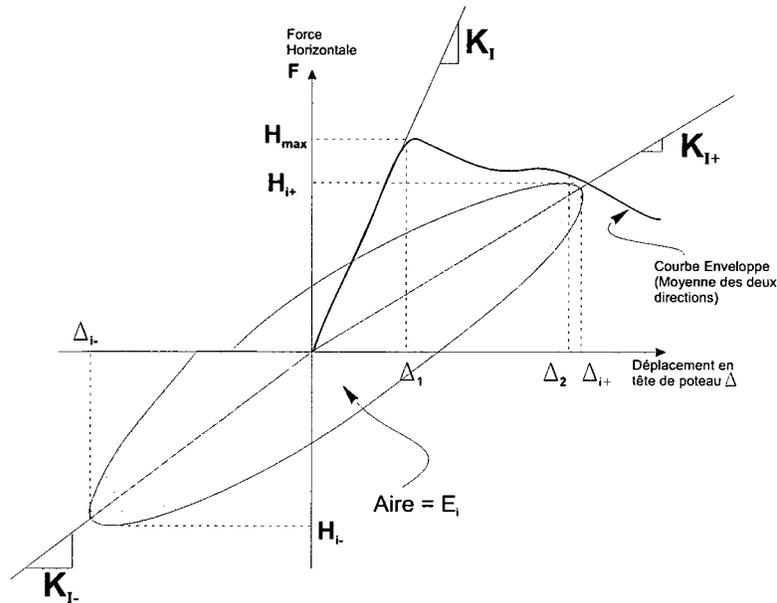


Figure 3.16 – Aire sous la courbe servant à déterminer l'énergie dissipée par cycle pour la force horizontale vs déplacement (source St-Georges, 2006)

3.4.3 Indicateurs d'endommagement

Le premier indice d'endommagement que nous allons présenter c'est l'indice de travail I_W proposé par GOSAIN ET COLL., (1977). Cet indicateur se veut une variable pouvant donner une valeur de niveau d'endommagement des poteaux, il prend en considération seulement les maximums de chaque cycle. Il est une combinaison de l'énergie hystérétique cyclique, de la force latérale ainsi que des déplacements mesurés. Il s'exprime par la relation entre la somme des forces et des déplacements maximaux à la fin de chaque cycle, sur la somme de la force et du déplacement en bout des cycles.

$$I_W = \frac{1}{H_{max} \Delta_{yl}} \sum_{i=1}^n H'_i \Delta_i \quad (3.6)$$

Une nuance doit toutefois être apportée concernant les valeurs de travail ci-haut. D'après GOSAIN ET COLL., (1977), lorsque les poteaux comparés ont des chargements différents, cet indice ne représente pas un bon indicateur de l'énergie dissipée. Ainsi, un poteau ayant subi 2 cycles à 10 fois le déplacement élastique démontrera le même indice de travail qu'un poteau ayant subi 4 cycles à 5 fois le déplacement élastique. Nos poteaux subissent les

mêmes types de chargement. Cela étant dit, il demeure très pertinent pour comparer les colonnes entre elles.

Le deuxième indice d'endommagement est celui proposé par EHSANI ET COLL., (1990). Ils proposent l'utilisation d'un indice énergétique normalisé D_{EW} . La normalisation étant faite par rapport à $H'_{max}\Delta_{yI}$. Cet indice est le même indice I_E qui avait été proposé par HWANG ET COLL., (1984). K_i représente la rigidité sécante et Δ_i les déplacements maximums à chaque cycle (fig.1.3a). Cette rigidité décroît et est la représentation de la progression de l'endommagement (Mécanique de l'endommagement, Mazars, 1984).

$$D_{EW} = \frac{1}{H'_{max}\Delta_{yI}} \sum_{i=1}^n E_i \left(\frac{K_i}{K_{yI}} \right) \left(\frac{\Delta_i}{\Delta_{yI}} \right)^2 \quad (3.7)$$

Les valeurs des indicateurs énergétiques et d'endommagement obtenues des essais pour chaque poteau sont présentées au tableau 3.6.

Tableau 3.6 – Indicateurs énergétiques et d'endommagement

Spécimens	E_{hyst} (J)	E_N	I_W	D_{EW}	Cycle atteint
C30S100FP0	95628	66,0	29,5	320	2 ^e à $7\Delta_y$
C30S100FP1	120807	87,1	37,7	523	2 ^e à $8\Delta_y$
C30S75FP0	118124	81,1	33,8	460	1 ^{er} à $7\Delta_y$
C30S75FP1	206916	122,3	49,5	871	2 ^e à $9\Delta_y$
C30S42FP0	279906	162,4	67,6	1399	1 ^{er} à $10\Delta_y$
C30S42FP1	107855	83,5	31,4	488	1 ^{er} à $7\Delta_y$

Influence du volume de fibres sur les indicateurs énergétiques et d'endommagement

La comparaison par paires de poteaux permet de voir l'influence de l'ajout de fibres dans la matrice de béton (tout en conservant la même quantité d'acier transversal). Le tableau 3.6 montre l'effet bénéfique de l'ajout de fibres sur tous les indicateurs (soustraire les résultats du poteau C30S42FP1).

Il est aussi possible de faire l'illustration de l'endommagement interne des poteaux à travers les mesures effectuées par les jauges de déformations sur les barres longitudinales,

permettant ainsi de tracer des courbes illustrant et expliquant le comportement perçu à l'extérieur. Ces courbes sont communément appelées $X-\phi$. Nous allons présenter ce comportement à la sous-section 3.7.

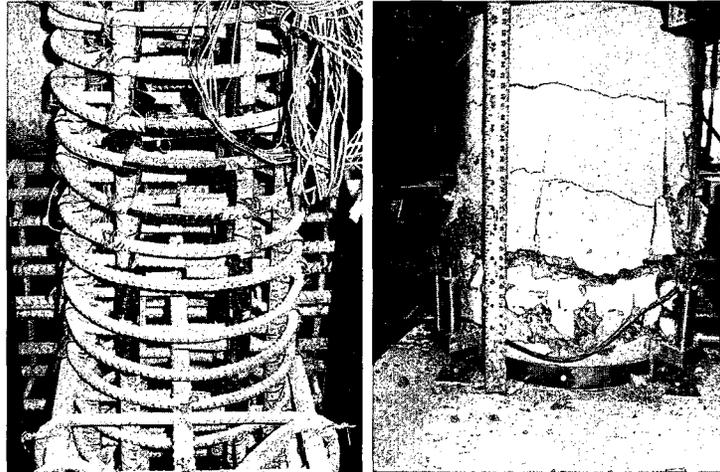


Figure 3.17 – Cage d'armature des poteaux C30S42FP0 et C30S42FP1. Tiges et défaut du poteau C30S42FP1

La figure 3.17 montre l'armature transversale utilisée pour les poteaux C30S42FP0 et C30S42FP1 (42 mm d'espacement) en plus des tiges utilisées pour mesurer la courbure et qui traversent les poteaux à travers les étriers. Nous devons expliquer que tant pour le poteau C30S42FP0 sans fibre que pour le poteau C30S42FP1 avec 1% de fibres, la mise en place du béton a été très difficile même si nous les avons vibré un peu plus. C'est pourquoi, à l'endroit de jonctions des étriers, des crochets et des tiges, soit à l'endroit même de la rotule plastique, le poteau C30S42FP0 a eu une légère ségrégation. En ce qui a trait au poteau C30S42FP1, la situation a été accentuée puisqu'il contient comme élément additionnel de la fibre. En conséquence une ségrégation plus évidente a été obtenue. De façon que presque tous les indicateurs du poteau C30S42FP1, tant de ductilité que d'endommagement, ont été affectés.

Additionnellement, nous allons présenter trois indices de confinement, l'indice I_c , l'indice I_k et l'indice I_e tel que définis dans les équations suivantes :

$$I_c = \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (3.8)$$

Dans l'équation (3.8), ρ_s désigne la quantité volumique d'acier transversal, f_{yh} la limite élastique de l'acier transversal (≤ 500 MPa), et f'_c la résistance en compression du béton.

L'indice I_k a été proposé par [PAULTRE ET COL., 2006]. Son expression est :

$$I_k = \frac{I_c}{k_p} \quad (3.9)$$

où k_p est définie dans la Norme canadienne comme étant $\frac{P}{P_o}$ et $P_o = 0,85(A_g - A_{st})f'_c + A_{st}f_y$.

L'indice de confinement effective I_e , est :

$$I_e = \frac{f_{le}}{f'_c} \quad (3.10)$$

où f_{le} est la pression de confinement au pic du béton confiné. Dans cette dernière équation, qui a été premièrement proposée par [CUSSON ET PAULTRE, 1993] et postérieurement modifiée par [LÉGERON ET PAULTRE, 1998], la pression de confinement est la contrainte radiale appliquée par les armatures transversales sur le noyau de béton confiné.

Dans le tableau suivant, nous pouvons observer les valeurs de ces indices.

Tableau 3.7 – Indices de confinement

Spécimens	I_c	k_p	I_k	I_e	f'_c	ρ_s	f_{yh}	μ_Δ	μ_ϕ	E_N	I_W	D_{EW}
C30S100FP0	0,21	0,22	0,96	0,072	39,2	1,66	510	6,93	43,35	66,0	29,5	320
C30S75FP0	0,26	0,22	1,16	0,103	42,4	2,21	510	8,33	36,37	81,1	33,8	460
C30S42FP0	0,47	0,23	2,01	0,215	42,4	3,95	510	10,64	41,29	162,4	67,6	1399
C30S100FP1	0,27	0,17	1,53	0,094	31,0	1,66	510	7,45	51,19	87,1	37,7	523
C30S75FP1	0,28	0,21	1,33	0,113	38,9	2,21	510	9,08	52,76	122,3	49,5	871
C30S42FP1	0,41	0,22	1,86	0,187	44,6	3,95	468	7,28	32,35	83,5	31,4	488

Influence des indices de confinement

Du tableau 3.7 nous pouvons observer l'effet du volume d'acier transversale sur le confinement des poteaux. Nous pouvons noter qu'entre les poteaux C30S100 et les poteaux

C30S75 il n'y a pas une grande différence, tandis qu'entre les poteaux C30S42 par rapport aux poteaux C30S75 la différence entre les indices de confinement respectifs a presque doublée. Si l'on observe séparément les séries des poteaux sans fibres et ceux avec fibres, on observe que les trois indices de confinement reflètent bien le comportement ductile des poteaux observé pendant les test. Ces indices ne tient pas compte le volume de fibres dans la matrice de béton. Si on fait une comparaison par paires de poteaux avec la même quantité d'armature transversale (tableau 3.8), les indices de confinement des poteaux sans fibre sont les mêmes que ceux des poteaux fibrés. Pourtant, les indices de ductilité et énergétiques sont considérablement plus grands dans les poteaux avec fibres (en accord avec les résultats expérimentaux). L'indice de confinement effective du poteau C30S75 a passé de 1,16 pour le poteau sans fibre à 1,33 pour le poteau fibré, tandis que l'indice D_{EW} pour le même poteau a passé de 460 à 871. Il convient de s'assurer donc de l'adéquation de ces indices pour tenir compte l'utilisation de fibres dans la matrice de béton.

Tableau 3.8 – Influence des indices de confinement

Spécimens	I_c	k_p	I_k	I_e	f'_c	ρ_s	f_{yh}	μ_Δ	μ_ϕ	E_N	I_W	D_{EW}
C30S100FP0	0,21	0,22	0,96	0,072	39,2	1,66	510	6,93	43,35	66,0	29,5	320
C30S100FP1	0,27	0,17	1,53	0,094	31,0	1,66	510	7,45	51,19	87,1	37,7	523
C30S75FP0	0,26	0,22	1,16	0,103	42,4	2,21	510	8,33	36,37	81,1	33,8	460
C30S75FP1	0,28	0,21	1,33	0,113	38,9	2,21	510	9,08	52,76	122,3	49,5	871
C30S42FP0	0,47	0,23	2,01	0,215	42,4	3,95	510	10,64	41,29	162,4	67,6	1399
C30S42FP1	0,41	0,22	1,86	0,187	44,6	3,95	468	7,28	32,35	83,5	31,4	488

3.5 Sollicitation de l'acier tendu

En utilisant les valeurs enregistrées par les jauges collées sur les barres d'armature longitudinale en tension, on peut observer l'évolution des déformations dans ces barres. Les figures 3.18 à 3.23 permettent d'observer la concentration de l'endommagement autour de la rotule plastique au cours des cinq premiers cycles. On a observé cependant, que cette rotule est plus longue sur les spécimens dépourvus de fibres.

Sur ces figures (3.18 à 3.23) nous pouvons observer graphiquement l'effet de la fibres sur la sollicitation des barres longitudinales. Sur la figure 3.18, le poteau C30S100FP0 montre des valeurs de déformation deux fois et plus supérieurs à la déformation à la plastification, tandis que le poteau C30S100FP1 (figure 3.19) montre des valeurs de déforma-

tion autour de la valeur de plastification. On observe la même tendance pour les poteaux C30S75FP0 et C30S75FP1 (figures 3.20 et 3.21). Quant au résultats du poteau C30S42FP1 par rapport au poteau C30S42FP0, la tendance est inversée du à la perte de résistance du poteau C30S42FP1 au cycle $1,5\Delta_y$ causée par la ségrégation du béton autour des tiges posés pour soutenir les potentiomètres. Or, la manque de résistance a été reprise par les barres longitudinales et par les étriers.

Autre que le effet de la fibre sur la sollicitation des acier longitudinaux, si l'on observe seulement la série de poteaux sans fibre, par exemple, la plastification des barres longitudinales a une tendance à monter avec l'augmentation du confinement latéral, le poteau C30S100FP0 montre une concentration de la déformation jusqu'à 600 mm de hauteur, le poteau C30S75FP0 montre une concentration jusqu'à 800 mm de hauteur, et pour le poteau C30S42FP0 cette déformation va jusqu'à 900 mm de hauteur.

Il est aussi possible d'observer la pénétration de la plastification à l'intérieur de l'embase. Les figures illustrent aussi que généralement la plastification des barres longitudinales débute quand le déplacement à la tête de poteau atteint à $1,5\Delta_y$.

