



UNIVERSITÉ DE  
**SHERBROOKE**

FACULTÉ DE GÉNIE  
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

COMPORTEMENT EN COMPRESSION CENTRÉE DES  
POTEAUX EN BÉTON À HAUTES PERFORMANCES (BHP)  
RENFORCÉS DE FIBRES SYNTHÉTIQUES

Mémoire de Maîtrise ès Sciences Appliquées  
Spécialité : génie civil

Composition du jury :

Patrick PAULTRE, directeur de recherche

Rami EID, codirecteur

Jean PROULX, rapporteur

Denis MITCHELL, correcteur

---

Nidal AREGABI

« *You never fail until you stop trying.* »  
- Albert EINSTEIN

# Résumé

Le confinement des poteaux en béton a fait l'objet de plusieurs recherches dans les années précédentes et l'influence des différents paramètres sur l'efficacité du confinement a été aussi soigneusement étudiée, à savoir : la limite élastique de l'acier de confinement, l'espacement entre les barres transversales, la contrainte maximale du béton, l'inclusion des fibres dans le béton. Plusieurs modèles de confinement ont été proposés dans la littérature et l'examen de ces derniers a souligné le besoin de développer un modèle de confinement pour le béton à hautes performances. Ce dernier est caractérisé par son comportement fragile surtout dans les zones à forte sismicité ce qui réduit son utilisation. Il s'est avéré que l'utilisation des fibres, ne serait-ce qu'en petite quantité (0,0% à 1,0% du volume de béton), dans la matrice de béton est très bénéfique pour palier à ce problème de fragilité des BHP.

Dans le cadre de ce projet nous allons effectuer une étude expérimentale qui consiste à effectuer des tests de compression centrée sur douze poteaux de dimensions : diamètre : 303 mm, hauteur : 1400 mm, afin d'examiner l'effet de plusieurs paramètres sur le comportement structural des poteaux en béton armé, à savoir : la résistance en compression du béton, l'espacement des étriers, la quantité de fibres utilisée, la présence de l'enrobage du béton, la présence de supports servant à retenir l'enrobage du béton. Les spécimens ont été fabriqués avec des bétons dont la résistance en compression spécifiée varie de 30 MPa à 90 MPa, selon le cas. Deux pas de spirales sont utilisés, 50 mm et 100 mm. La quantité de fibres variait de 0,0% à 1,0%.

Les résultats de l'étude expérimentale montrent que la présence des fibres synthétiques dans la matrice de béton permet de remédier au problème de fragilité des BHP et que des gains de résistance sont observés au niveau du béton confiné et non confiné. L'ajout des fibres a permis à l'enrobage du béton d'atteindre sa résistance théorique et de se rompre par écrasement de matériaux et non par flambage. Des niveaux de ductilité importants sont atteints en fournissant un confinement adéquat aux BHP. Le nombre de spécimens pour analyser les variables : présence de l'enrobage et de supports, était insuffisant pour pouvoir tirer des conclusions fiables à ce sujet.

Une bonne corrélation est observée lors de la comparaison des résultats expérimentaux et de ceux obtenus avec le modèle analytique proposé par Eid et Paultre qui est dérivé du modèle Cusson et Paultre.

**Mots-clés :** Confinement des poteaux ; Fibres synthétiques ; Béton à hautes performances ; Compression centrée ; Ductilité ; Programme expérimental ; Modèle analytique.



# Remerciements

La réalisation de ce mémoire, n'aurait pu être possible sans le concours de plusieurs personnes à qui je ne voudrais pas manquer de témoigner toute ma reconnaissance.

Je ne manquerai pas d'exprimer ma gratitude à l'égard de mon directeur de recherche, Professeur Patrick Paultre. Cet homme qui m'a fortement impressionné par sa grande expérience et pour les conseils fructueux qu'il n'a cessé de me prodiguer pour donner le meilleur de moi-même.