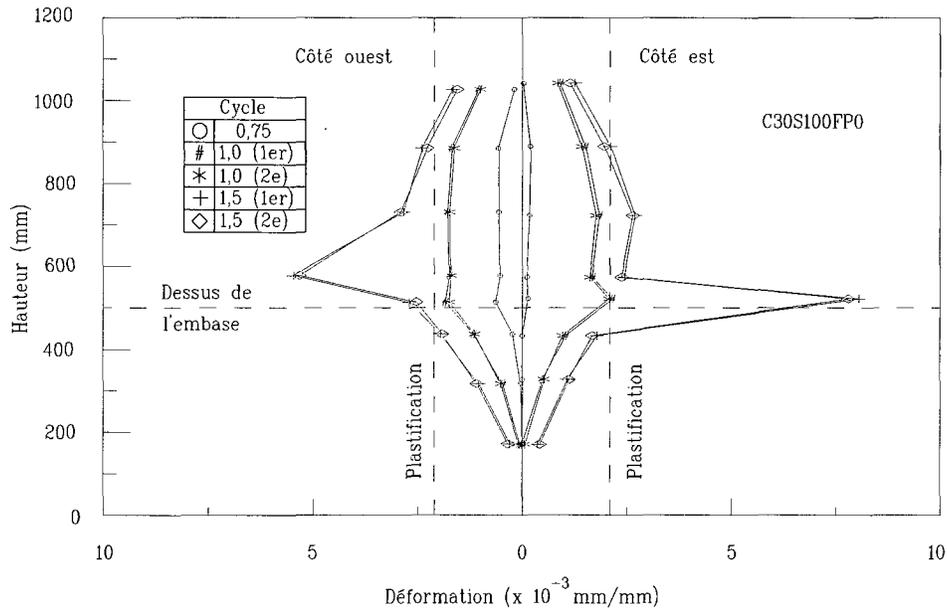


Figure 3.18 – Progression de la déformation pour le poteau C30S100FP0

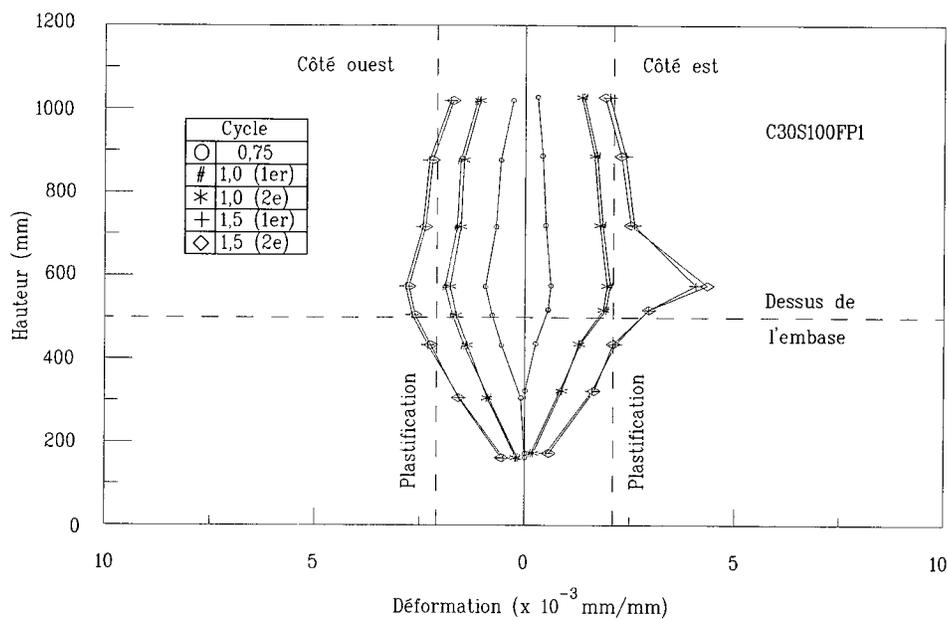


Figure 3.19 – Progression de la déformation pour le poteau C30S100FP1

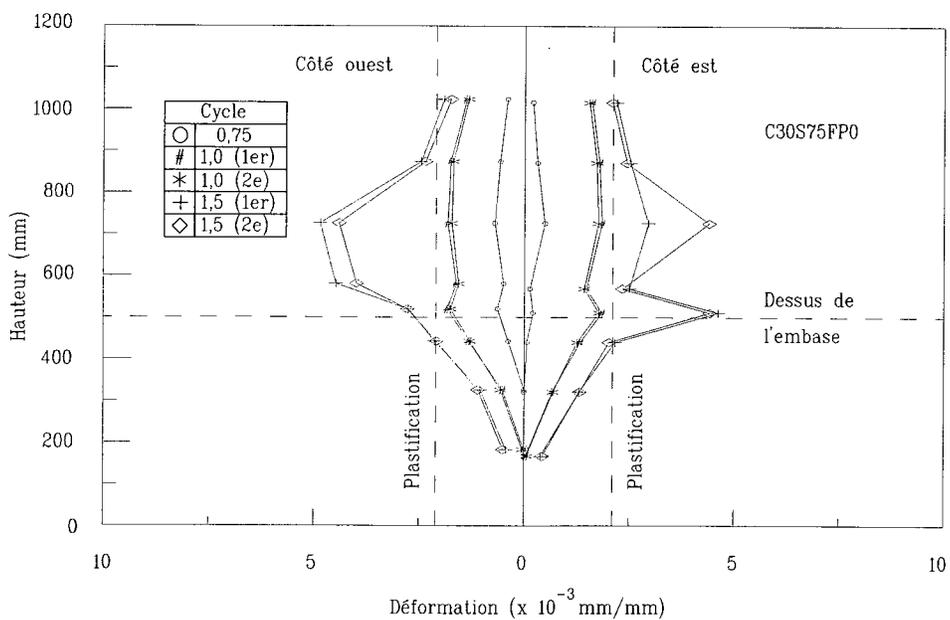


Figure 3.20 – Progression de la déformation pour le poteau C30S75FP0

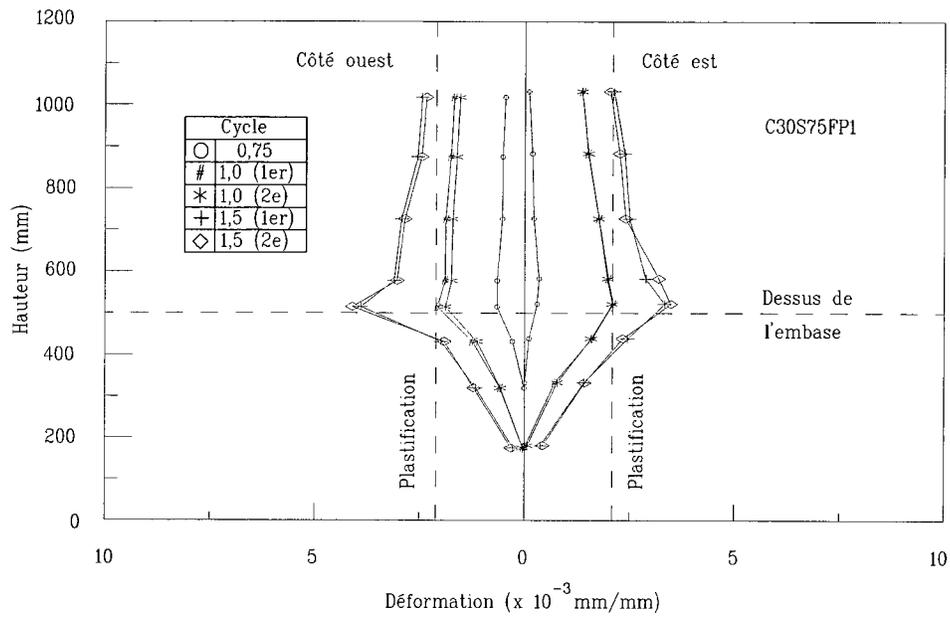


Figure 3.21 – Progression de la déformation pour le poteau C30S75FP1

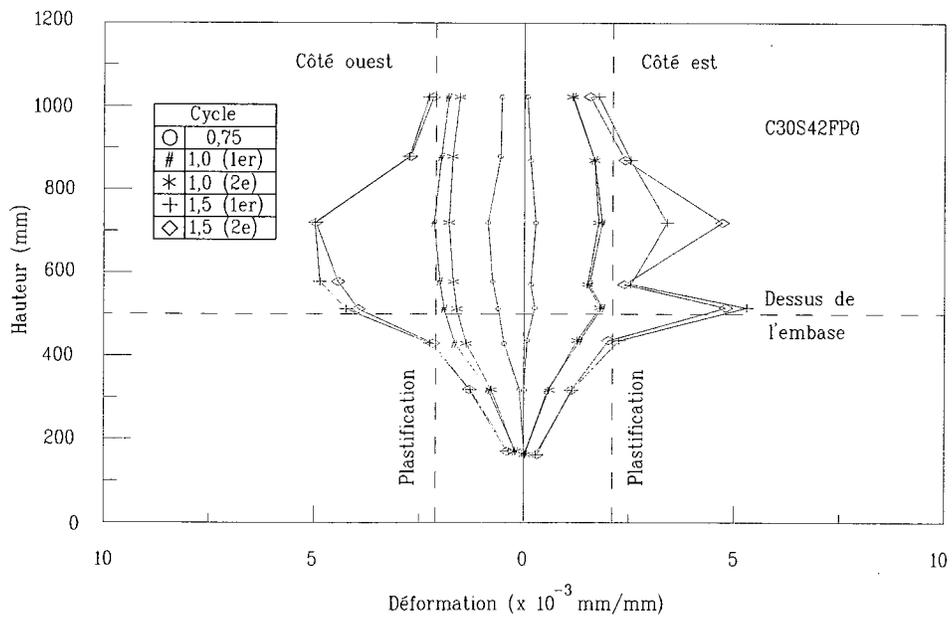


Figure 3.22 – Progression de la déformation pour le poteau C30S42FP0

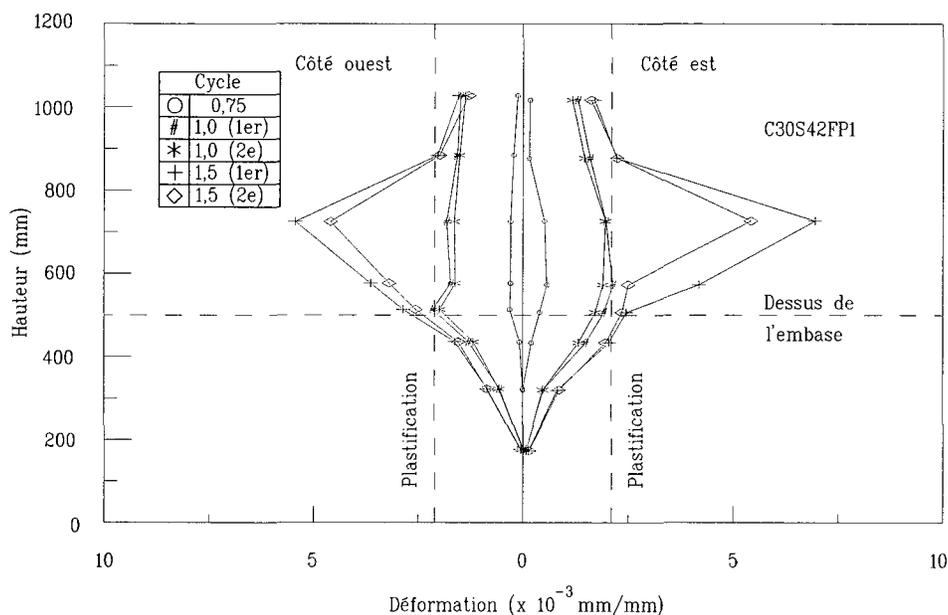


Figure 3.23 – Progression de la déformation pour le poteau C30S42FP1

3.6 Sollicitation des étriers

Nous avons mesuré la déformation provenant des jauges placées de chaque côté du poteau et au-dessus des trois étriers. Plus précisément, à l'intérieur de la zone de la rotule plastique. Sur les figures 3.24 à 3.29 nous pouvons observer la sollicitation sur chaque poteau. Les déformations unitaires mesurées dans les étriers peuvent atteindre plusieurs fois la déformation élastique.

3.7 Distribution de la courbure

3.7.1 Progression de la courbure (zone de rotule plastique)

Afin de trouver l'endroit où se produit la rotule plastique, on prend les lectures des jauges collées sur la barre tendue et celle en compression et on calcule la courbure à différentes sections. Ainsi, il est possible de tracer des graphiques représentant la valeur moyenne de la courbure pour chacun de ces niveaux. Nous avons calculé pour chaque section instrumentée par des jauges de déformation, la courbure moyenne à ce niveau (à l'intérieur de l'embase

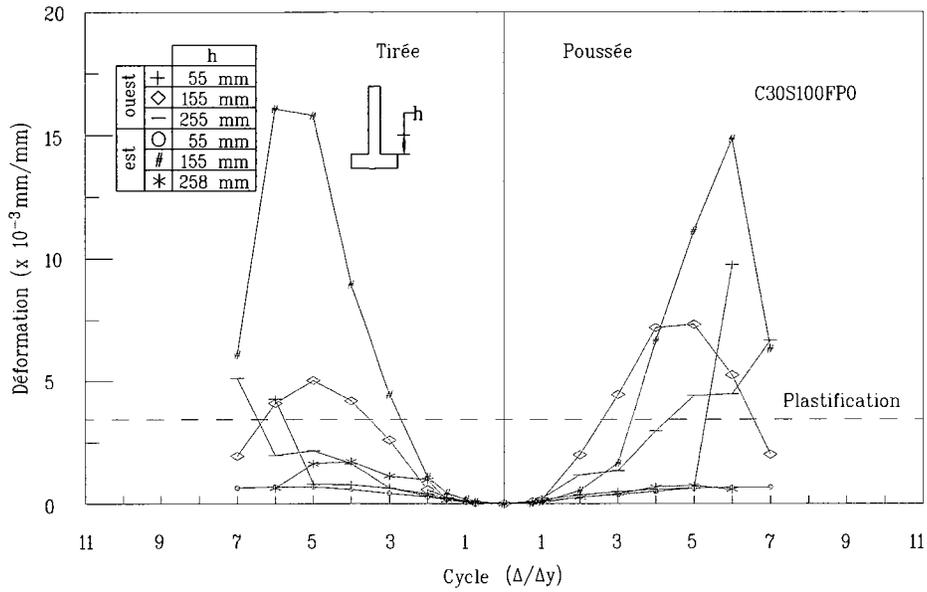


Figure 3.24 – Progression de la déformation dans les étriers pour le poteau C30S100FP0

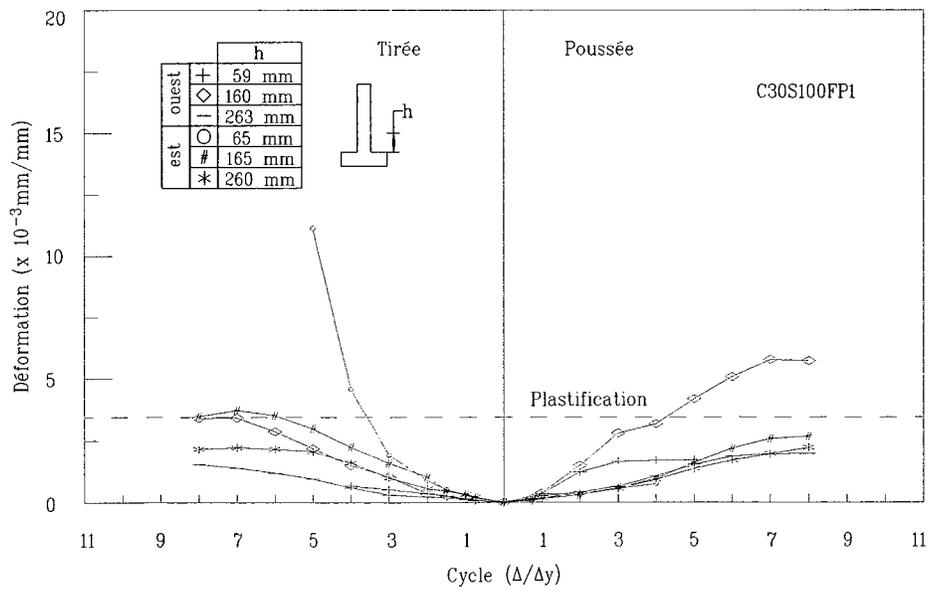


Figure 3.25 – Progression de la déformation dans les étriers pour le poteau C30S100FP1

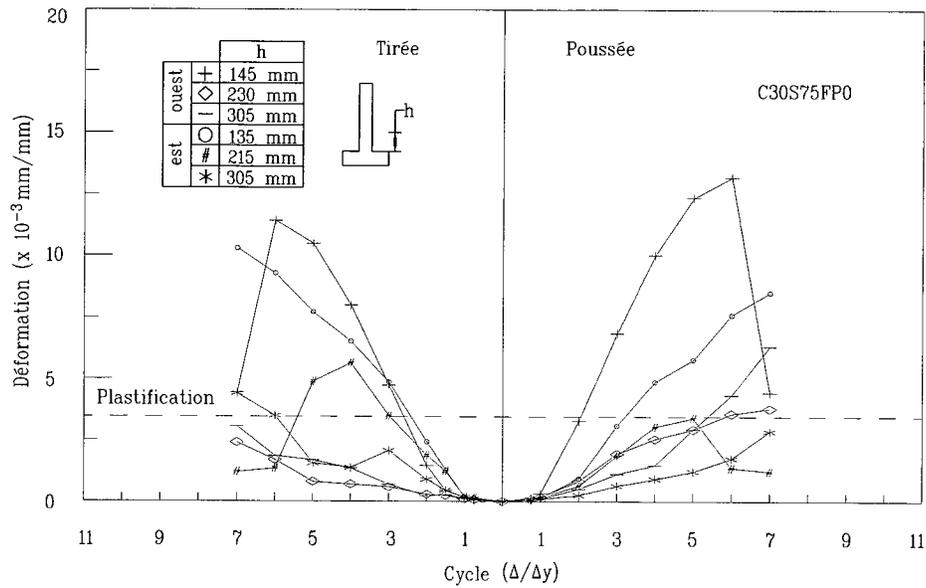


Figure 3.26 – Progression de la déformation dans les étriers pour le poteau C30S75FP0

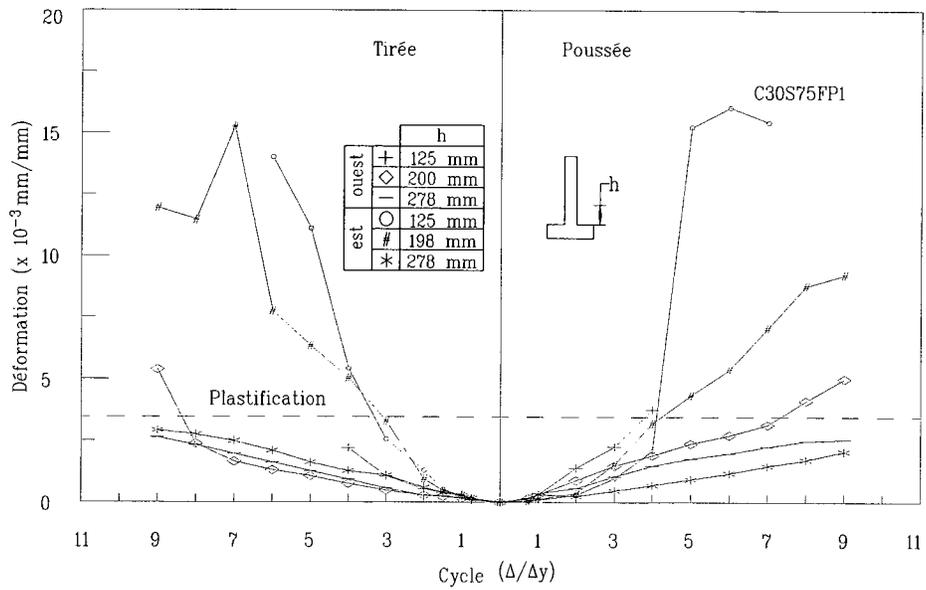


Figure 3.27 – Progression de la déformation dans les étriers pour le poteau C30S75FP1

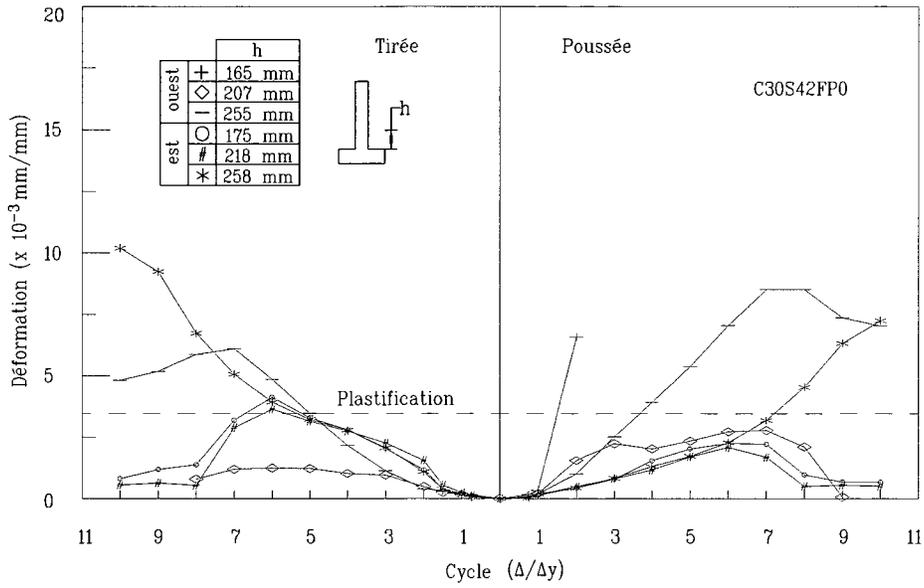


Figure 3.28 – Progression de la déformation dans les étriers pour le poteau C30S42FP0

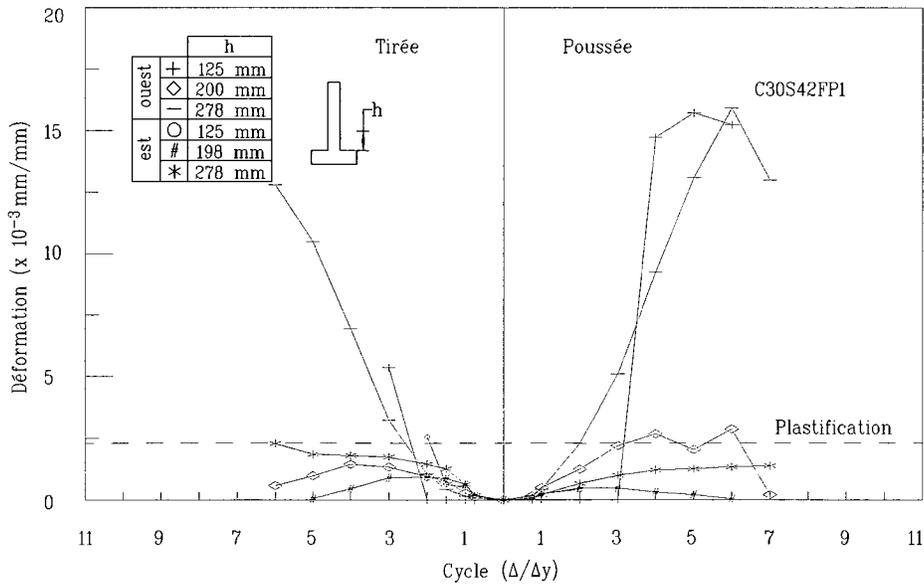


Figure 3.29 – Progression de la déformation dans les étriers pour le poteau C30S42FP1

nous n'avons que deux barres, donc il est possible de calculer une seule courbure). La courbure est calculée à l'aide des barres opposées comme le rapport de la différence des valeurs de déformation sur celles-ci et la distance horizontale les séparant. Sur les figures 3.30 à 3.35 nous pouvons observer l'évolution de la courbure sur les cinq premiers cycles. Pour les cycles subséquents, les déformations sont souvent trop importantes pour les jauges de déformations utilisées, empêchant la lecture des valeurs. L'absence de données est attribuée à la rupture des circuits, aux déconnexions et au décollement de la jauge de la barre principalement. On présente aussi la courbure élastique, ϕ_{yI} , c'est-à-dire la courbure à l'endroit où se produit la plastification des barres 20M qui sont en tension. Sur ces courbes, nous pouvons apprécier que l'endommagement apparaît très rapidement dès la plastification des barres longitudinales ou l'écrasement du béton de l'enrobage. Cette zone est bien délimitée tout au long de la rotule plastique. L'analyse de ces courbes permet de voir à quel point le confinement peut inhiber ou déplacer la formation de la rotule plastique.

Ce type de courbes permettent de localiser visuellement la zone où se produit la plastification des barres, le faïençage ou la perte d'enrobage de béton et incidemment, la zone de formation de la rotule plastique à la base du poteau.