Mes sincères remerciements à toute l'équipe du Programme Canadien de Bourses de la Francophonie pour leur support et leur aide intarissable. Mes remerciements au Ministère des affaires mondiales canada et au Bureau canadien de l'éducation internationale (BCEI) pour m'avoir accordé la chance de faire partie de leur programme de bourse et m'aider à réaliser mes objectifs professionnels .

Je voudrais aussi remercier les techniciens, Jason Desmarais et Eric Beaudoin qui m'ont accompagné et aidé au laboratoire pour que le travail soit fait de la meilleure façon. Je remercie par la même occasion le Professeur Rami Eid et le Professeur Richard Gagné d'avoir participé à la réalisation de ce projet.

Quand à vous chers père, mère et soeur, si aujourd'hui je suis lancé sur le bon chemin c'est grâce à votre constante présence et soutien.

Mes amis, vous qui êtes si nombreux et qui ajoutez chacun à sa manière une pierre à mon édifice, je vous remercie d'être là et espère que vous vous reconnaissez.

Enfin, mes remerciements les plus sincères à toute personne qui m'a soutenue de près ou de loin, pour que je puisse mener à bien ce travail, fruit de labeur, d'implication et d'acharnement.



# Table des matières

<b>1</b>	<b>Introduction</b>	<b>1</b>
1.1	Mise en contexte et problématique . . . . .	1
1.2	Objectifs du projet de recherche . . . . .	2
1.3	Plan du document . . . . .	2
<b>2</b>	<b>Revue de la littérature</b>	<b>3</b>
2.1	Béton à hautes performances en compression centrée . . . . .	3
2.2	Fibres synthétiques . . . . .	3
2.3	Béton renforcé de fibres synthétiques . . . . .	4
2.4	Influence du pourcentage des fibres sur le comportement des bétons fibrés . . . . .	6
2.5	Confinement . . . . .	6
2.5.1	Modèle de confinement de Légeron et Paultre . . . . .	6
2.5.2	Modèle de confinement de Eid et Paultre . . . . .	9
2.5.3	Autres modèles de confinement . . . . .	12
2.5.4	Performance des modèles de confinement uniaxial . . . . .	14
2.6	Ductilité . . . . .	15
2.7	Enrobage . . . . .	16
<b>3</b>	<b>Programme expérimental</b>	<b>19</b>
3.1	Description des spécimens . . . . .	19
3.2	Propriétés des matériaux . . . . .	23
3.2.1	Béton . . . . .	23
3.2.2	Acier d'armature . . . . .	29
3.2.3	Fibres synthétiques . . . . .	30
3.3	Instrumentation . . . . .	32
3.4	Montage expérimental et procédure d'essai . . . . .	34
<b>4</b>	<b>Résultats expérimentaux et interprétation</b>	<b>37</b>
4.1	Comportement général des poteaux . . . . .	37
4.2	Comportement de l'armature longitudinale . . . . .	43
4.3	Comportement du béton . . . . .	43
4.4	Comportement des spécimens sans fibres . . . . .	55
4.4.1	Comportement du béton à l'éclatement de l'enrobage . . . . .	55
4.4.2	Comportement du béton après l'éclatement de l'enrobage . . . . .	55
4.5	Comportement des spécimens avec fibres . . . . .	56
4.5.1	Comportement du béton à l'éclatement de l'enrobage . . . . .	56
4.5.2	Comportement du béton après l'éclatement de l'enrobage . . . . .	57
4.6	Comportement de l'armature transversale . . . . .	58
4.7	Analyse statistique de l'effet des variables testées . . . . .	58
4.7.1	Ajout des fibres synthétiques . . . . .	60
4.7.2	Résistance en compression du béton . . . . .	62
4.7.3	Pas des spirales . . . . .	62
4.7.4	Présence de l'enrobage ou de supports . . . . .	62

<b>5</b>	<b>Comparaison entre les résultats expérimentaux et les modèles analytiques</b>	<b>63</b>
<b>6</b>	<b>Conclusions et recommandations</b>	<b>71</b>
6.1	Conclusions . . . . .	71
6.2	Recommandations pour recherches futures . . . . .	72

# Liste des figures

2.1	Evolution des caractéristiques mécaniques d'un béton de fibres en fonction du pourcentage de fibres (adaptée de P. Rossi [37]) . . . . .	7
2.2	Relation contrainte-déformation en compression du béton non confiné et confiné d'après Cusson et Paultre [17, 31] . . . . .	7
2.3	Concept du poteau équivalent (adapté par Legeron et Paultre [25]) . . . . .	9
2.4	Relation entre la ductilité et le coefficient de réduction de la force sismique : (a) critère d'égalité des déplacements maximums ; (b) critère d'égalité des énergies potentielles maximums [30] . . . . .	16
3.1	Dimensions des spécimens et emplacement des jauges électriques et des LVDT .	20
3.2	Spécimen avec supports métalliques . . . . .	21
3.3	Support métallique servant à retenir l'enrobage . . . . .	21
3.4	Courbe contrainte-déformation du béton 30 MPa, 0,0% de fibres . . . . .	26
3.5	Courbe contrainte-déformation du béton 30 MPa, 0,50% de fibres . . . . .	26
3.6	Courbe contrainte-déformation du béton 30 MPa, 1,0% de fibres . . . . .	27
3.7	Courbe contrainte-déformation du béton 90 MPa, 0,0% de fibres gâchée 1 . . .	27
3.8	Courbe contrainte-déformation du béton 90 MPa, 0,0% de fibres gâchée 2 . . .	28
3.9	Courbe contrainte-déformation du béton 90 MPa, 0,50% de fibres . . . . .	28
3.10	Courbe contrainte-déformation du béton 90 MPa, 1,0% de fibres . . . . .	31
3.11	Courbe contrainte-déformation des barres 10M . . . . .	31
3.12	Courbe contrainte-déformation des barres 15M . . . . .	33
3.13	Fibres synthétiques . . . . .	33
3.14	Montage expérimental des essais sur les poteaux . . . . .	35
4.1	Aspect des spécimens de la série 1 à la fin des essais . . . . .	38
4.2	Aspect des spécimens de la série 2 à la fin des essais . . . . .	38
4.3	Aspect des spécimens de la série 3 à la fin des essais . . . . .	39
4.4	Aspect des spécimens de la série 4 à la fin des essais . . . . .	39
4.5	Aspect des spécimens de la série 5 à la fin des essais . . . . .	40
4.6	Aspect des spécimens de la série 6 à la fin des essais . . . . .	40
4.7	Courbe de la charge totale vs déformation axiale . . . . .	41
4.8	Courbe de la charge totale vs déformation axiale . . . . .	42
4.9	Définition de la charge supportée par le béton pour le poteau C90S50V05 . . .	44
4.10	Courbe de la charge axiale dans le béton vs déformation axiale . . . . .	46
4.11	Courbe de la charge axiale dans le béton vs déformation axiale . . . . .	47
4.12	Effet de l'enrobage de béton pour le poteau C90S50V05 . . . . .	48
4.13	Courbe de la charge relative dans le béton vs déformation axiale (LVDT 800 mm)	49
4.14	Courbe de la charge relative dans le béton vs déformation axiale (LVDT 800 mm)	50
4.15	Courbe de la charge relative dans le béton vs déformation axiale (LVDT 400 mm)	51
4.16	Courbe de la charge relative dans le béton vs déformation axiale (LVDT 400 mm)	52

## LISTE DES FIGURES

5.1	Prédiction du comportement du béton du poteau C30S100V0 . . . . .	64
5.2	Prédiction du comportement du béton du poteau C30S100V05 . . . . .	64
5.3	Prédiction du comportement du béton du poteau C30S100V10 . . . . .	65
5.4	Prédiction du comportement du béton du poteau C90S100V0 . . . . .	65
5.5	Prédiction du comportement du béton du poteau C90S100V10 . . . . .	66
5.6	Prédiction du comportement du béton du poteau C90S50V0 . . . . .	66
5.7	Prédiction du comportement du béton du poteau C90S50V05 . . . . .	67
5.8	Prédiction du comportement du béton du poteau C90S50V10 . . . . .	67
5.9	Prédiction du comportement du béton du poteau C90S100CO . . . . .	68
5.10	Prédiction du comportement du béton du poteau C90S100SU . . . . .	68
5.11	Prédiction du comportement du béton du poteau C90S50CO . . . . .	69
5.12	Prédiction du comportement du béton du poteau C90S50SU . . . . .	69