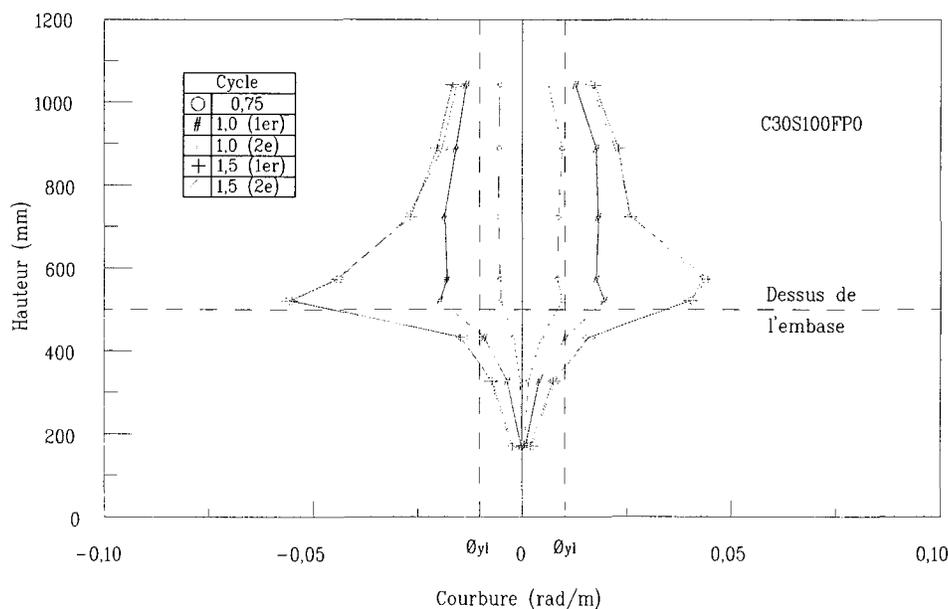


Figure 3.30 – Progression de la courbure pour le poteau C30S100FP0

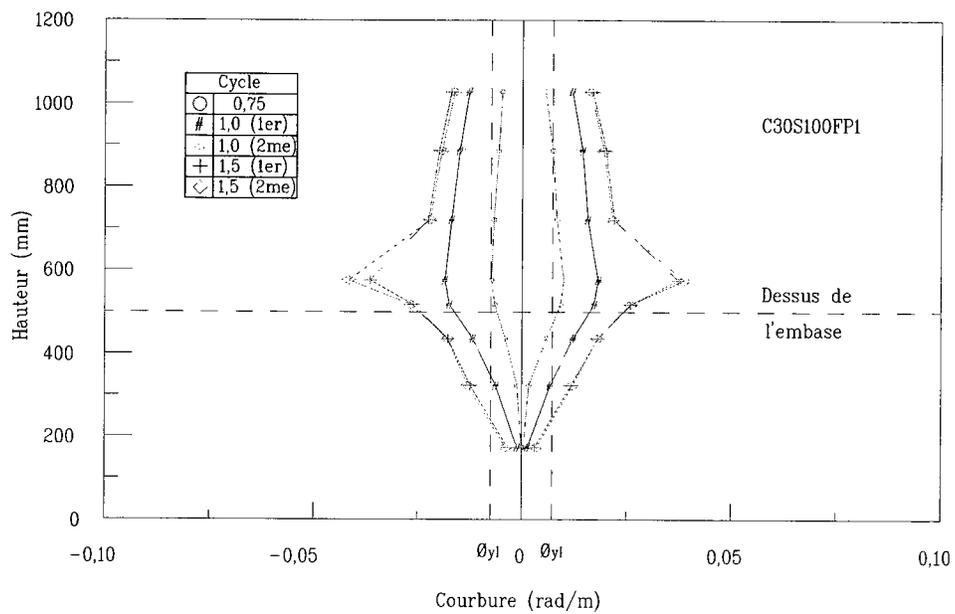


Figure 3.31 – Progression de la courbure pour le poteau C30S100FP1

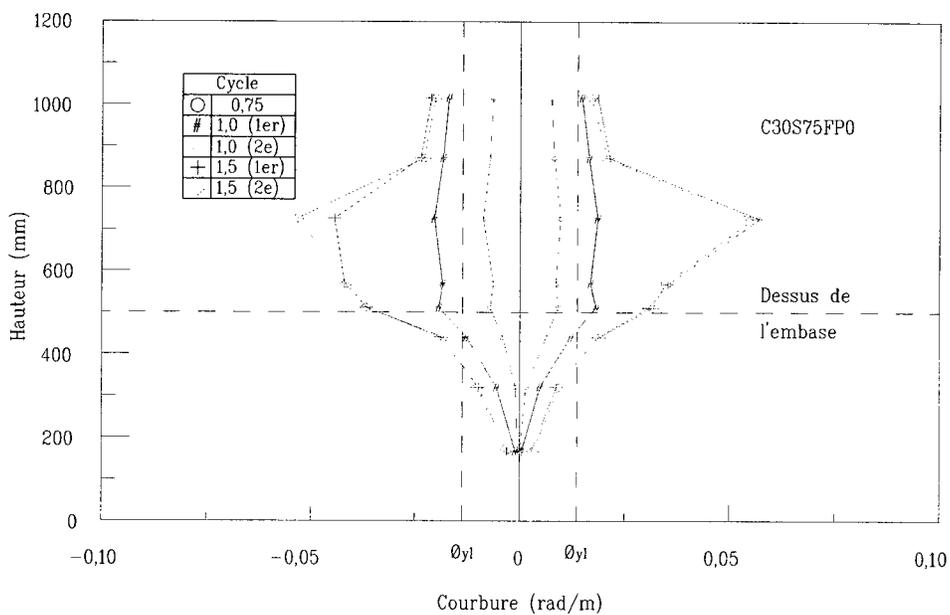


Figure 3.32 – Progression de la courbure pour le poteau C30S75FP0

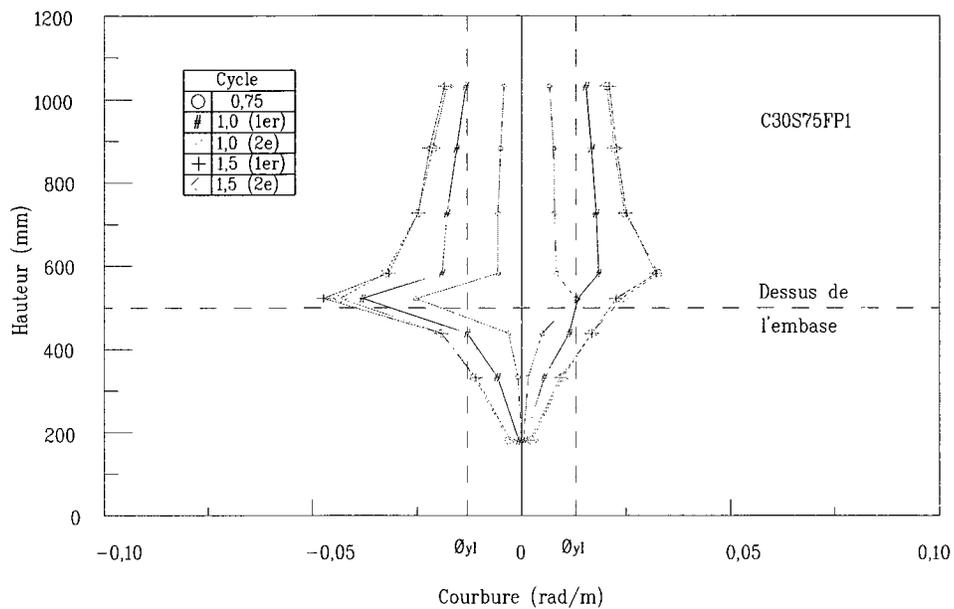


Figure 3.33 – Progression de la courbure pour le poteau C30S75FP1

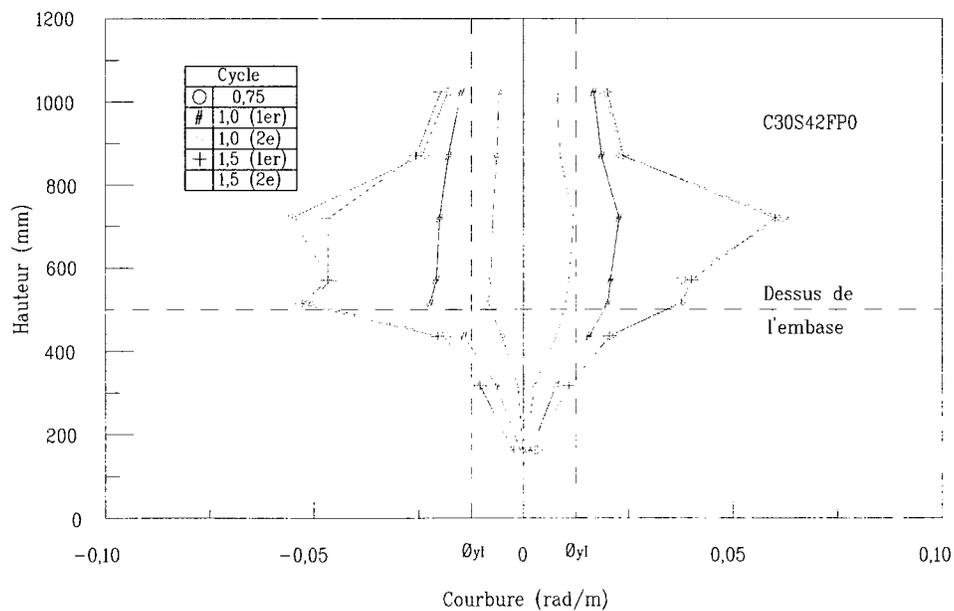


Figure 3.34 – Progression de la courbure pour le poteau C30S42FP0

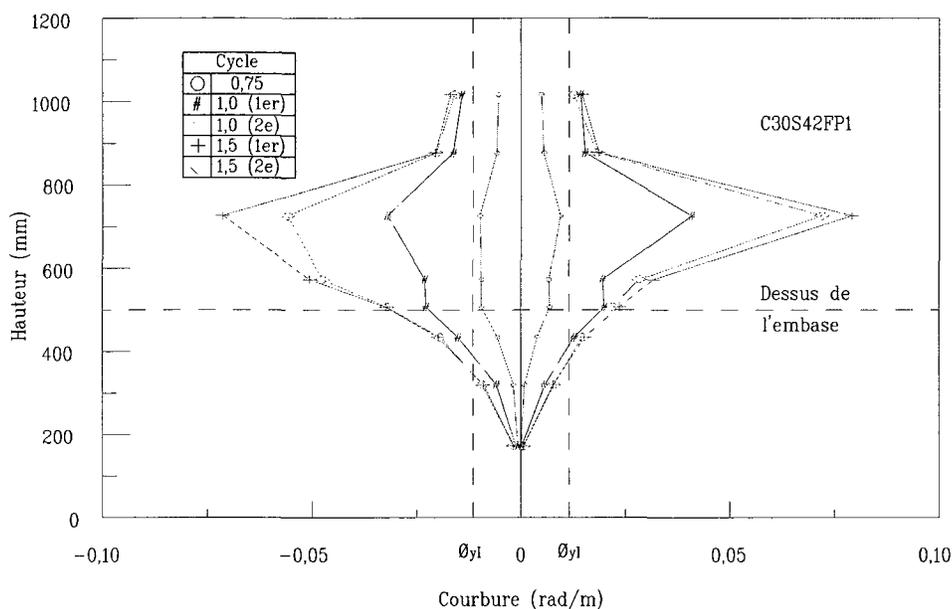


Figure 3.35 – Progression de la courbure pour le poteau C30S42FP1

3.7.2 Longueur de la section plastique équivalente

Pour faire le calcul de la longueur de la rotule plastique, nous avons utilisé l'équation (3.11) suggérée par Paulay et Priesley (1991). Avec $f_y=437$ MPa, $l=2000$ mm et $d_b=19,5$ mm, cette équation donne pour tous les spécimens une valeur de 348 mm.

$$l_p = 0,08l + 0,022d_b f_y \quad (3.11)$$

Il faut aussi que l_p soit $\geq 0,044d_b f_y$:

$$l_p = 0,08l + 0,022d_b f_y \geq 0,044d_b f_y \quad (3.12)$$

où l_p représente la longueur de la rotule plastique, l fait référence à la hauteur du poteau, d_b indique le diamètre des barres longitudinales et f_y est la contrainte à la plastification de ces dernières. Le terme $0,022d_b f_y$ permet de tenir compte de l'allongement des barres longitudinales à l'intérieur de l'embase.

L'équation (3.12) donne une valeur pour tous les spécimens de 375 mm.

La longueur de la rotule plastique peut être calculée, elle aussi, avec l'équation (3.13) qui tient compte du déplacement en tête des poteaux et des courbures.

$$\Delta_u = \Delta_y + (\phi_u - \phi_y)l \times l_p \left(1 - 0,5\frac{l_p}{l}\right) \quad (3.13)$$

L'équation (3.13) peut être réécrite pour isoler la longueur de la rotule plastique équivalente :

$$l_p = l - \sqrt{l^2 - 2 \left(\frac{\Delta_u}{\Delta_y} - 1\right) \frac{\Delta_y}{\phi_u - \phi_y}} \quad (3.14)$$

Les valeurs de l_p calculées en utilisant les équations ci-haut mentionnées sont présentées au tableau 3.9 ainsi comme les valeurs réelles mesurées sur les spécimens à partir de la partie supérieure de l'embase. Afin de se donner une idée sur la validité des ces équations, nous avons aussi présenté les pourcentages les plus rapprochés par rapport aux valeurs de l_p réelles (l_{pr}), c'est-à-dire, la valeur de l_p calculée selon chaque équation est comparé avec la valeur réelle la plus rapprochée, côté est ou côté ouest, le cas échéant.

Tableau 3.9 – Longueur de la rotule plastique équivalente

Spécimens	l_p	%	l_p	%	l_p	%	l_{pr}	l_{pr}
	Eq(3.11) (mm)		Eq(3.12) (mm)		Eq(3.14) (mm)		côté est (mm)	côté ouest (mm)
C30S100FP0	348	2,35	375	10,29	168	-50,6	340	440
C30S75FP0	348	-5,95	375	25,00	193	-47,8	370	370
C30S42FP0	348	2,35	375	1,35	292	-14,1	340	340
C30S100FP1	348	16,0	375	10,29	258	3,20	300	250
C30S75FP1	348	2,35	375	10,29	169	-49,5	335	340
C30S42FP1	348	8,75	375	17,19	201	-19,6	320	250

On observe que l'équation (3.11) suggérée par Paulay et Priesley (1991) est celle qui donne les meilleur résultats.

3.8 Zone d'endommagement

La figure 3.36 présente l'étendue de la zone endommagée pour chacun des poteaux. La zone où le recouvrement du béton a éclaté est illustré sur la figure de même que l'étendue de la zone où il existe une formation apparente d'arches entre les étriers. La figure 3.37 quant à elle, illustre l'état des poteaux à la fin des essais. Ces figures, montrent la hauteur où il y a eu perte d'enrobage, pour tous les poteaux sans fibres, cette hauteur est toujours plus haute quant on les compare avec les poteaux fibrés. Le poteau C30S75FP0 a eu une hauteur de perte d'enrobage de 660 mm tandis que pour le poteau C30S75FP1 cette hauteur était de 440 mm du côté ouest (455 mm du côté est). La fibre a été très utile à l'heure de retenir le recouvrement de béton.

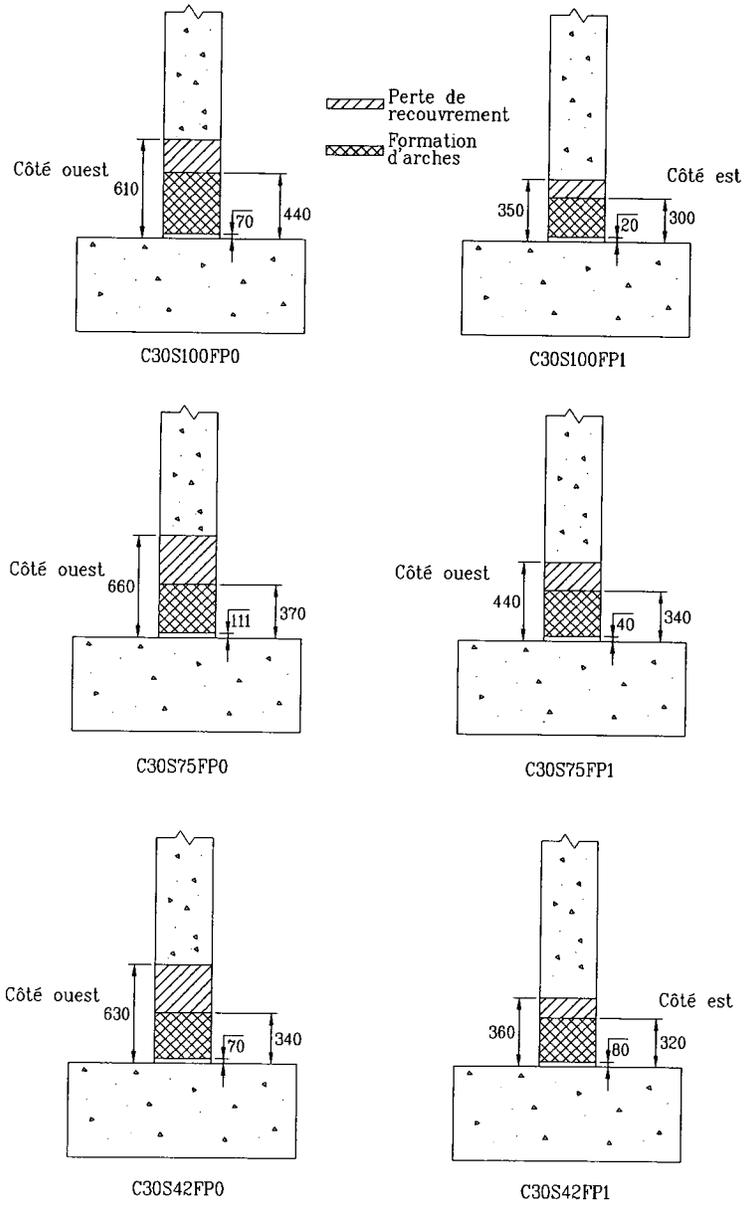


Figure 3.36 – Dommages dans la zone de la rotule plastique

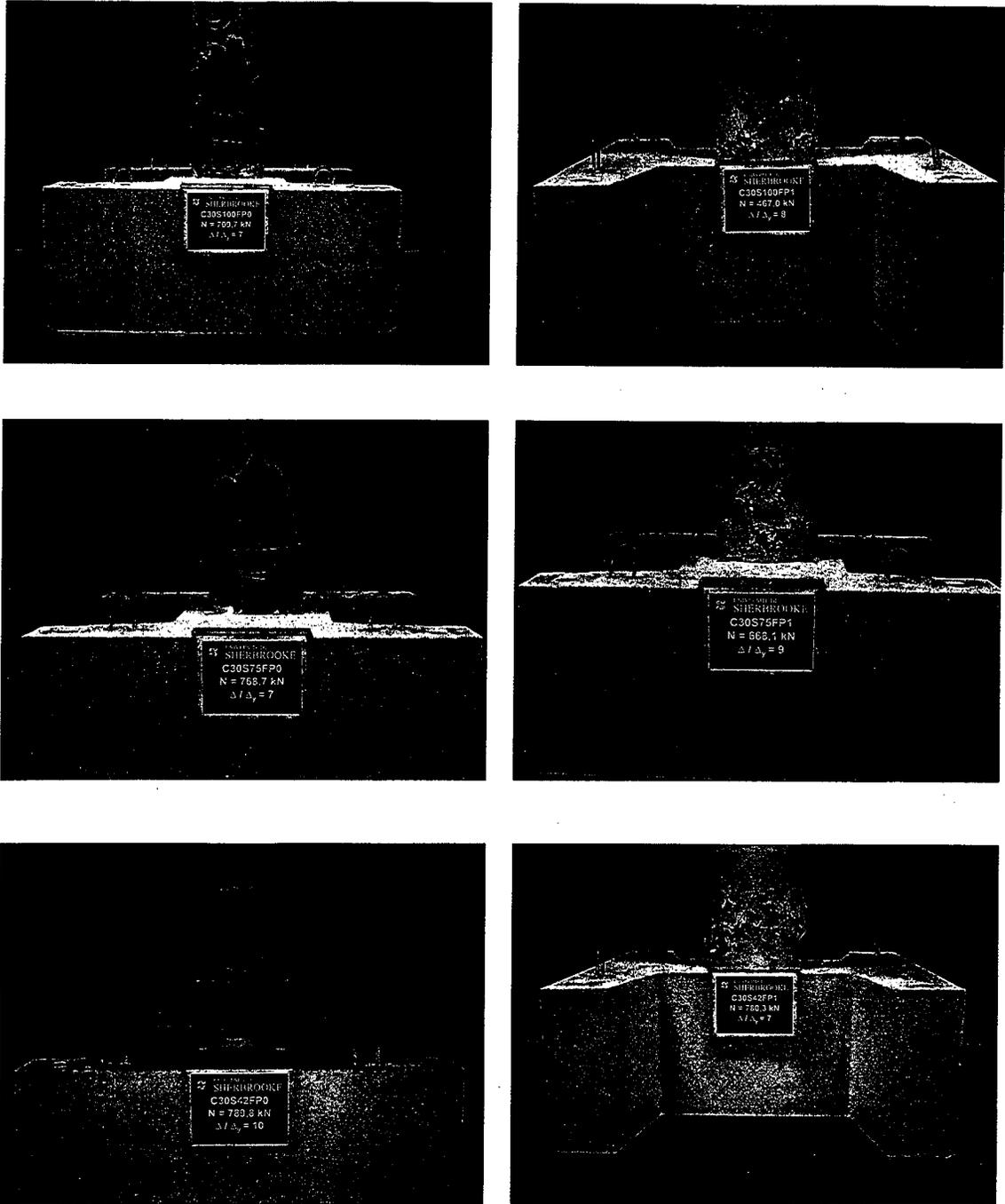


Figure 3.37 – État des poteaux testés

Chapitre 4

PRÉDICTION DU COMPORTEMENT ET DISCUSSION SUR LES RÉSULTATS

Ce chapitre expose les prédictions du comportement de la relation force-déplacement et aussi les prédictions de la relation moment-courbure par les poteaux sans fibre et fibrés. Les résultats obtenus des prédictions sont comparés avec ceux obtenus sur les spécimens. La prédiction de la courbe-enveloppe est présentée avec les courbes provenant du programme expérimental. En ce qui concerne les spécimens avec fibres synthétiques, nous avons utilisé un modèle de comportement de béton fibre développé par [PAULTRE ET EID, 2009] pour prédire leur comportement. Nous allons présenter aussi une discussion sur les résultats du chapitre 3.

4.1 Prédiction de la réponse moment-courbure

Cette relation est évaluée en utilisant la méthode de discrétisation par couches. Les prédictions sont obtenues à partir du logiciel MNPHi [PAULTRE, 1996]. Sous le logiciel MNPHi, la prédiction de la réponse moment-courbure est obtenue par une analyse sectionnelle qui permet d'intégrer la loi de comportement de l'acier élastoplastique avec écrouissage "strain-hardened, en anglais" (fig.4.1) et le modèle de confinement du béton proposé par [LÉGERON ET PAULTRE, 1998] (fig.4.2).