# Liste des tableaux

2.1	Propriétés des fibres synthétiques . . . . .	4
3.1	Détails des spécimens à tester . . . . .	22
3.2	Composition des gâchées témoins en $\text{kg/m}^3$ . . . . .	24
3.3	Caractéristiques des bétons frais des gâchées témoins . . . . .	24
3.4	Résistance en compression de la gâchée témoin 0,50% . . . . .	25
3.5	Résistance en compression de la gâchée témoin 1,0% . . . . .	25
3.6	Composition des bétons de 90 MPa en $\text{kg/m}^3$ . . . . .	29
3.7	Propriétés à l'état frais des bétons de 30 MPa . . . . .	30
3.8	Propriétés mécaniques du béton des poteaux le jour de l'essai . . . . .	32
3.9	Propriétés mécanique des barres d'acier 10M . . . . .	34
3.10	Propriétés mécanique des barres d'acier 15M . . . . .	34
3.11	Propriétés physiques et mécaniques des fibres synthétiques . . . . .	34
4.1	Résultats expérimentaux (LVDT 800 mm) . . . . .	53
4.2	Résultats expérimentaux (LVDT 400 mm) . . . . .	54
4.3	Déformations et contraintes moyennes dans l'acier des étriers à $P_{c1}$ et $P_{c2}$ . . . . .	59
4.4	Résultats statistiques de l'effet des variables testées (LVDT 800 mm) . . . . .	60
4.5	Résultats statistiques de l'effet des variables testées (LVDT 400 mm) . . . . .	61

# Chapitre 1

## Introduction

### 1.1 Mise en contexte et problématique

L'utilisation du béton à hautes performances (BHP) a augmenté durant les dernières années grâce au développement continu dans les technologies de béton et à la recherche de solutions innovantes dans ce domaine. Son utilisation s'est accrue dans les bâtiments de grande hauteur parce qu'il offre de meilleures caractéristiques mécaniques (compression, traction, module d'élasticité), ce qui permet une augmentation de la capacité portante et donc une réduction des dimensions des colonnes des premiers étages, ce qui revient à diminuer le volume de béton utilisé dans le bâtiment.

Les autres avantages favorisant l'utilisation des BHP sont cités ci-dessous [3] :

- Une plus grande imperméabilité à l'air et à l'eau, due à une compacité plus élevée et donc un renforcement de la protection des armatures contre la corrosion ;
- Une plus grande résistance aux agents agressifs, d'où une meilleure durabilité exploitée par exemple dans les structures offshore (plateformes de forage) pour leur assurer une bonne résistance au gel et à l'eau de mer ;
- Une plus grande résistance à l'abrasion ;
- Une meilleure tenue aux cycles de gel/dégel ;
- Une réduction du fluage, ce qui présente un attrait important pour la construction de ponts ;
- Une augmentation des caractéristiques mécaniques (compression, traction, module d'élasticité), ce qui permet de réduire le délai d'attente avant le décoffrage en cas de préfabrication et de construire des structures plus élancées grâce à l'augmentation de la capacité portante.

Aussi performants qu'ils soient, les BHP, comme tout autre matériau, présentent aussi des inconvénients. Des études ont montré que le béton à hautes performances soumis à une charge de compression présente un comportement plus fragile en comparaison avec celui des bétons ordinaires. Un autre inconvénient est lié au confinement. On a montré qu'avec un même confinement, celui du BHP était moins efficace que celui du béton ordinaire, ce qui donne lieu à une structure moins ductile [16].

Vu que l'utilisation des BHP augmente de nos jours, la compréhension du comportement des éléments structuraux utilisant ce matériau devient primordiale et le développement d'un nouveau modèle de confinement pour le béton confiné à hautes performances est nécessaire.

Comme nous avons déjà mentionné, un BHP soumis à une charge de compression présente un comportement fragile et exige un meilleur confinement afin d'atteindre les mêmes performances que les bétons normaux. Plusieurs études ont montré que l'inclusion des fibres dans la matrice de béton augmente sa résistance en compression ainsi que sa ductilité [26]. D'où la nécessité de continuer les recherches dans cet axe afin de développer des modèles capables de prédire le comportement du béton confiné sous différents cas de chargement.

Ce projet mettra l'accent sur l'effet de l'ajout des fibres synthétiques en polypropylène et polyéthylène dans le béton à hautes performances et son rôle à remédier aux faiblesses observées lors des essais sur ce dernier, à savoir la rupture prématurée de l'enrobage et l'efficacité du confinement.

## 1.2 Objectifs du projet de recherche

Le présent projet s'inscrit dans un ensemble de projets de recherche réalisés au sein du département de génie civil de l'Université de Sherbrooke qui ont pour but d'étudier le comportement des poteaux en béton armé soumis à différents cas de chargement. L'objectif de ce projet est d'étudier l'influence de plusieurs paramètres sur le confinement des poteaux, à savoir :

- L'ajout de fibres synthétiques dans le béton ;
- La présence ou non de l'enrobage ;
- La présence ou non de supports servant à retenir l'enrobage ;
- L'espacement entre les barres transversales ;
- La résistance maximale en compression du béton afin de différencier les bétons normaux des bétons à hautes performances.

Pour la réalisation de ce qui a été cité en haut, une étude expérimentale d'un ensemble de poteaux en béton armé soumis à des charges de compression centrée sera faite en faisant varier les paramètres déjà cités.

## 1.3 Plan du document

Le présent chapitre est une introduction du mémoire. Le chapitre 2 sera consacré à la revue de littérature. Ensuite, une description du programme expérimental incluant une description des spécimens, des propriétés des matériaux et du montage expérimental sera présentée dans le chapitre 3. Dans le chapitre 4 nous présenterons les résultats expérimentaux et nous effectuerons une analyse et une interprétation des résultats obtenus. Le chapitre 5 fera l'objet d'une comparaison entre les résultats expérimentaux et les résultats obtenus par les modèles analytiques. Finalement, les conclusions tirées de cette étude seront présentées dans le dernier chapitre.

# Chapitre 2

## Revue de la littérature

### 2.1 Béton à hautes performances en compression centrée

Les bétons à hautes performances (BHP), sont des matériaux à très haute compacité dont la résistance en compression est nettement supérieure de celle des bétons conventionnels de 30 MPa et peut aller jusqu'à 200 MPa. Les BHP sont caractérisés par un rapport Eau/Ciment faible (inférieur à 0,40). Hautes performances ne signifie pas seulement une résistance très élevée mais aussi une meilleure imperméabilité, durabilité et ouvrabilité etc. Les bétons à hautes performances sont connus par leur comportement fragile lorsqu'ils sont soumis à la compression axiale, ils sont aussi caractérisés par la propagation rapide des fissures une fois que ces dernières sont initiées.

Yannick Langlois [24] a observé que le comportement post-pic des poteaux en BHP soumis à une charge de compression centrée est caractérisé par l'écaillage soudain et prématuré de l'enrobage. Cela peut être lié aux plans de faiblesses créés entre l'enrobage du béton et le noyau. Ces plans de faiblesses sont causés par le retrait du béton ainsi que par la présence d'une cage d'armature très dense servant à confiner le noyau [Collins, Mitchell et McGregor, 1992]. Cette perte brusque de l'enrobage du béton entraîne un transfert de charge brusque vers le noyau du béton, ce qui cause une rupture anticipée du noyau confiné. De ce fait, l'inclusion des fibres dans la matrice de béton s'avère très bénéfique au comportement post-pic des poteaux en compression axiale [14, 26, 32], dans le sens où ces fibres servent à retenir l'enrobage le plus longtemps possible afin de permettre un transfert de charge graduel.