Le modèle de [LÉGERON ET PAULTRE, 1998] a été dérivé du modèle de [CUSSON ET

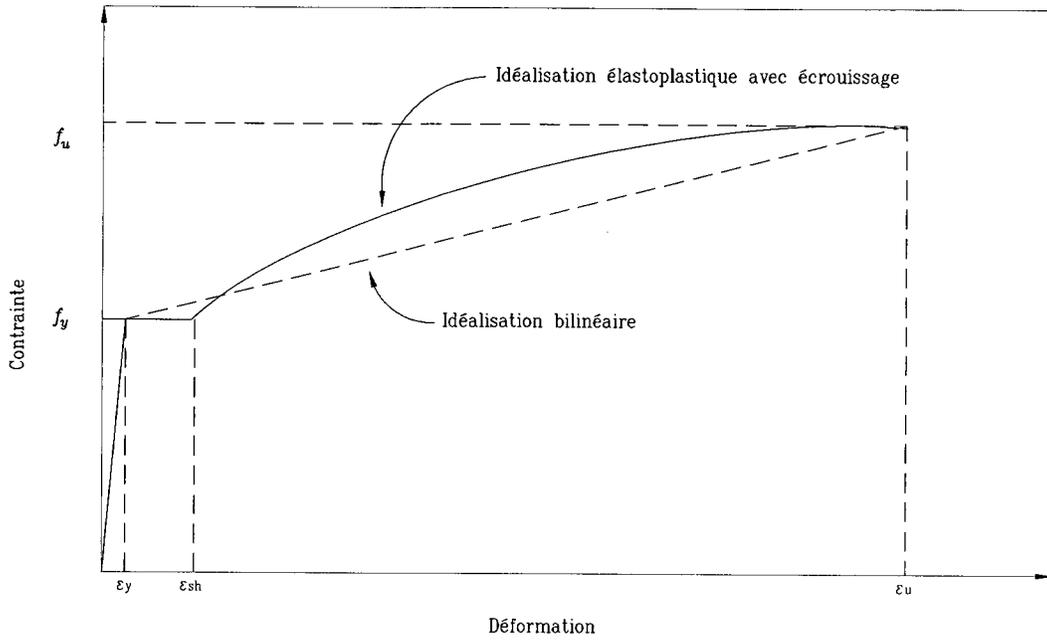


Figure 4.1 – Courbe contrainte-déformation des aciers d'armature

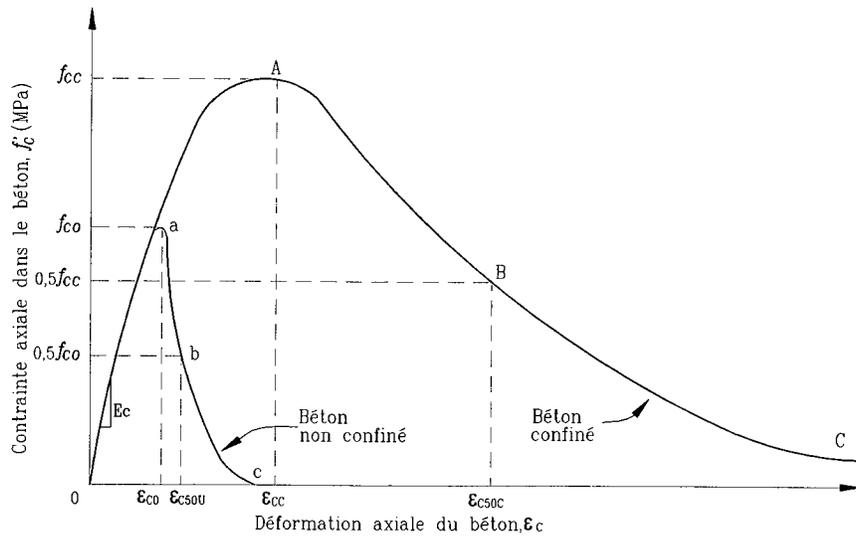


Figure 4.2 – Courbe contrainte-déformation du modèle de Cusson et Paultre

PAULTRE, 1993]. En effet, le modèle de Cusson et Paultre a été conçu pour prédire le comportement des poteaux soumis à une charge axiale en compression pure. Alors que le modèle de Légeron et Paultre, apporte quelques modifications à ce modèle pour prédire le comportement des poteaux en flexion-compression. Pour faire le passage d'un modèle à l'autre, la notion d'équivalence de la section a été introduite. Cette notion permet de passer d'une section carrée à une section circulaire en utilisant un coefficient d'efficacité de confinement. La résistance du béton non confiné dans une membrure (f_{co}), du modèle de Cusson et Paultre, a été remplacée par la résistance en compression (f'_c) et la procédure itérative pour le calcul de la contrainte dans les étriers a été supprimé et substituée par une relation en fonction de l'indice de confinement effectif. Sur les figures 4.3 à 4.8 nous pouvons observer les courbes obtenues analytiquement. La tendance des courbes expérimentales des poteaux sans fibre est très bien prédite par le modèle, quant aux poteaux fibrés, si on soustrait la courbe expérimental du poteau C30S42FP1, figure 4.8, qui a présenté une concentration d'acier au niveau de la rotule plastique, les résultats des prédictions sont aussi bons. On peut donc conclure que le comportement des poteaux sans fibres et avec fibres peut être prédit par une analyse sectionnelle comme celui décrit précédemment.

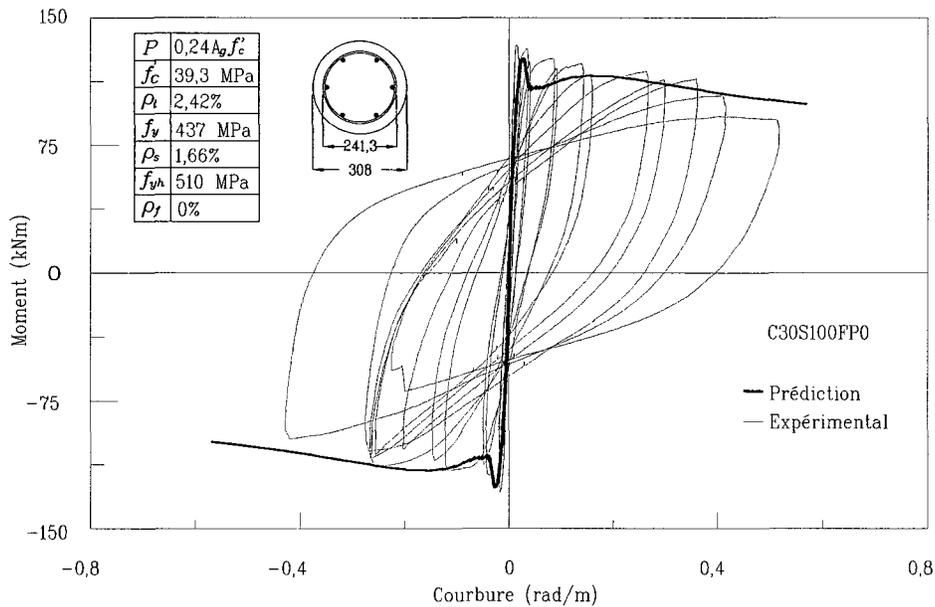


Figure 4.3 – Prédiction de la réponse moment-courbure pour le poteau C30S100FP0

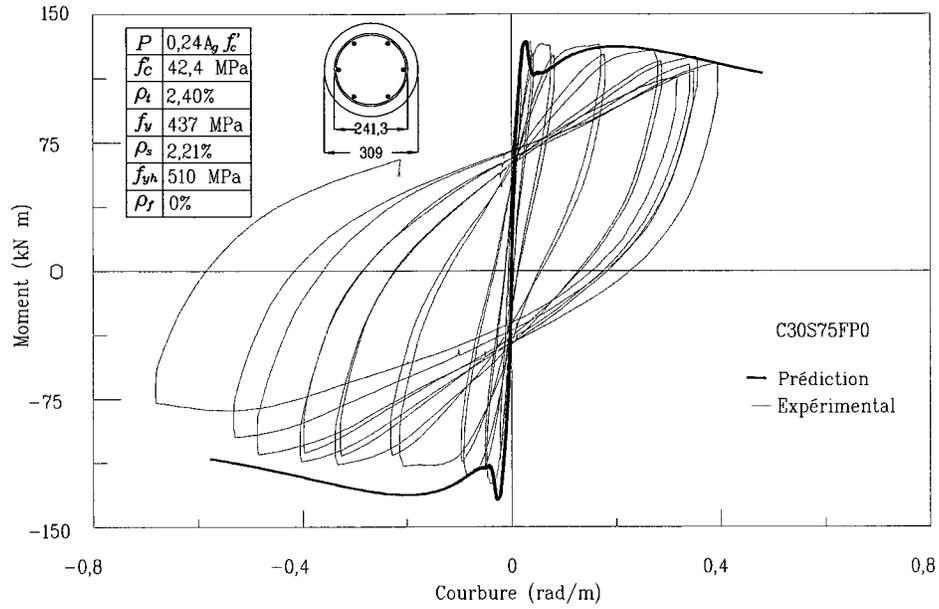


Figure 4.4 – Prédiction de la réponse moment-courbure pour le poteau C30S75FP0

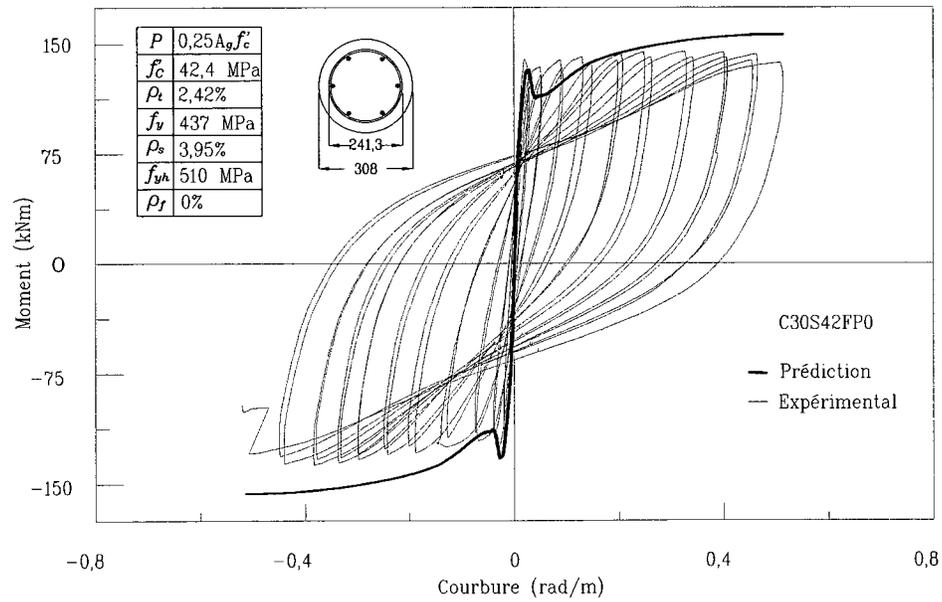


Figure 4.5 – Prédiction de la réponse moment-courbure pour le poteau C30S42FP0

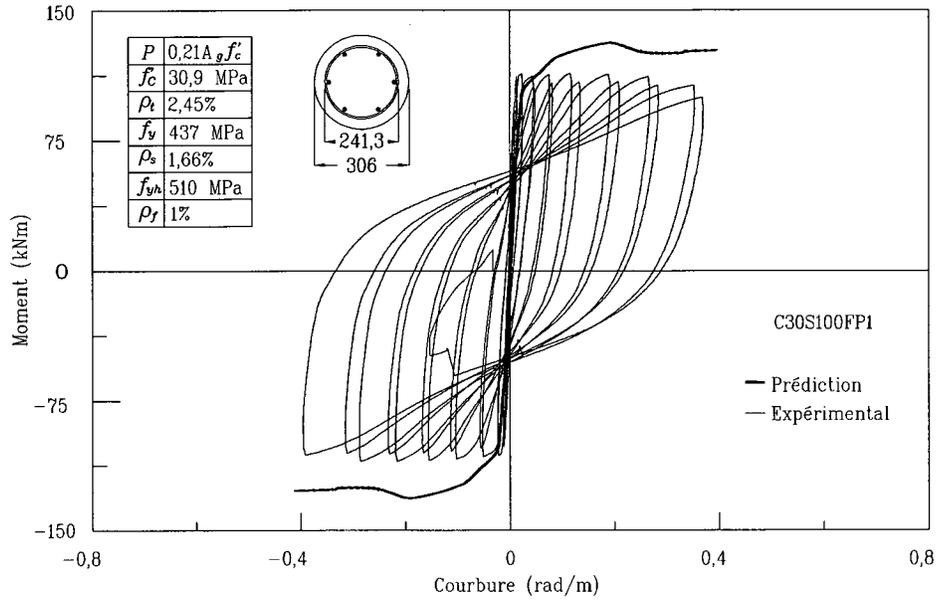


Figure 4.6 – Prédiction de la réponse moment-courbure pour le poteau C30S100FP1

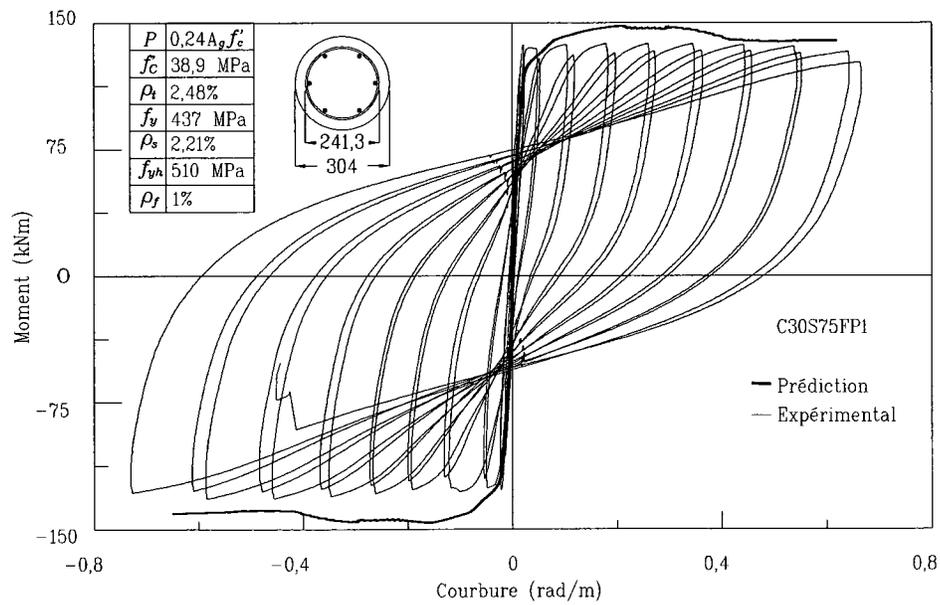


Figure 4.7 – Prédiction de la réponse moment-courbure pour le poteau C30S75FP1

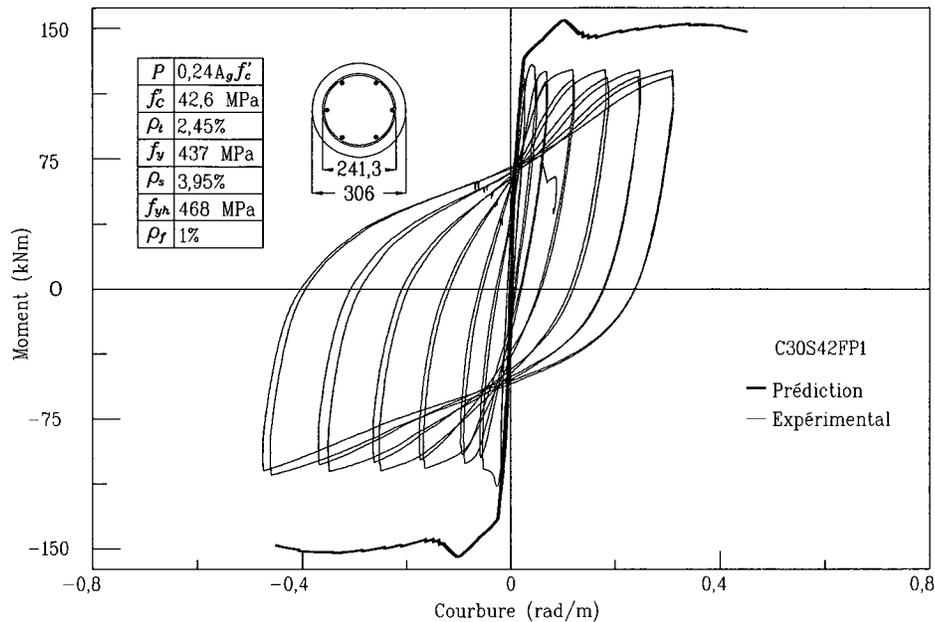


Figure 4.8 – Prédiction de la réponse moment-courbure pour le poteau C30S42FP1

4.2 Prédiction de la réponse force-déplacement

Les comportements globaux d'une structure peuvent être prédits de manière monotone, ou cyclique. Cette dernière offre la possibilité d'être abordée avec deux méthodes, une modélisation macro comme celle de TAKEDA et une modélisation méso avec la théorie d'endommagement. Ces méthodes ont été traitées par [LÉGERON ET PAULTRE, 1998]. La prédiction monotone est très rapide et consomme peu du temps de calculs. Une prédiction de type TAKEDA consomme un peu plus de temps, mais a l'inconvénient de s'appuyer sur la connaissance *a priori* de la rigidité de déchargement expérimentale, ce qui n'en fait pas une approche indépendante directe. Finalement, une prédiction avec la théorie d'endommagement [LABORDERIE, 1991] peut durer jusqu'à 10 heures de temps de calcul. Dans notre cas, une approche de type monotone sera suffisante. Une telle méthode permet de quantifier rapidement la capacité de déformation d'un poteau et sa ductilité globale. Pour faire cette prédiction, nous utilisons les résultats du logiciel DISP96 [LÉGERON, 1998] qui tient compte des différents déplacements d'une structure, soit le déplacement élastique, le déplacement plastique, le déplacement dû au cisaillement et le déplacement produit par le glissement des barres. Le modèle mathématique prend les données de sortie du logiciel MNPhi [PAULTRE, 1996] qui, en premier lieu, fait la prédiction du comportement de sections en calculant les données de la relation moment-courbure.

4.2.1 Les composantes du déplacement

Pour arriver à prédire la réponse force-déplacement, il faut tout d'abord connaître les composantes de cette dernière. Nous allons donc dans un premier temps présenter la théorie développée par [PRIESLEY ET COLL., 1996]. Ensuite, nous allons présenter la méthode implémentée dans le logiciel DISP96 [LÉGERON, 1998].

[PRIESLEY ET COLL., 1996] ont établi le processus mathématique en partant du déplacement en tête de poteau provoqué par l'application d'une force. Le modèle détermine que la capacité totale d'un poteau à se déformer latéralement Δ_u peut être divisée en une composante élastique Δ_y et une composante plastique Δ_p tel qu'illustré à la figure 4.9.

$$\Delta_u = \hat{\Delta}_y + \hat{\Delta}_p$$

Le déplacement au niveau de la rotule plastique s'exprime ainsi :

$$\hat{\Delta}_p = \phi_p l_p H \text{ où } l_p = 0,08H + YP \geq 0,044d_b f_y$$

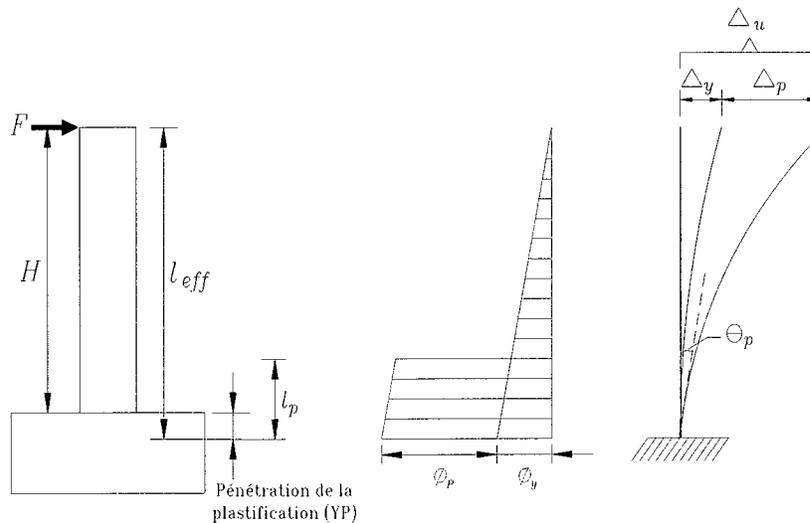


Figure 4.9 – Décomposition du déplacement latéral sous une charge F

[PRIESLEY ET COLL., 1996] mentionnent également que le déplacement total élastique Δ_y peut être décomposé en trois parties : la composante due à la flexion, la composante

due au cisaillement et la composante due au glissement des barres. Dans la figure 4.10 tirée de [ST-GEORGES, 2006] nous pouvons apprécier ces déplacements respectifs.

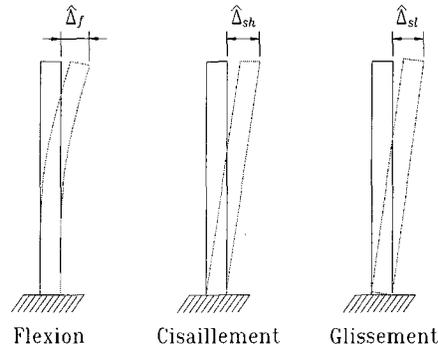


Figure 4.10 – Composantes du déplacement total élastique Δ_y (Source St-Georges, 2006)

Le déplacement élastique s'exprime donc de la manière suivante :

$$\Delta_y = \hat{\Delta}_f + \hat{\Delta}_{sh} + \hat{\Delta}_{sl}$$

Ces valeurs de déplacements sont calculées de la façon suivante :

– **Déplacement dû à la flexion**

Connaissant la valeur de la courbure à la plastification, ϕ_y , la composante du déplacement dû à la flexion est :

$$\hat{\Delta}_f = \frac{1}{3} \phi_y l_{eff}^2 \text{ où } l_{eff} = H + YP$$

l_{eff} représente la longueur effective de la colonne et $YP = 0,022d_b f_y$ tient compte de l'allongement des barres longitudinales à l'intérieur de l'embase [PRIESLEY ET COLL., 1996].

– **Déplacement dû au cisaillement**

$$\hat{\Delta}_{sh} = \frac{V_y H}{G A_{ve}}$$

où V_y représente la force de cisaillement élastique :

$$V_y H = M_y$$

G est le module de cisaillement du béton (9990 MPa pour un béton ordinaire de 30 MPa) et A_{ve} l'aire effective de cisaillement qui s'obtient par :

$$A_{ve} = k_l k_s A_g$$

où A_g indique la section brute de béton, k_s est un facteur de forme équivalent à 0,9 pour une section circulaire et

$$k_l = \frac{I_e}{I_g}$$

où I_g représente le moment d'inertie brute de la section et I_e représente le moment d'inertie effectif qui est déterminé par la relation moment vs courbure de la section tel que démontré dans la figure 4.11 tirée de [ST-GEORGES, 2006].