### 2.2 Fibres synthétiques

Il existe plusieurs types de fibres pouvant être incorporées dans la matrice de béton, on peut citer : les fibres métalliques, les fibres synthétiques, les fibres naturelles etc. Dans ce qui suit, on va se focaliser sur les fibres synthétiques qui seront utilisées dans le présent projet.

Les fibres synthétiques proviennent des polymères organiques, ils ont l'avantage de s'incorporer au béton sans provoquer de réaction chimique et sans se corroder. Selon les dimensions des fibres, on peut distinguer entre les microfibrilles et les macrofibres synthétiques. Les microfibrilles ont une longueur qui varie de 0,8 à 50 mm et un diamètre inférieur à 0,2 mm. Cependant les macrofibres ont une longueur qui varie de 25 à 65 mm et un diamètre équivalent de 0,2 à 1,2 mm.

Le tableau 2.1 de l'ACI 544-1R [7] présente différents types de fibres synthétiques ainsi

que leur propriétés.

Dans le cadre de ce projet, c'est les fibres synthétiques en polypropylène et polyéthylène qui seront utilisées.

**Tableau 2.1** – Propriétés des fibres synthétiques

Type de fibres	Diamètre équivalent ( $\times 10^{-6}\text{m}$ )	Densité relative	Résistance à la traction (MPa)	Module d'élasticité (MPa)	Température de fusion ( $^{\circ}\text{C}$ )
Acrylique	5-17	1,16-1,18	200-1000	$14.10^3$ - $19.10^3$	220-235
Aramide I	12	1,44	2900	$62.10^3$	480
Aramide II	10	1,44	2340	$120.10^3$	480
Carbone I	8	1,6-1,7	2480-3030	$380.10^3$	400
Carbone II	9	1,6-1,7	3445-4000	$230.10^3$	400
Carbone III	10-13	1,6-1,7	480-795	$27.10^3$ - $35.10^3$	400
Carbone IV	9-18	1,8-2,15	1515-3100	$150.10^3$ - $480.10^3$	500
Nylon	23	1,14	1000	5200	200-220
Polyster	10-80	1,34-1,39	220-1100	$17.10^3$	255
Polyéthylène	25-1000	0,92-0,96	80-600	$5.10^3$	135
Polypropylène	20-200	0,90-0,91	140-700	3400-4800	165

Carbon I = à base de polyacrylonitrile, module élevé

Carbon II = à base de polyacrylonitrile, résistance à la traction élevée

Carbon III = basé sur un angle isotropique élevé, usage général

Carbon IV = basé sur un angle mésophase à haute performance

## 2.3 Béton renforcé de fibres synthétiques

Un matériau composite est un assemblage de deux ou plusieurs éléments donnant lieu à un nouveau matériau qui possède des propriétés que les composants pris isolément ne possèdent pas. Cette définition s'applique sur les bétons fibrés.

Plusieurs recherches dans la littérature se sont focalisées sur l'étude du comportement des bétons fibrés, les paragraphes suivants présentent les conclusions tirées des études ayant utilisées des fibres synthétiques dans la matrice de béton.

Des essais ont été menés sur des bétons comportant 0% à 1% de fibres synthétiques par volume de béton [11]. Il a été observé que l'introduction des fibres dans la matrice de béton (jusqu'à 1%) n'influait pas significativement les propriétés du béton durci, cependant cet ajout avait une influence sur la maniabilité du béton ce qui entraîne une difficulté de mise en place de ce dernier. L'augmentation de l'eau de gâchage pour remédier à ce problème a été accompagnée par une baisse de résistance à la compression de l'ordre de 5% à 10%. L'auteur a conclu que la baisse de la résistance observée lors de ces essais ne devrait pas être attribuée au pourcentage de fibres utilisé mais plutôt à l'augmentation du rapport Eau/Ciment.

### 2.3. BÉTON RENFORCÉ DE FIBRES SYNTHÉTIQUES

Une autre recherche a montré que l'incorporation de fibres polypropylènes dans la composition du béton améliore la ductilité et augmente légèrement la résistance en traction par flexion, mais n'apporte pas une amélioration sensible pour la résistance en compression. La même recherche affirme que les meilleures résistances en traction sont obtenues pour un dosage en fibres de  $600 \text{ g/m}^3$  [27].

Alexis Djumbong a montré, dans ces travaux de maîtrise au département du génie civil de l'Université de Sherbrooke [19], que le comportement rhéologique des bétons comportant un volume de fibres entre 0% et 0,5% reste identique à celui des bétons dépourvus de fibres et ayant un même rapport Eau/Ciment. Cependant, lorsqu'on dépasse un pourcentage de 0,5%, le béton perd sa maniabilité et sa mise en place devient plus difficile. Djumbong a aussi montré que l'ajout des fibres de polypropylène dans la matrice de béton à hautes performances a permis d'améliorer le comportement ductile des poteaux et d'empêcher l'enrobage d'éclater prématurément par flambage.

Bayasi et Zeng [12] ont affirmé que l'utilisation des fibres de polypropylène de 12,5 mm de longueur et de diamètre 0,5 mm ainsi que des fibres de 19 mm de longueur et un diamètre de 0,75 mm pour des pourcentages de 0,1%, 0,3% et 0,5% du volume de béton, conduit à une amélioration de la résistance en compression du béton par rapport au béton ne comportant pas de fibres.

Alexis Djumbong, dans ces travaux sur l'influence des fibres synthétiques et métalliques sur le comportement post-élastique des poteaux en béton à hautes performances [20], a affirmé que la présence des fibres a un apport significatif sur la ductilité et la ténacité des spécimens, il a aussi montré qu'un volume de 0,5% de fibres synthétiques dans la formulation de béton était plus efficace qu'un même volume de fibres métalliques, dans le sens où un volume de 0,5% de fibres synthétiques permettait à l'enrobage de se rompre par écrasement de matériaux et non pas par instabilité. Ceci a été expliqué par le bon ancrage des fibres synthétiques qui s'effilochent ce qui entraîne un encrage supplémentaire plus grand que celui développé le long de la fibre. De la même étude, on a constaté qu'il existe un pas de spirale adéquat pour rendre efficace la fibre dans la matrice de béton.

On sait que le béton est un matériau poreux qui renferme de l'eau dans les pores capillaires. En cas d'élévation importante de la température, cette eau emprisonnée se transforme en vapeur. Dans le cas des bétons compacts, comme les BHP, cette transformation d'eau en vapeur est susceptible de créer des pressions internes pouvant entraîner un écaillage du béton en surface. Les observations montrent que l'incorporation des fibres synthétiques peut remédier à ce problème. En fait, vu leur température de fusion peu élevée par rapport aux autres fibres ( $135 \text{ °C}$  -  $165 \text{ °C}$ ), les fibres fondent, lorsque le béton est soumis à une élévation de température excessive, et créent un réseau tridimensionnel constitué d'une multitude de petits capillaires, créant ainsi des réseaux de drains qui permettent à la vapeur d'eau de s'échapper évitant ainsi la création de contraintes internes pouvant causer l'écaillage de la surface du béton [5].