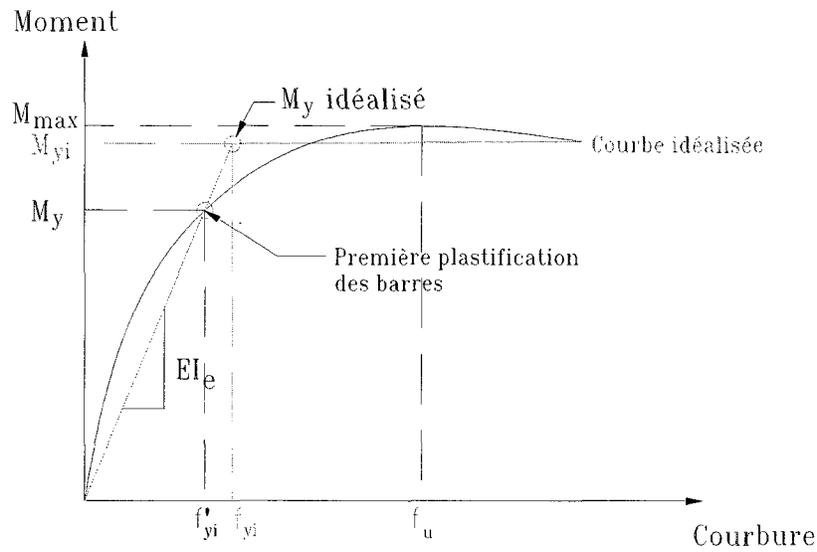


Figure 4.11 – Graphique moment vs courbure avec courbe idéalisée (Source St-Georges, 2006)

– Déplacement dû au glissement des barres

$$\hat{\Delta}_{sl} = \frac{\phi_y d_b f_y H}{8,64 \sqrt{f'_c}}$$

Nous avons donc toutes les composantes qui décrivent le déplacement d'un poteau. Cette approche est utilisée par [LÉGERON, 1998] et sera traitée à la section suivante.

4.2.2 Logiciel DISP96

La procédure basée sur la méthode de déplacement prend en compte le calcul du taux de déplacement des poteaux pour un certain niveau de charge axiale et de confinement. La capacité en déplacement est calculée en combinant le déplacement inélastique dû à la flexion, au glissement d'ancrage et au cisaillement. Le déplacement inélastique des poteaux en béton armé dû à la flexion est calculé à partir de l'analyse sectionnelle faite avec le logiciel MNPHi. Le calcul des déformations dues au glissement d'ancrage et au cisaillement a été programmé sous le programme DISP96. Pour chaque section définie en fonction des paramètres cités à la section précédente, il s'agira de calculer un déplacement latéral total en tête d'un poteau soumis à la flexion composée. Ainsi, on a :

$$\Delta = \Delta_{elast} + \Delta_{plast} + \Delta_{slip} + \Delta_{shear} \quad (4.1)$$

Le taux de déplacement se déduit ensuite de la relation (4.1) par l'expression :

$$\delta = \Delta \times 100/L \quad (4.2)$$

Dans le cas d'un poteau encastré à une extrémité et libre à l'autre, L est la longueur totale du poteau.

Les essais faits sur les poteaux en béton armé sous chargement sismique par [SAATCIOGLU ET OZCEBE, 1989] ont montré que le déplacement observé en tête de poteau comprend des composantes dues à la flexion, au cisaillement et au glissement d'ancrage. Ces derniers auteurs ont donc démontré que le déplacement dû au glissement d'ancrage pouvait être égal au déplacement dû à la flexion alors que le déplacement dû au cisaillement constitue à peine 10 % du déplacement total.

La relation moment-courbure de la section est établie à partir d'une analyse bidimensionnelle. L'analyse sectionnelle utilise les relations contrainte-déformation du béton non confiné de l'enrobage, du béton confiné du noyau et de l'armature avec écrouissage. Le déplacement latéral lié au glissement d'ancrage est dû au glissement ou à l'allongement de l'armature longitudinale au niveau de la liaison entre le poteau étudié et un élément structural extérieur qui peut être une poutre ou une fondation. Le glissement d'ancrage n'est

pas inclus dans le calcul du déplacement lié à la flexion et nécessite par conséquent d'être pris en considération. Ce déplacement peut être aussi important que celui dû à la flexion, augmentant ainsi le déplacement en tête du poteau. Le confinement du béton et le glissement d'ancrage sont donc liés. Le fait de ne pas considérer le glissement d'ancrage dans le calcul des déformations inélastiques peut conduire à des erreurs importantes surtout si l'on espère une plastification de l'armature longitudinale en tension sous une faible charge de compression. Généralement, il y a risque d'allongement d'armatures lorsque la section critique du poteau est reliée à un élément structural extérieur au poteau. Pour ce qui est du glissement d'ancrage, il peut être évité lorsque l'élément structural est bien ancré. Les déformations inélastiques causées par l'allongement de l'armature longitudinale sont calculées en faisant une intégration des déformations de l'acier sur la longueur de développement. Le calcul de la distribution de la déformation de l'acier doit donc être établie en premier lieu (figure 4.12).

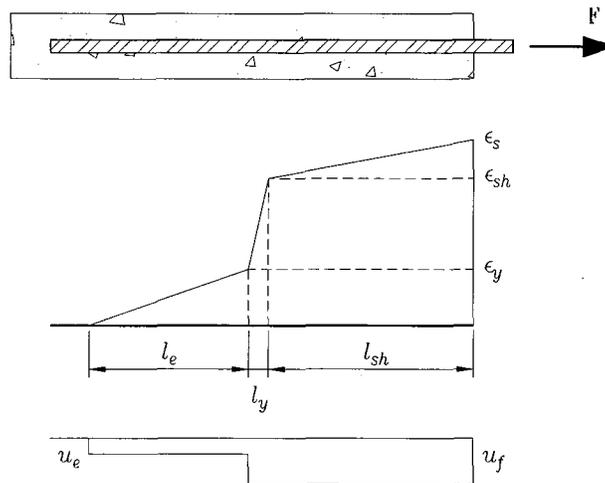


Figure 4.12 – Déformation de l'acier en fonction de la longueur d'ancrage (Source Adagbé, 2006)

La longueur de chaque région est calculée par l'équilibre des forces représenté par l'équation suivante :

$$L = \Delta f_s d_b / 4u \quad (4.3)$$

Dans cette équation, L représente la longueur de chaque région : L_e , L_y et L_{sh} , qui sont respectivement la longueur élastique, la longueur plastique et la longueur écrouie. Δf_s est la différence de contrainte entre la fin de chaque région. La force de la barre est développée dans chaque région dépendamment de la contrainte d'adhérence u entre le béton et l'acier.

La contrainte élastique, u_e , est utilisée pour la région élastique et la contrainte liée à la friction, u_f , est utilisée pour la région plastique. La région inélastique est constituée du plateau plastique et de la zone d'écroûissage. Le glissement d'ancrage ne se produit que si la barre est soumise à la déformation sur toute sa longueur ancrée. Une fois que le glissement d'ancrage à l'encastrement est calculé, la rotation à la base du poteau et le déplacement latéral sont calculés comme suit :

$$\theta = \frac{\delta}{d - c} \quad (4.4)$$

$$\Delta = \theta L \quad (4.5)$$

Ici, c et d représentent respectivement la hauteur effective et la profondeur de l'axe neutre. L représente la longueur du poteau. Le déplacement total dû aux déformations de cisaillement s'obtient par la formule :

$$\Delta_{shear} = \Delta_{shear-e} + \Delta_{shear-f} + \Delta_{shear-p} \quad (4.6)$$

Certains auteurs associent les déformations de cisaillement plastique au concept de la rotule plastique équivalente. Mais dans le cadre de cette étude, elles sont traitées séparément.

La figure 4.13 tirée de [ADAGBÉ, 2006] illustre la contribution du déplacement lié au glissement d'ancrage.

4.2.3 Outils et équations utilisés pour les calculs des déplacements

Les formules de calcul du déplacement exprimées dans la section précédente ont été utilisées dans le programme DISP96 [LÉGERON, 1998]. Ce programme permet, à partir du fichier de sortie MNPHi [PAULTRE, 1996] (décrivant le comportement moment-courbure d'une section) et d'un autre fichier séparé, de type texte, définissant la géométrie du poteau à étudier, de calculer directement la réponse monotone du poteau en tenant compte des différents aspects abordés ci-dessus (flexion, cisaillement, glissement d'ancrage).

Ainsi, pour un poteau soumis à la flexion composée dont on veut calculer le déplacement en tête, on modélise la section soumise à une charge axiale constante et à un moment croissant. Une fois la section analysée, on utilise le fichier de sortie décrivant le comportement moment-courbure du modèle ainsi que le fichier décrivant la géométrie du poteau sous

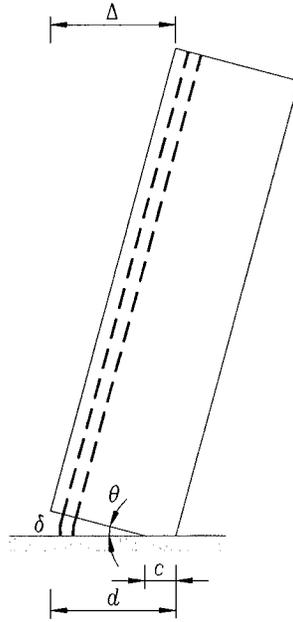


Figure 4.13 – Déplacement lié au glissement d’ancrage (Source, Adagbé, 2006)

DISP96. En utilisant le théorème des moments d’aire, la courbe enveloppe du comportement global liée à la flexion est obtenue par l’intégration du diagramme moment-courbure sur toute la hauteur du poteau :

$$w_{AB} = \oint \phi x dx \quad (4.7)$$

Dans le domaine élastique, pour chaque point de la courbe moment-courbure, l’algorithme de calcul sous DISP96 de l’équation 4.7 est le suivant :

$$\Delta_{elast} = \phi_{i-1}(x_i - x_{i-1})x_i + (\phi_i - \phi_{i-1})(x_i - x_{i-1}) \left[\frac{1}{2}x_{i-1} + \frac{1}{3}(x_i - x_{i-1}) \right] \quad (4.8)$$

où ϕ_i représente la courbure à l’abscisse x_i , les coordonnées x étant prises depuis l’origine placée au sommet du poteau.

Avant l’apparition de la première fissure, la distribution de la courbure est linéaire le long du poteau chargé et le déplacement se calcule aisément. Après l’apparition de la première fissure, avec l’augmentation de la charge latérale à l’extrémité du poteau, la distribution des

courbures n'est plus linéaire. Au droit des fissures, il y a une augmentation brusque de la courbure, alors qu'entre les fissures, la distribution de la courbure est moindre, car le béton participe à la résistance. Si on augmente la charge latérale après la plastification, la courbure augmente de façon importante au droit de l'encastrement. Cette augmentation significative par rapport à la courbure observée avant la plastification se concentre sur une longueur dite de rotule plastique. Cette longueur est alors utilisée dans le calcul du déplacement inélastique en tête de poteau. L'expression du déplacement plastique en tête du poteau, Δ_{plast} , s'écrit :

$$\Delta_{plast} = l_p(\phi_u - \phi_y)(L - 0,5l_p) \quad (4.9)$$

Dans cette relation, ϕ_u est la valeur de la courbure dans la zone de rotule plastique, ϕ_y est la courbure au moment de l'écrasement de l'enrobage de béton. L est la hauteur du poteau de sa base au point de flexion nulle et l_p est la longueur de la rotule plastique. Parmi les différentes expressions proposées pour le calcul de la longueur de rotule plastique, DISP96 utilise celle proposée par [PRIESLEY ET COLL., 1996] :

$$l_p = 0,08L + 0,022d_b f_y \quad (4.10)$$

d_b représente le diamètre des barres longitudinales et f_y leur limite élastique.

Dans la partie élastique, $l_{pd}=0$. Une fois le moment élastique dépassé (domaine plastique), $l_{pd}=1$. Alors, la pleine longueur de la rotule plastique est développée. Par la suite, la contribution plastique au déplacement est calculée.

Le déplacement dû au glissement d'ancrage a été présenté dans la section 4.2 intitulée les composantes du déplacement. L'algorithme utilisé pour effectuer ce calcul sous DISP96 [LÉGERON, 1996] est :

$$\begin{aligned}
(a) \quad & \phi_{base} = \phi[i] \\
(b) \quad & \varepsilon_{bar} = \phi_{base} \times \frac{d}{1000} + \varepsilon_c[j] \\
(c) \quad & l_{db} = l_{dbo} \varepsilon_{bar} / \varepsilon_{ys} \\
& \delta_{base} = l_{db} \varepsilon_{bar} / 2 \\
(d) \quad & Si (d - c[i]) > 0 \\
& \text{Alors } \theta_{base} = \delta_{base} / (d - c[i]) \\
& \text{Sinon } \theta_{base} = 0 \\
(e) \quad & \delta_{slip} = \theta_{base} \times z \\
(f) \quad & \delta[j] = \delta_e + \delta_{plast} + \delta_{slip}
\end{aligned} \tag{4.11}$$

La formation d'une fissure à l'encastrement (interface entre le poteau et la fondation) liée à la flexion du poteau sous chargement, déforme l'armature traversant la fissure. L'élargissement d'une telle fissure peut créer une déformation inélastique dans l'armature entraînant la pénétration de la plastification dans la zone d'ancrage de l'armature créant ainsi l'allongement de l'armature. Le glissement d'armature peut occasionner un déplacement de corps rigide du poteau si les barres ne sont pas bien ancrées. [ALSIWAT ET SAATCIOGLU, 1992] ont montré que l'omission du glissement d'ancrage dans le calcul des déformations inélastiques conduit à des résultats erronés. La flèche due au glissement des barres est calculée jusqu'à l'apparition de la rotule plastique. Ensuite, le déplacement dû au glissement des barres est pris en compte dans le concept de la rotule plastique. Pour évaluer la rotation à la base, on fait les hypothèses suivantes :

- La partie en compression de l'embase se déforme très peu. Cela est dû au fait que les contraintes de compression se répartissent dans un grand volume de béton qui a une rigidité élevée. Le déplacement dû aux contraintes de compression est donc faible ;
- La partie en traction est transmise par les aciers longitudinaux. Le béton reprend une faible partie des contraintes par le biais du cisaillement qui a lieu entre le béton et l'acier.

Le déplacement dû à la traction n'est pas négligeable. Il est noté δ_{slip} et s'obtient en intégrant la déformation dans la barre sur la longueur de développement. On suppose une déformation répartie allant d'une valeur ε_s à l'interface à une valeur nulle à une profondeur l_d étant égale à la longueur de développement. On a alors :

$$\Delta_{slip} = \frac{\varepsilon_s l_d}{2} \tag{4.12}$$

La longueur de développement est estimée à partir d'une contrainte de cisaillement u entre l'acier et le béton :

$$u = 0,231K\sqrt{f'_c} \quad (4.13)$$

$$K = \min\left(3, \frac{c_k}{d_b}, \frac{w}{2d_b}\right) \quad (4.14)$$

c_k est la distance la plus faible du centre de la barre longitudinale à une surface de béton, w est la distance centre-à-centre des barres longitudinales. La rotation concentrée due au glissement des barres longitudinales à l'interface poteau-embase est :

$$\theta_{slip} = \frac{\delta_{slip}}{(d - c)} \quad (4.15)$$

$$\Delta_{slip} = \frac{\delta_{slip}}{(d - c)}L \quad (4.16)$$

L étant la hauteur du poteau.

La rigidité d'un poteau en cisaillement dépend de l'état de fissuration de ce dernier. Une méthode simplifiée proposée par [PARK ET PAULAY, 1975] est ici utilisée et consiste à diviser le poteau en trois parties :

- une partie non fissurée ;
- une partie fissurée mais extérieure à la zone de rotule plastique ; et
- la zone de rotule plastique.

Par définition, on considère qu'aucune rotation n'est causée par les déformations dues au cisaillement. Dans chaque partie, les expressions de la rigidité et du déplacement dû au cisaillement sont calculées. Cela permet d'obtenir pour chaque partie :

$\Delta_{shear-e}, \Delta_{shear-f}, \Delta_{shear-p}$. Il est important de mentionner que certains auteurs intègrent les déformations de cisaillement plastique dans le concept de la rotule plastique, car elles contribuent peu au déplacement total obtenu en tête de poteau (moins de 10 %).

La longueur de la partie non fissurée est :

$$x_{nf} = L \frac{M_{cr}}{M} \quad (4.17)$$

où M_{cr} est le moment de fissuration, M est le moment appliqué et L est la hauteur du poteau. La rigidité dans cette partie est alors :

$$K_e = 0,4E_c \frac{A_w}{fx_{nf}} \quad (4.18)$$

où A_w est l'aire de l'âme de la section, f est un coefficient de forme qui vaut 1,2 pour les poutres rectangulaires, et 1,0 pour les poutres en I et en T. Nous pouvons donc calculer le déplacement élastique dû aux déformations de cisaillement :

$$\Delta_{shear-e} = \frac{H}{K_e} \quad (4.19)$$

Quant à la partie fissurée extérieure à la rotule plastique, la rigidité est :

$$K_f = \frac{\rho_v \sin^2 \theta \cos^2 \theta}{\sin^4 \theta + \frac{E_s}{E_c} \rho_v} \frac{E_s b_w d}{x_f} \quad (4.20)$$

où θ est l'angle des bielles de compression, $\rho_v = A_v/s.b_w$ est la quantité d'armatures de cisaillement, A_v est la section totale d'armatures transversales, s est l'espacement des étriers et b_w est la largeur de l'âme de béton, qui est généralement prise comme étant la distance centre-à-centre des étriers extérieurs; E_s et E_c sont respectivement les modules d'élasticité de l'acier et du béton; d est la distance entre la fibre de béton comprimée extrême et l'armature longitudinale en tension; et x_f est la longueur de la partie fissurée. Pour un angle de $\theta=30^\circ$, on obtient l'équation :

$$K_f = \frac{0,1875\rho_v}{0,0625 + \frac{E_s}{E_c}\rho_v} \frac{E_s b_w d}{x_f} \quad (4.21)$$

Le déplacement dû à cette composante de déformation de cisaillement dans la partie fissurée devient alors :

$$\Delta_{shear-f} = \frac{H}{K_f} \quad (4.22)$$

D'un autre côté, dans la rotule plastique, la rigidité de cisaillement est :

$$K_p = \frac{\rho_v E_s b_w d}{1 + 4 \frac{E_s}{E_c} \rho_v l_p} \quad (4.23)$$

Comme nous sommes dans la zone de rotule plastique, un angle d'inclinaison des bielles $\theta=45^\circ$ (plus proche de la réalité) est utilisé pour le calcul de cette expression qui est obtenue en évaluant l'équation générale d'une partie fissurée. Le déplacement dû aux déformations de cisaillement dans la rotule plastique devient alors :

$$\Delta_{shear-p} = \frac{H}{K_p} \quad (4.24)$$

La sommation des équations (4.19) , (4.22) et (4.24) donne la valeur du déplacement total dû aux déformations de cisaillement :

$$\Delta_{shear} = \Delta_{shear-e} + \Delta_{shear-f} + \Delta_{shear-p} \quad (4.25)$$

Sur les figures 4.14 à 4.19 nous pouvons observer les courbes obtenues analytiquement. La tendance des courbes expérimentales est très bien prédite par le modèle, exception faite pour le poteau 4.19.

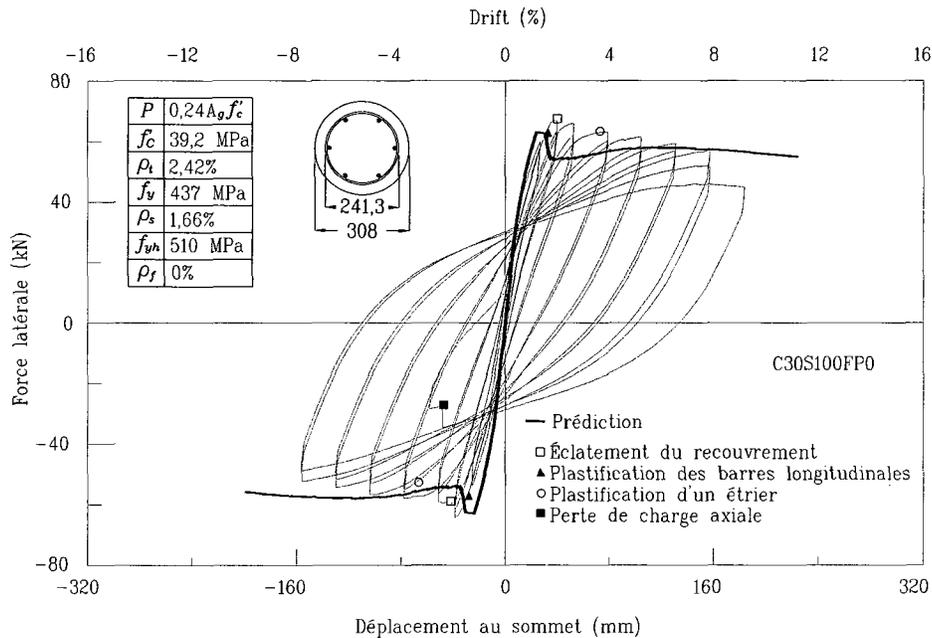


Figure 4.14 – Prédiction de la réponse force-déplacement pour le poteau C30S100FP0

Le glissement réelle de barres peut être calculé avec l'instrumentation. Nous avons placé

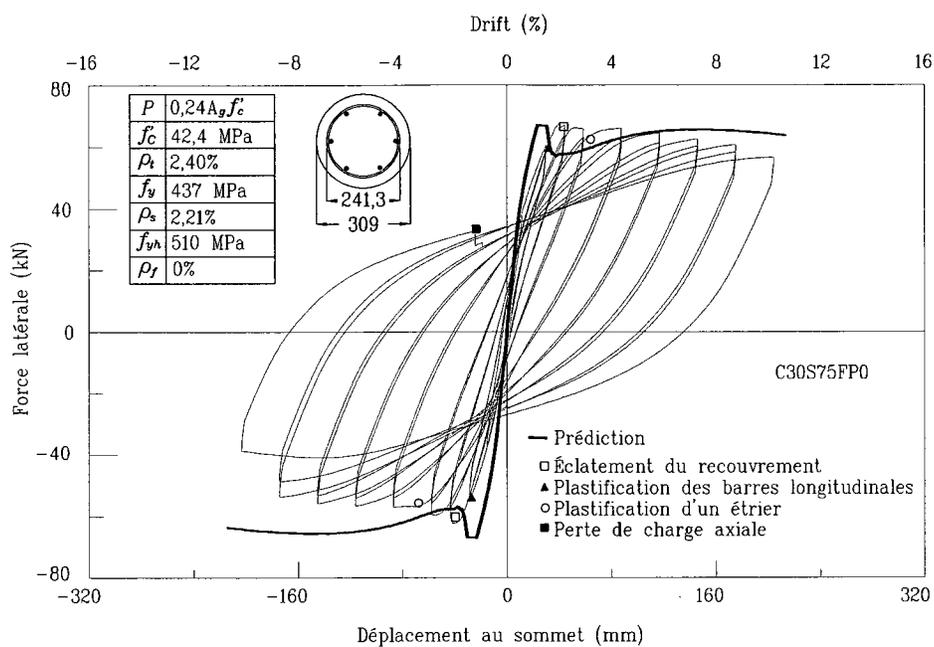


Figure 4.15 – Prédiction de la réponse force-déplacement pour le poteau C30S75FP0

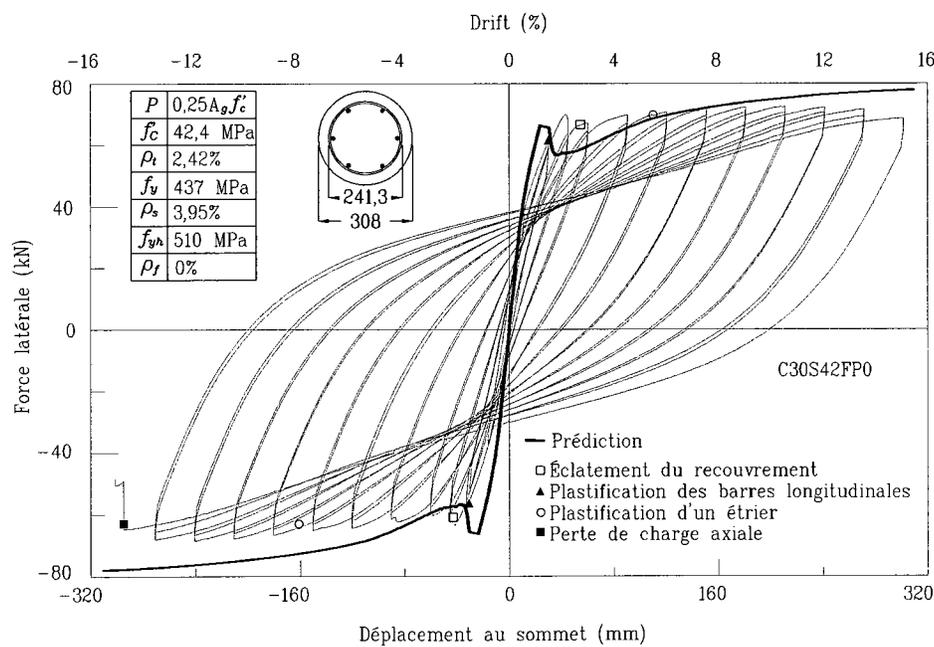


Figure 4.16 – Prédiction de la réponse force-déplacement pour le poteau C30S42FP0

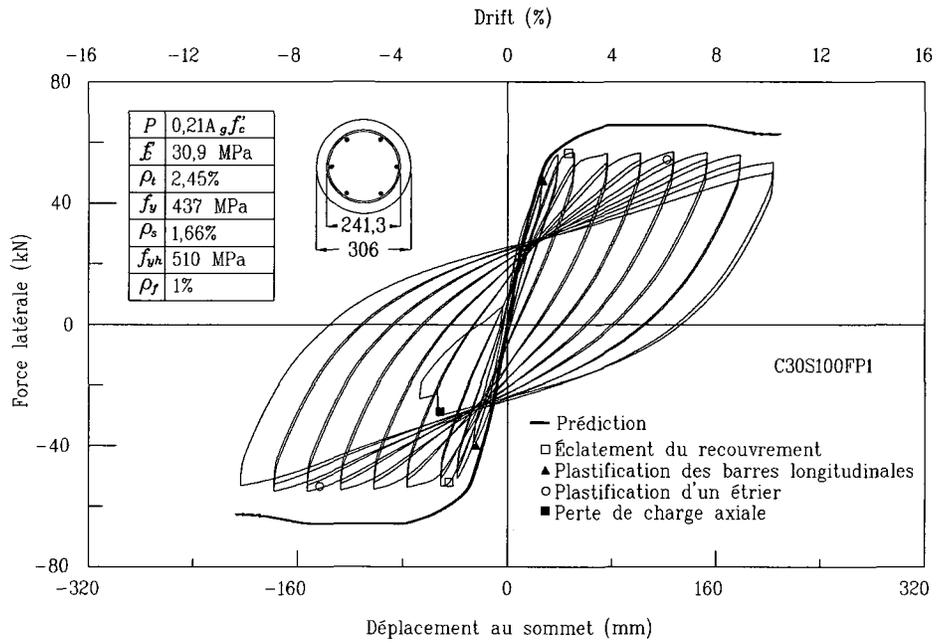


Figure 4.17 – Prédiction de la réponse force-déplacement pour le poteau C30S100FP1

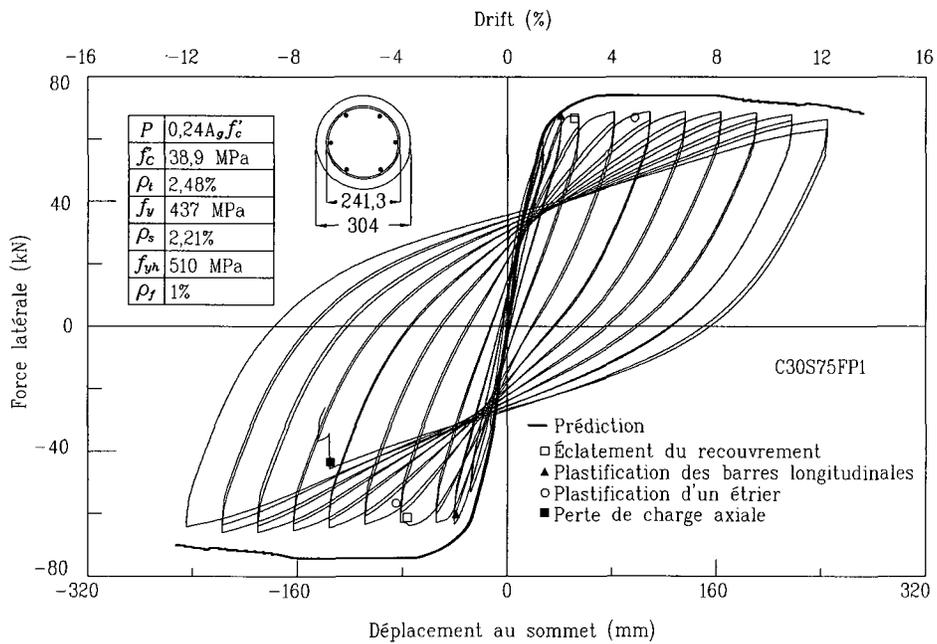


Figure 4.18 – Prédiction de la réponse force-déplacement pour le poteau C30S75FP1

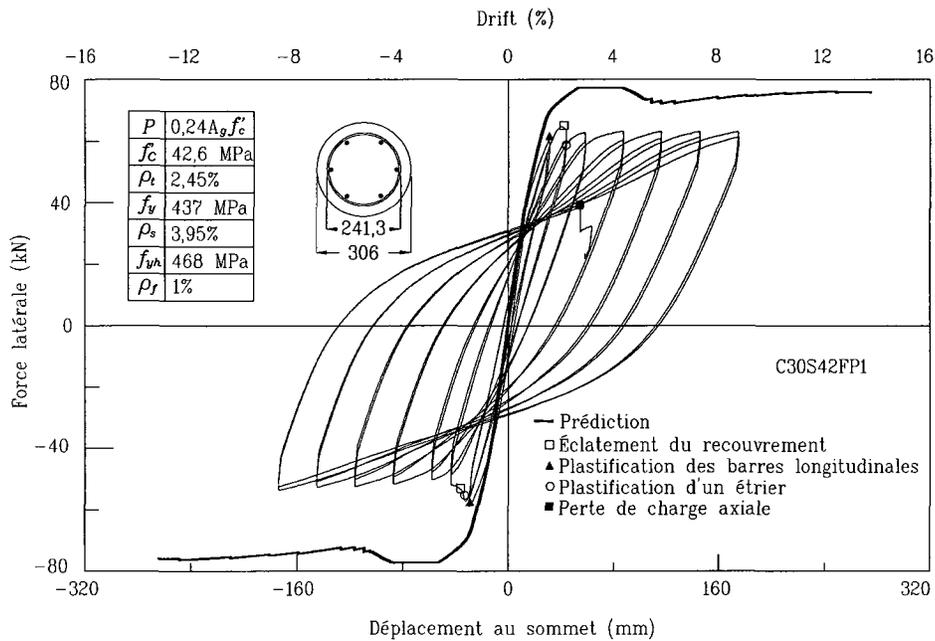


Figure 4.19 – Prédiction de la réponse force-déplacement pour le poteau C30S42FP1

quatre LVDTs à la tout base du poteau afin de mesurer la courbure à ce endroit. Une fois la courbure calculée, le déplacement en tête du poteau du au glissement est calculé facilement avec l'aide de l'équation 4.5 : $\Delta = \theta L$ (voire figure 4.13). Sur les figures 4.20 à 4.25 nous pouvons apprécier le déplacement réelle de tous les poteaux avec la partie du déplacement dû au glissement de barres.

Pour les poteaux sans fibre, pour le premier cycle, nous avons calculé les pourcentages qui représentent le déplacement dû au glissement par rapport au déplacement total. Pour le poteau C30S100FP0 fut de 19%, pour le poteau C30S75FP0 de 18% et pour le poteau C30S42FP0 de 21%. Quant aux poteaux avec 1% de fibre, le pourcentage pour le poteau C30S100FP1 fut de 14%, pour le poteau C30S75FP1 de 19% et pour le poteau C30S42FP1 de 14%.

4.3 Discussion sur les résultats

Pour analyser le comportement des poteaux sans fibre vs les poteaux avec fibre, nous avons mis sur un même graphique les deux types de poteaux. Nous avons utilisé la réponse

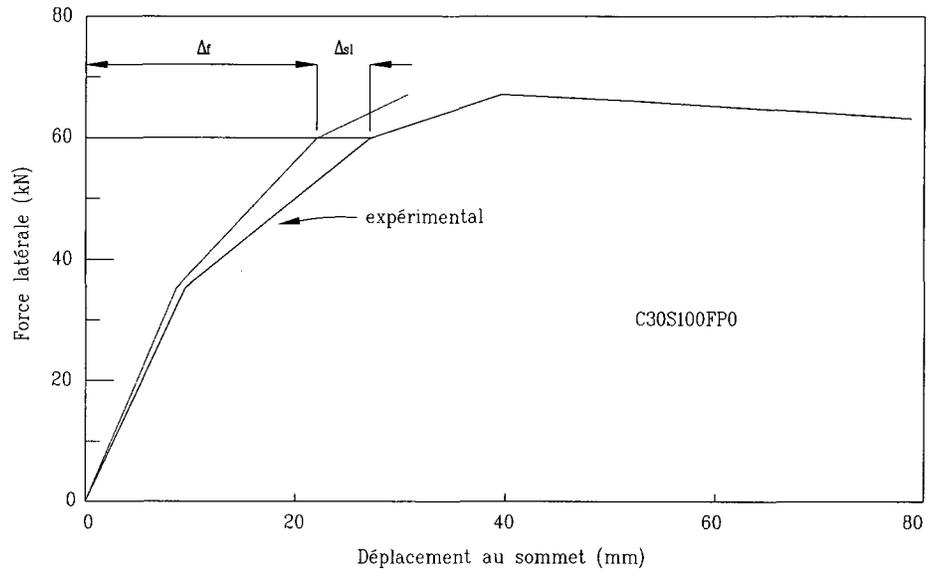


Figure 4.20 – Glissement de barres pour le poteau C30S100FP0

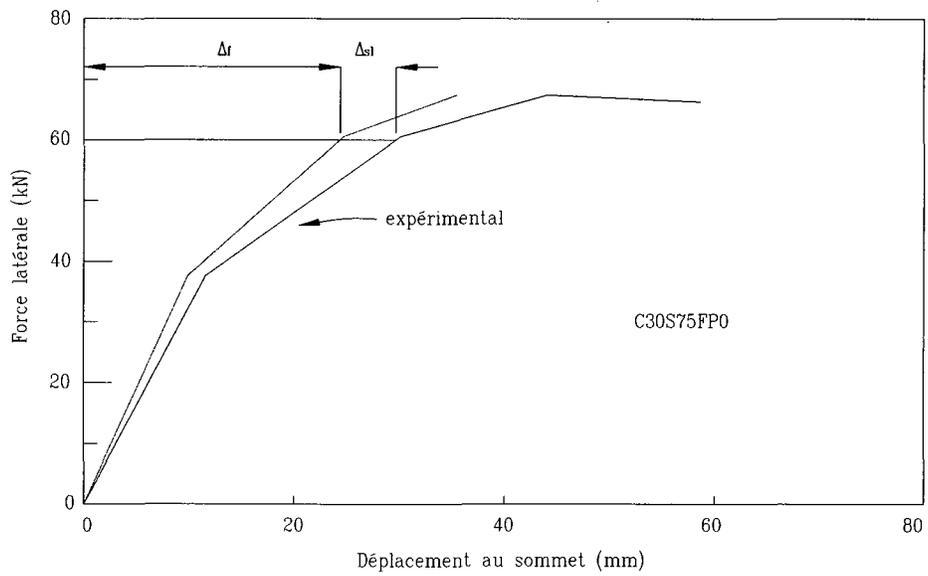


Figure 4.21 – Glissement de barres pour le poteau C30S75FP0

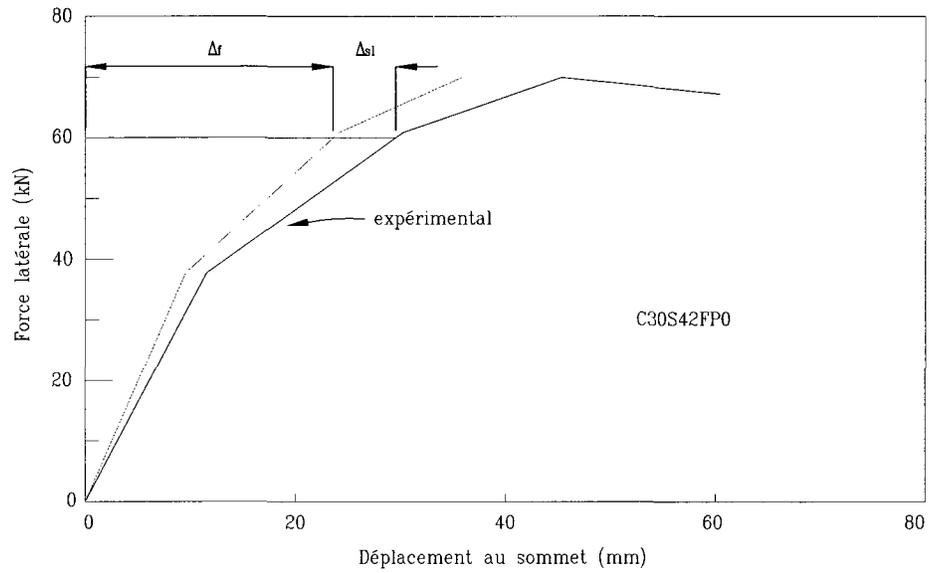


Figure 4.22 – Glissement de barres pour le poteau C30S42FP0

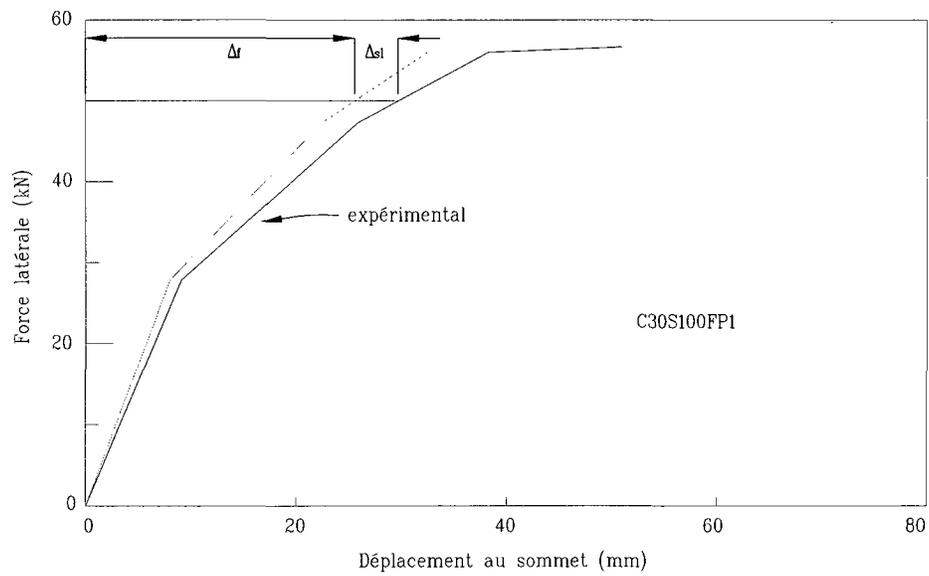


Figure 4.23 – Glissement de barres pour le poteau C30S100FP1

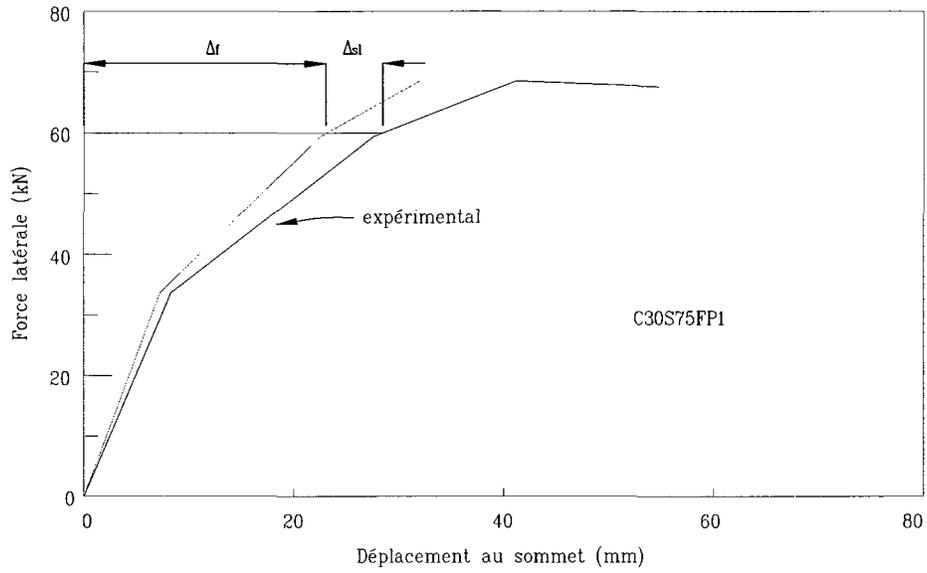


Figure 4.24 – Glissement de barres pour le poteau C30S75FP1

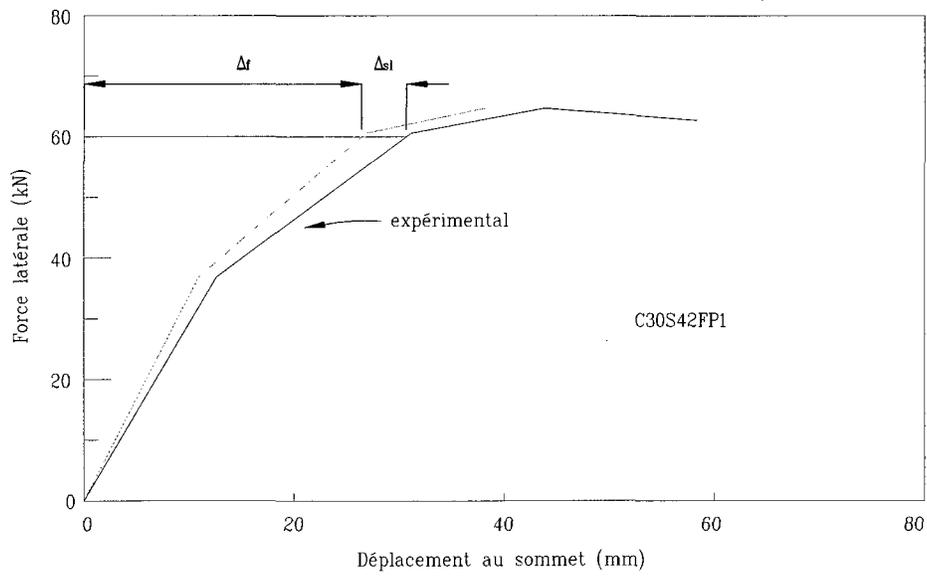


Figure 4.25 – Glissement de barres pour le poteau C30S42FP1

des moments courbures. Les moments ont été normalisés par rapport au moment maximum et la courbure par rapport à la courbure élastique.

Les figures 4.26, 4.27 et 4.28 montrent la comparaison entre poteaux avec la même valeur d'espacement.

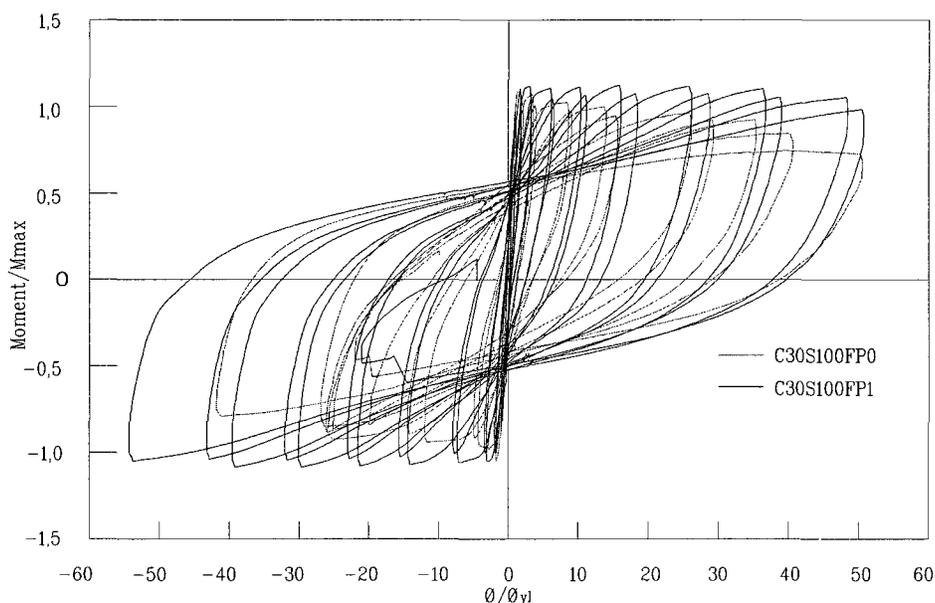


Figure 4.26 – Courbes normalisées de moment-courbure pour les poteaux C30S100FP0 et C30S100FP1

Si l'on fait une comparaison par paires de poteaux (un poteau sans fibre vs un poteau fibré, tous les deux avec le même espacement), sur les figures 4.26 et 4.27 nous pouvons apprécier graphiquement que le gain en termes de ductilité est plus important dans les poteaux avec 75 mm d'espacement que dans les poteaux avec 100 mm d'espacement.

Dans les figures 4.29 et 4.30 nous avons mis en évidence les différents espacements, soit un poteau sans fibre avec plus d'acier transversal vs un poteau avec fibre mais avec moins d'acier de confinement transversal. Si on soustrait le résultat du poteau C30S42FP1, (figure 4.28 pour des raisons expliquées au chapitre de résultats expérimentaux), on remarque clairement que le fait d'ajouter de la fibre est bénéfique. Les résultats montrent que les poteaux avec fibre ont eu un meilleur comportement même si ils avaient moins d'acier pour les confiner, rôle qui est attribué à la fibre. Même pour le poteau C30S75FP1 on observe un meilleur comportement si on le compare avec le poteau C30S42FPO (figure 4.30), malgré le fait que ce dernier est confiné par une quantité d'acier transversal considérable. L'utilisation

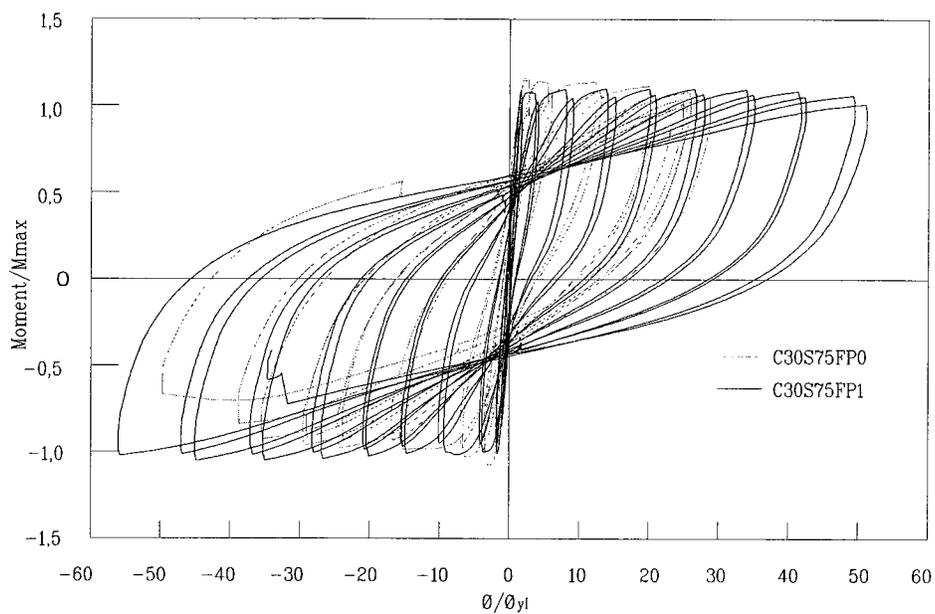


Figure 4.27 – Courbes normalisées de moment-courbure pour les poteaux C30S75FP0 et C30S75FP1

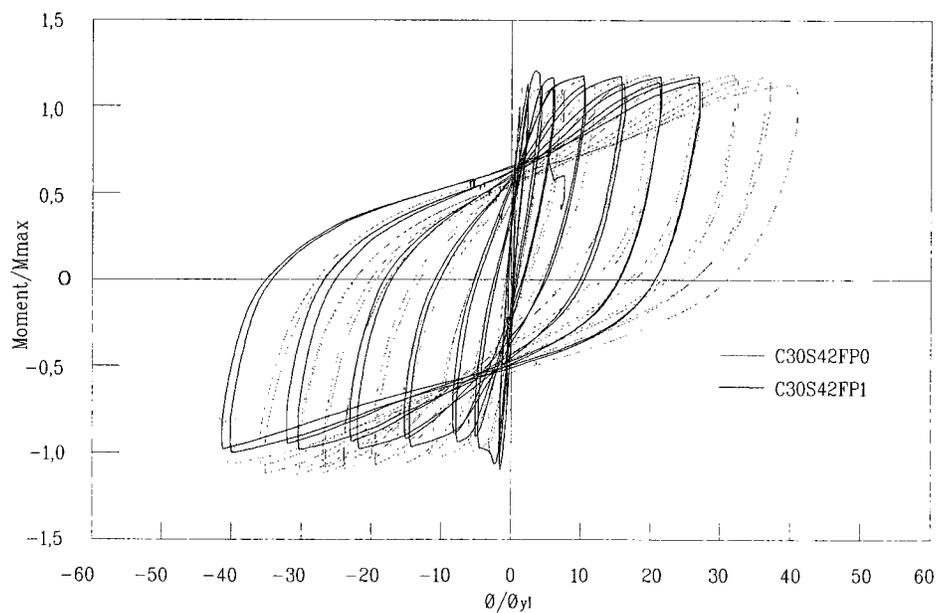


Figure 4.28 – Courbes normalisées de moment-courbure pour les poteaux C30S42FP0 et C30S42FP1

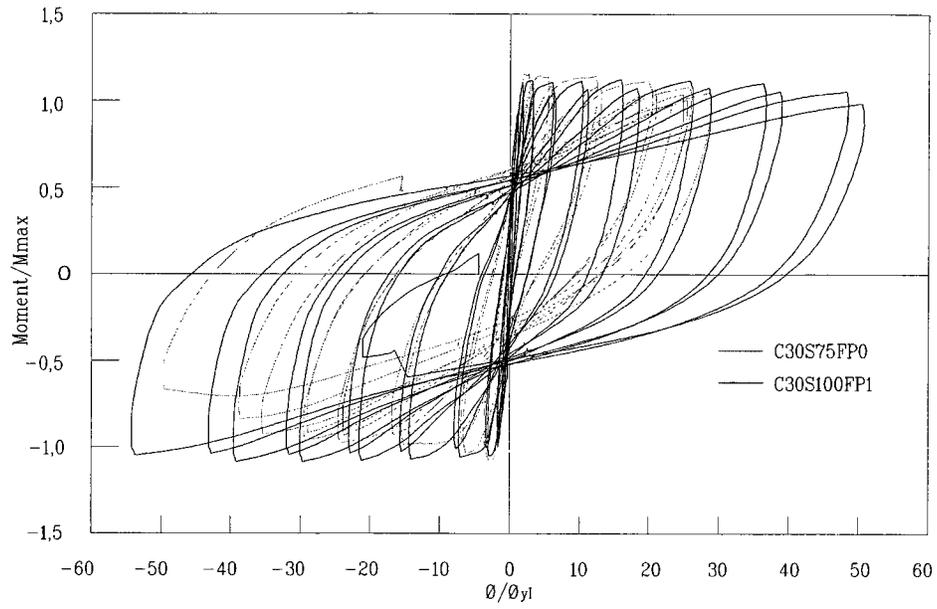


Figure 4.29 – Courbes normalisées de moment-courbure pour les poteaux C30S75FP0 et C30S100FP1

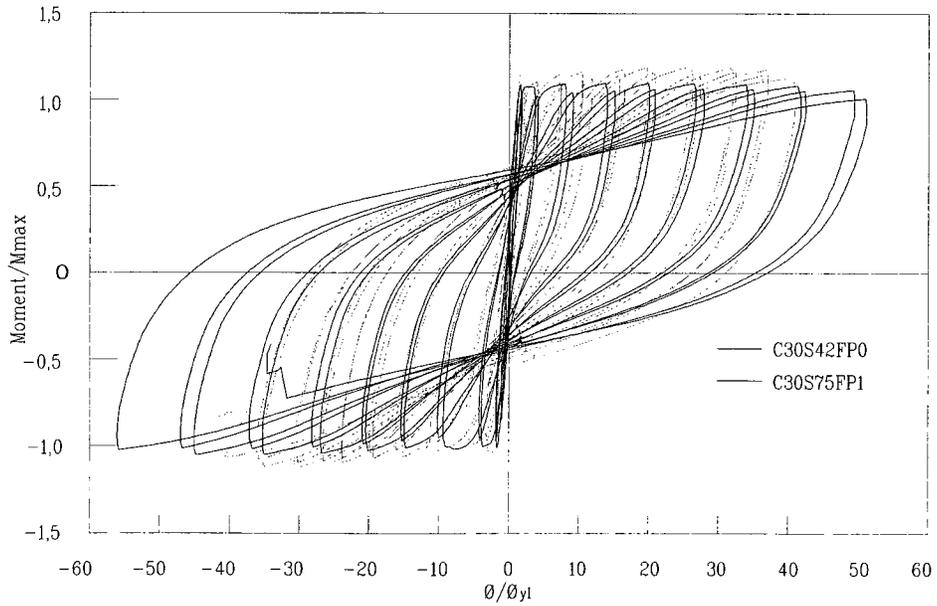


Figure 4.30 – Courbes normalisées de moment-courbure pour les poteaux C30S42FP0 et C30S75FP1

des fibres dans la matrice de béton combiné à un certain confinement contribue à améliorer le comportement de bétons confinés.

4.4 Comparaison des poteaux avec étriers circulaires vs poteaux avec spirales

Afin de se donner une idée du comportement des poteaux fabriqués avec des étriers circulaires par rapport aux poteaux fabriqués avec spirales, nous présentons les graphiques de force-déplacement des poteaux à l'étude dans cette mémoire et ceux faites par [OSORIO, 2008]. De la figure 4.31 à 4.42 nous pouvons apprécier des comportements semblables, exception faite pour le poteau C30S42FP1 dont l'accumulation des aciers au niveau de l'instrumentation a causé une défaillance prématurée du poteau.

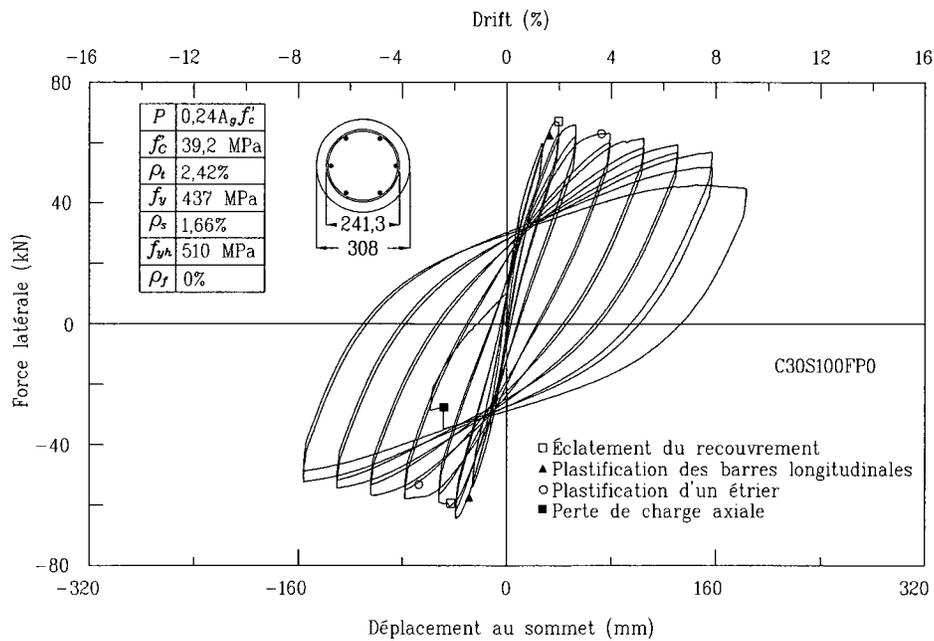


Figure 4.31 – Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S100FP0

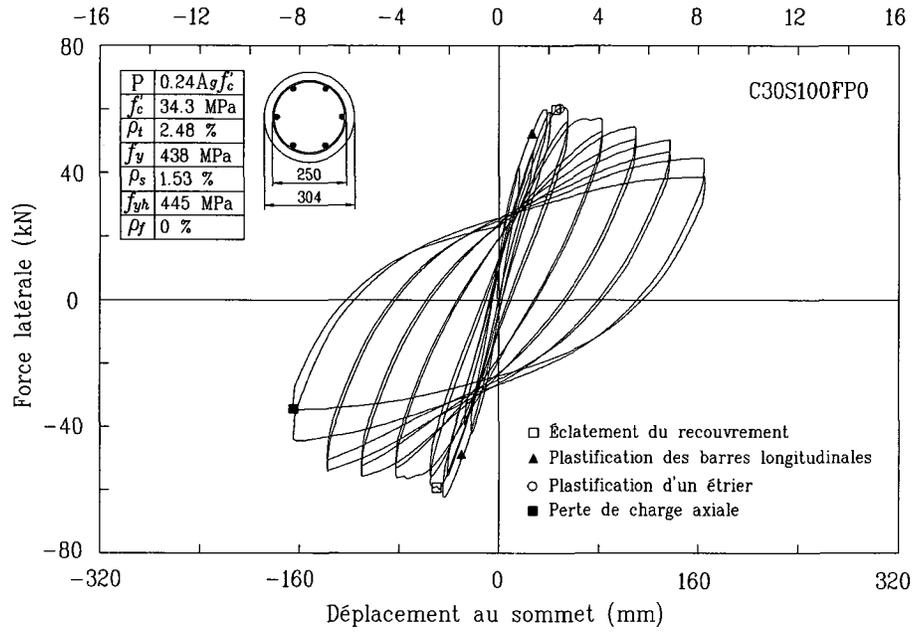


Figure 4.32 – Osorio, 2008 pour C30S100FP0

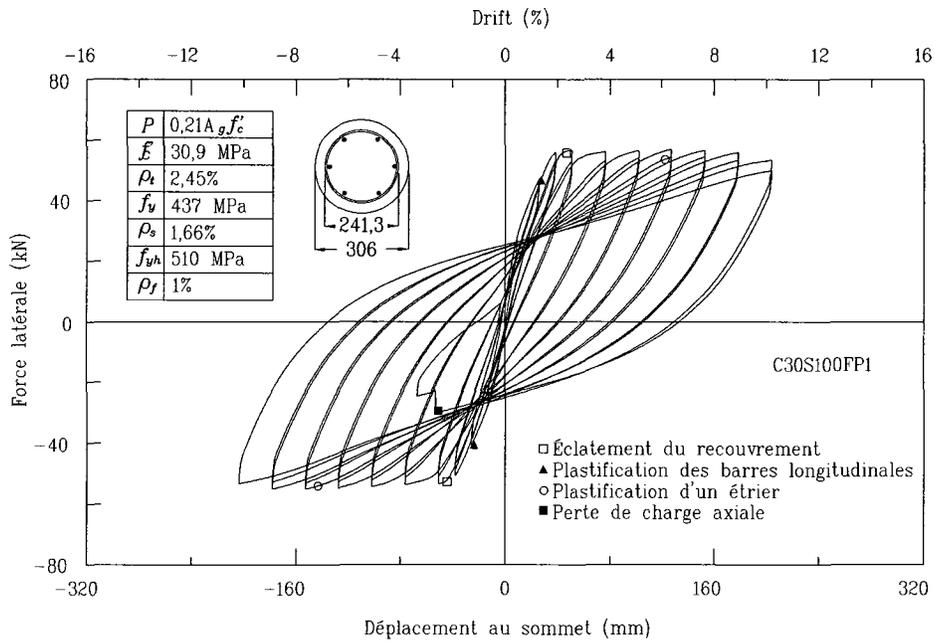


Figure 4.33 – Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S100FP1

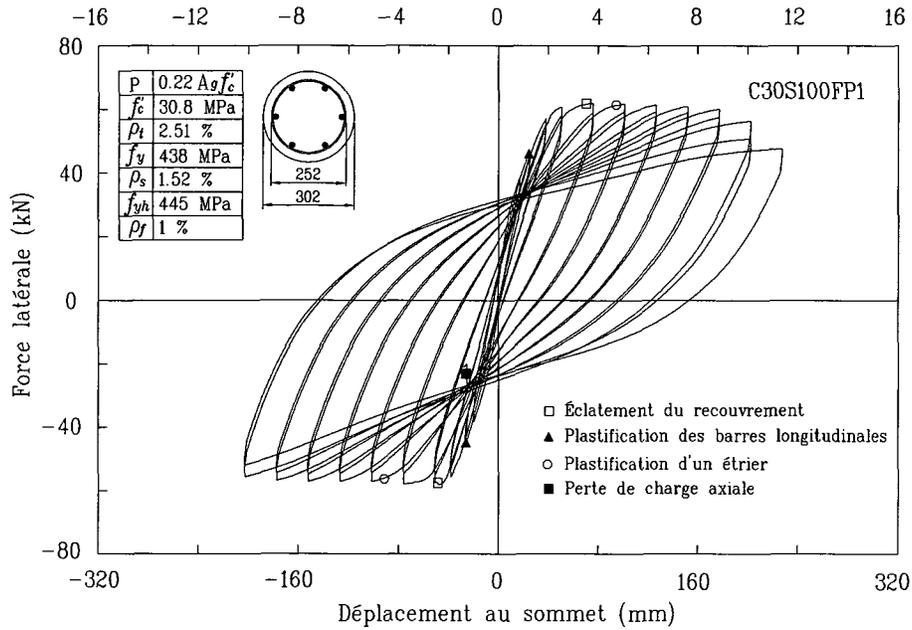


Figure 4.34 – Osorio, 2004 pour C30S100FP1

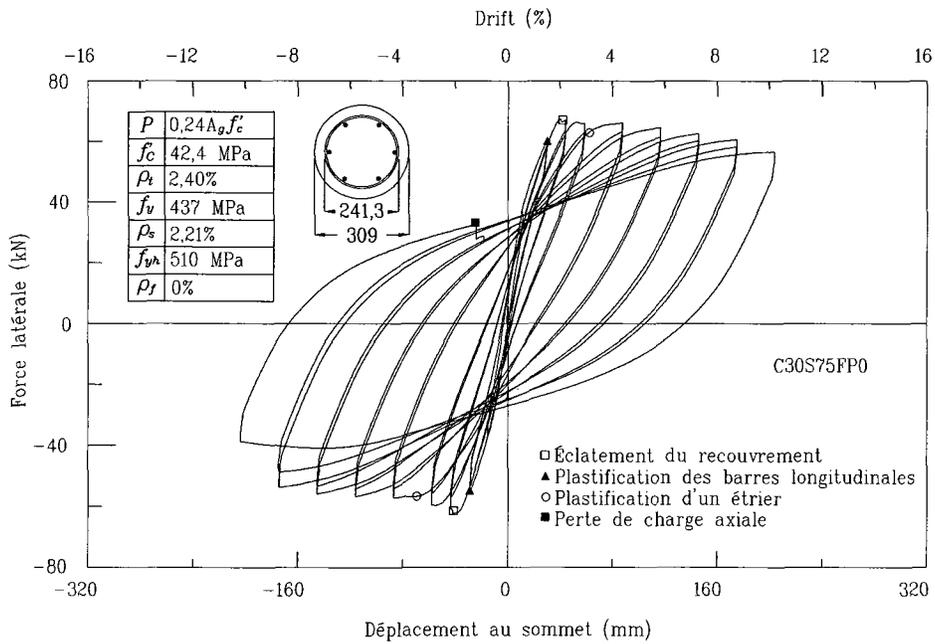


Figure 4.35 – Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S75FP0

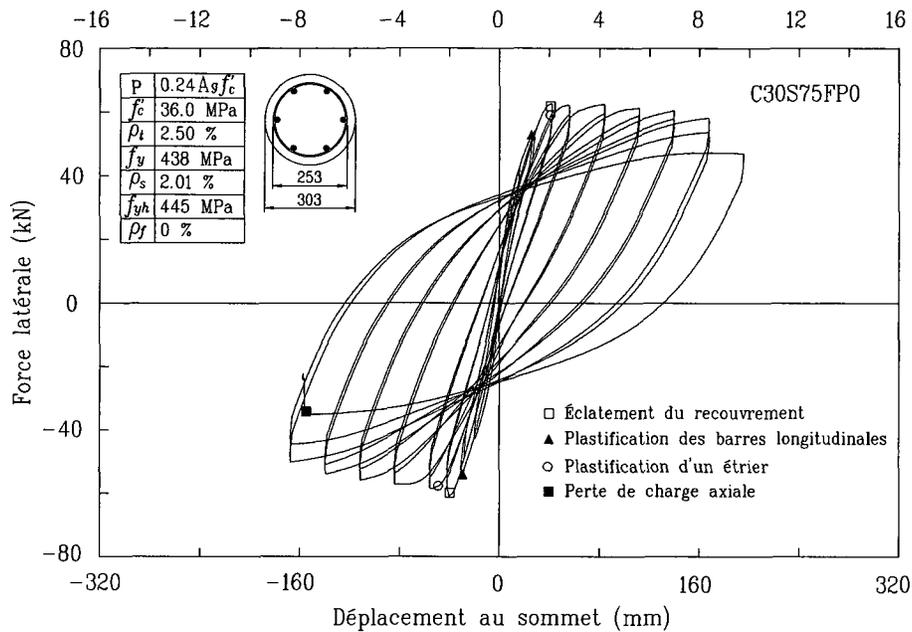


Figure 4.36 – Osorio, 2008 pour C30S75FP0

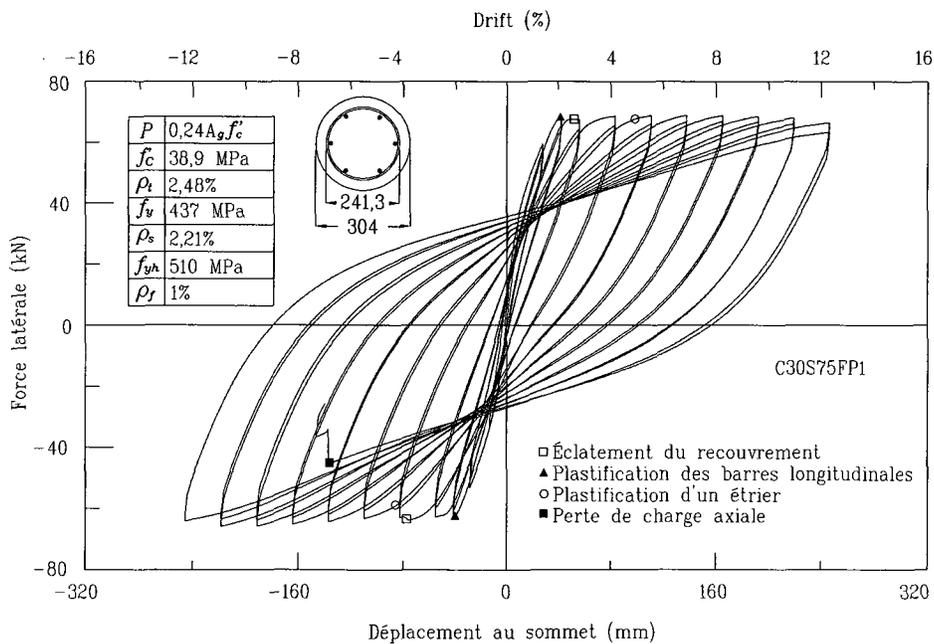


Figure 4.37 – Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S75FP1

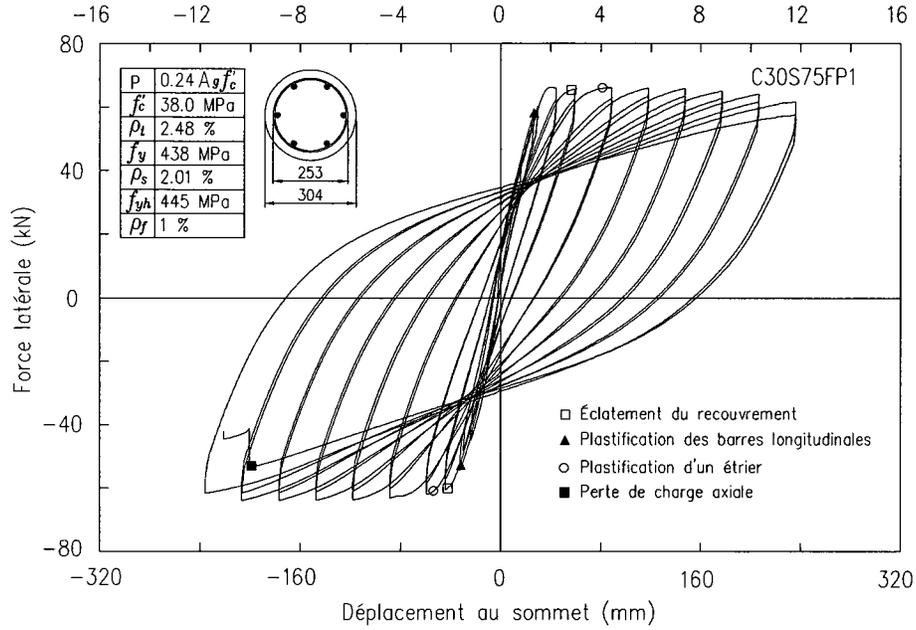


Figure 4.38 – Osorio, 2008 pour C30S75FP1

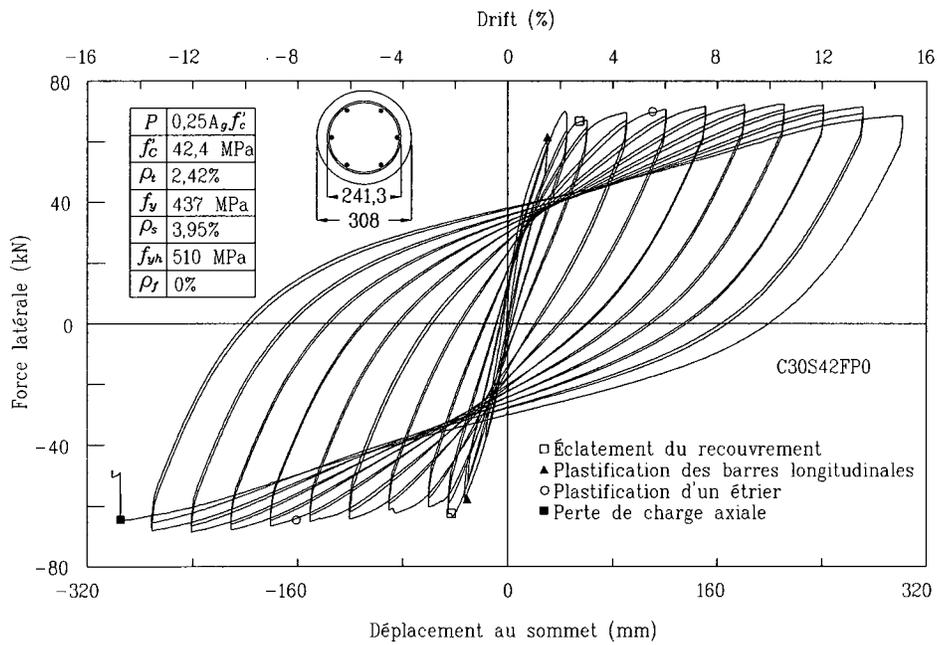


Figure 4.39 – Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S42FP0

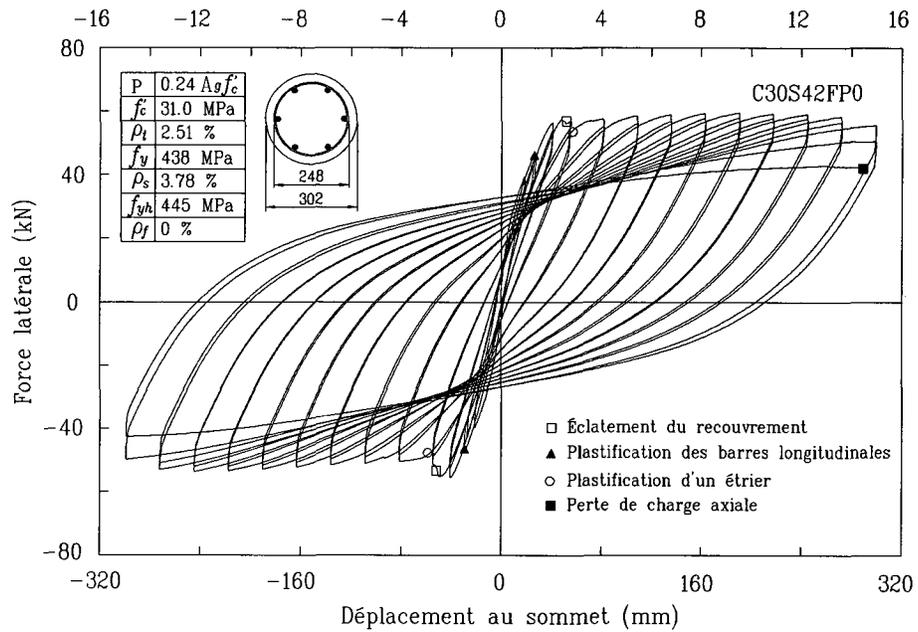


Figure 4.40 – Osorio, 2008 pour C30S42FP0

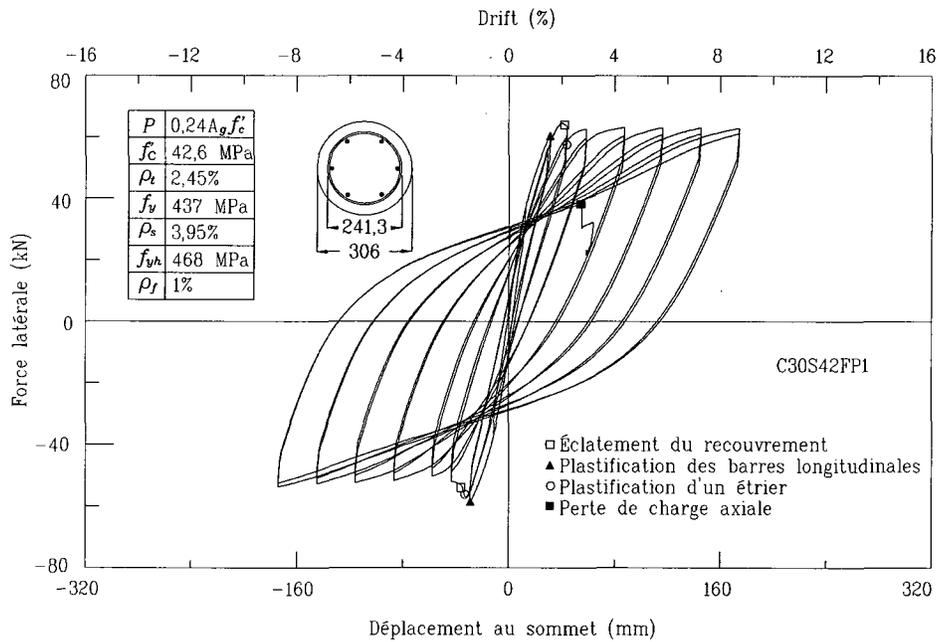


Figure 4.41 – Courbes déplacement en tête vs force latérale pour C30S42FP1

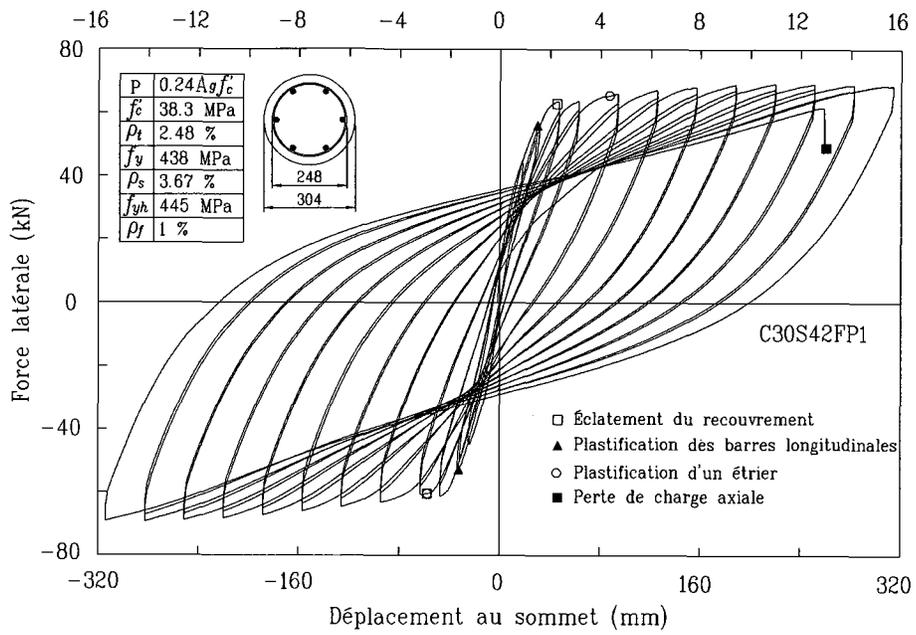


Figure 4.42 – Osorio, 2008 pour C30S42FP1

Chapitre 5

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

5.1 Conclusions

L'ajout de fibres de polypropylène/polyéthylène a joué un rôle très important dans le comportement de poteaux en béton renforcé. En effet, les indicateurs de ductilité ont été améliorés avec la fibre.

En outre, l'enrobage de béton a été retenue de manière considérable dans le cas des poteaux avec la fibre. Ainsi, il est probable que la présence de fibres sert à retenir une certaine quantité de béton de façon à permettre à une plus grande section de béton de demeurer en service lors du chargement. La transmission de la charge supportée par l'enrobage vers le noyau s'effectuait graduellement. Pour ce qui est de la ductilité, de la ténacité et de la capacité de dissipation d'énergie, pour des poteaux contenant des fibres de polypropylène/polyéthylène, on note que l'effet de fibres devient significatif. Ce gain dépend de la quantité d'acier transversal, étant plus significatif au fur et à mesure que cette quantité diminue.

Avec l'utilisation de fibres, on peut obtenir des indices de ductilité ciblés avec une quantité moindre d'acier transversal. Le gain en ductilité pour le poteau avec un espacement de 75 mm semble être plus significatif que le gain pour le poteau avec 100 mm d'espacement. Une manière d'empêcher l'enrobage de béton de se rompre de façon prématurée, est d'introduire une quantité de fibres de polypropylène/polyéthylène à l'intérieur de la matrice de béton.

5.2 Recommandations

L'utilisation de fibres synthétiques à l'intérieur des poteaux en béton armé est bénéfique tant au niveau de l'éclatement du béton non confiné de l'enrobage qu'à l'endroit du noyau de béton confiné. Cependant, il serait utile d'effectuer plus d'essais de manière à avoir une plus grande banque de données.

Les matrices de béton fibré du présent programme expérimental ont été fabriquées avec une résistance en compression autour de 38 MPa. Étant donné le rôle important tenu par le couple fibres-matrice, il serait nécessaire d'effectuer des essais sur des poteaux armés contenant des pourcentages des fibres moindre que 1% avec d'autres résistances et avec différents taux de chargement.

S'il faut l'utilisation de quantités importantes d'acier transversal (zones de risque sismique importante), il serait préférable d'utiliser des spires pour éviter les crochets des étriers circulaires qui rendent très difficile le placement du béton ou bien conserver les étriers, qui semblent offrir un meilleur comportement que les spires, mais en utilisant des bétons avec plus d'affaissement ou du béton autoplaçant.

Bibliographie

- [1] ASTM (2000) *Manual of Aggregate and Concrete Testing*, American Society for Testing and Materials.
- [2] BALAGURU, P., *Evaluation of New Synthetic Fiber for Use in Concrete*, Civil Engineering Department Report No. 89-13, October 1989, 89pp.
- [3] BALAGURU, P., SHAH, S., *Fiber-reinforced cement composites*, McGraw-Hill, inc., New-York, (1992).
- [4] Beaudouin, J.J., *Béton renforcé des fibres*, Conseil National de Recherche du Canada, Division des recherches en bâtiment, Digest de la construction au Canada no 203F, juillet 1982 (1982).
- [5] S. Bentur, A. Mindess, *Fiber reinforced cementitious composites*, Elsevier application Science Londo 1990 (1990).
- [6] CAN/CSA A23.3-04, *Concrete Design Handbook*, Canadian Standards Association, 60 Queen Street, Ottawa, Ontario, Canada, K1P 5Y7, 2006.
- [7] CUSSON, D., PAULTRE, P. (1994) *Le Confinement des poteaux en béton à hautes performances. Étude expérimentale*, Bulletin de Liaison du Laboratoire des ponts et chaussées, No. 192, 47-60 p.
- [8] CUSSON, D., PAULTRE, P. *Comportement en compression des poteaux en béton à haute performance confinés par des étriers rectangulaires*, Thèse de doctorat, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, 1993.
- [9] DALAIRE, É. : *Étude du comportement à la flexion et à la compression de bétons à haute performance renforcés de fibres d'acier*, Mémoire de Maîtrise ès sciences appliquées, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke 1993.
- [10] DJUMBONG, A., *Étude du rôle de l'enrobage et de l'influence des fibres synthétiques sur le comportement structural des poteaux en béton à haute*

performance, Mémoire de Maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 2004, 68 p.

- [11] DJUMBONG, A., *Étude du rôle de l'enrobage et de l'influence des fibres synthétiques sur le comportement structural des poteaux en béton à haute performance*, Mémoire de Maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 2008, 68 p.
- [12] KOSMATKA, S. H. ; KERKHOFF, B. ; PANARESE, W. ; NORMAN, F. ; et McGRATH, R. *Dosage et contrôle des mélanges de béton*, EB101, septième édition canadienne, Association Canadienne du Ciment, Ottawa, Ontario, Canada, 2004, 355 pages,
- [13] EUCLID Chemical Company (2007) *TUF-STRAND SF*, Euclid Technical Sheets, <http://www.euclidchemical.com/files/Products/ProductFiles/techdata/tuf_strand_sf.pdf> ■
- [14] ITA ROBLES, H. (2002) *Comportement post élastique de poteaux circulaires en béton à haute performance confinés par des spirales*, Mémoire de Maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 113 p.
- [15] J.J BEAUDOIN, (1982) *Béton renforcé de fibres*, Conseil National de Recherche du Canada, Division des recherches en bâtiment, Digest de la construction au Canada nro 203F, juillet 1982.
- [16] KHAJURIA, A. et BALAGURU, P. *Behavior of New Synthetic Fiber Reinforced Concrete*, Civil Engineering Department, Report No. 89-13, October 1989, 89 p.
- [17] KHAJURIA, A. CHIEN, A. and BALAGURU, P. *Properties of Fibers Reinforced Lightweight Concrete*, Civil Engineering Department, Report No. 90-10, 1990, 70 p.
- [18] KHAJURIA, A. ; CHIEN, A. ; et BALAGURU, P. *oughness Characteristics of Fibers Reinforced*, Civil Engineering Department, Report No. 90-11, 1990, 46 p.
- [19] LANGLOIS, Y. *Rôle de l'enrobage de béton et effet des fibres métalliques sur le comportement des poteaux en béton confiné à haute performance*, Mémoire de Maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 1996, 93 p.
- [20] LEVESQUE, Y. (1998) *Étude de la ductilité de poteaux en béton armé à haute performance avec fibres métalliques*, Mémoire de Maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 108 p.

- [21] LÉGERON, F., PAULTRE, P. *Comportement Post Élastique de Poteaux en Béton à Haute Performance Confinés par des Étriers Rectangulaires*, Mémoire de Maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 1994, 103 p.
- [22] LÉGERON, F., PAULTRE, P. *Comportement sismique des structures en béton ordinaire et en béton à haute performance armé*, Mémoire de doctorat, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, (1998) ** p.
- [23] MONGEAU, D. (1996) *Effets des étriers à haute limite élastique sur le comportement des poteaux en béton à haute performance*, Mémoire de Maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 83 p.
- [24] Nguyen, H. (2006) *Poutres en cisaillement avec béton de fibres en polypropylène*, Mémoire de maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 98 pp.
- [25] OSORIO, L. *Rôle de l'enrobage de béton et effet de la fibre métallique sur le comportement des poteaux en béton confiné à hautes performances*, Mémoire de Maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 2001, 93p.
- [26] PAULTRE, P., *Béton II*
- [27] PAULTRE, P., EID, R., ITA ROBLES, H. AND BOUAANANI, N. (2006) "Seismic Performance of Circular High-Strength Concrete Columns", *ACI Structural Journal*, (en submission).
- [28] Saint-Georges, Eric., *Étude expérimentale de colonnes de pont en béton armé réhabilités avec matériaux composites dans un contexte sismique*, Mémoire de Maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke, 2006, 103p.
- [29] WMNPhi, PP International, Sherbrooke, QC, Canada, 2000.