Comme on l'a déjà dit dans les paragraphes précédents, l'ajout des fibres dans la matrice

de béton permet à l'enrobage d'atteindre un niveau de charge plus élevé. Parmi les problèmes qui limitent la performance de ces fibres on peut citer, l'orientation des fibres lors de la vibration du béton, et surtout la distribution non uniforme des fibres lors du malaxage, ce qui donne naissance à des phénomènes comme l'effet de voûte et l'effet de cheminée. Cette non-uniformité de la distribution des fibres affecte la densité et l'intégrité du noyau de béton, qui se retrouve avec un pourcentage plus élevé que celui prévu, et donc peut réduire la résistance en compression du poteau. Pour contourner ce problème, Hadi [23] a proposé une nouvelle méthode de construction des poteaux en béton à hautes performances renforcés de fibres en polypropylène, dans le but d'étudier l'effet de la variation de la localisation des fibres dans le poteau. Les résultats de cette étude ont montré que les colonnes ayant des fibres dans l'enrobage seulement et les colonnes ayant des fibres dans l'enrobage plus une extension dans le noyau du béton, ont des niveaux de ductilité plus élevés que celles contenant des fibres dans toute la section transversale.

## 2.4 Influence du pourcentage des fibres sur le comportement des bétons fibrés

Une augmentation de la quantité de fibres ne signifie pas forcément une amélioration proportionnelle des propriétés mécaniques du béton. Pierre Rossi a montré qu'il existe un intervalle dans lequel l'effet des fibres est optimal [37]. Cet intervalle est caractérisé par deux seuils : un seuil d'efficacité et un seuil de saturation. Ce domaine est appelé « domaine d'efficacité d'un béton de fibres » et il représente le pourcentage de fibres optimal à utiliser dans la matrice de béton, tant sur le plan économique que sur le plan de gain de résistance.

La figure 2.1 illustre le domaine d'efficacité d'un béton de fibres défini par Rossi.

## 2.5 Confinement

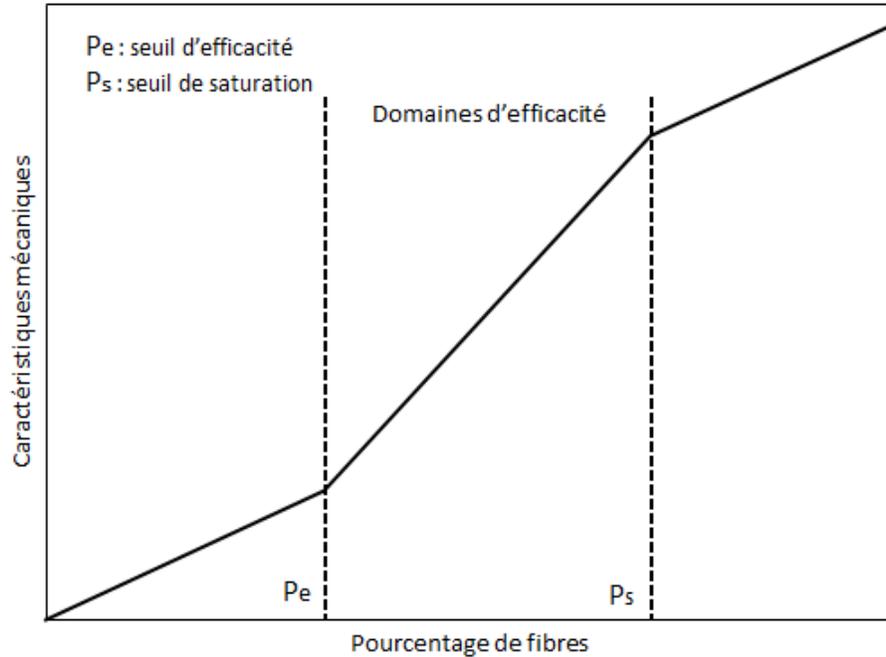
Lorsque les contraintes de compression dans le béton sont très élevées, les déformations latérales dues à l'effet de Poisson sont importantes. Ces déformations peuvent être contrôlées si on fournit au béton un bon confinement. Pour les poteaux, par exemple, ce confinement est généralement assuré par des armatures transversales. En pratique, elles existent sous deux formes, des spirales circulaires et des cadres.

La différence entre un béton confiné et un béton non confiné apparaît lorsque la contrainte dans le béton s'approche de la résistance maximum du béton non confiné. Si le béton est bien confiné, la résistance maximum et la ductilité sont considérablement augmentées.

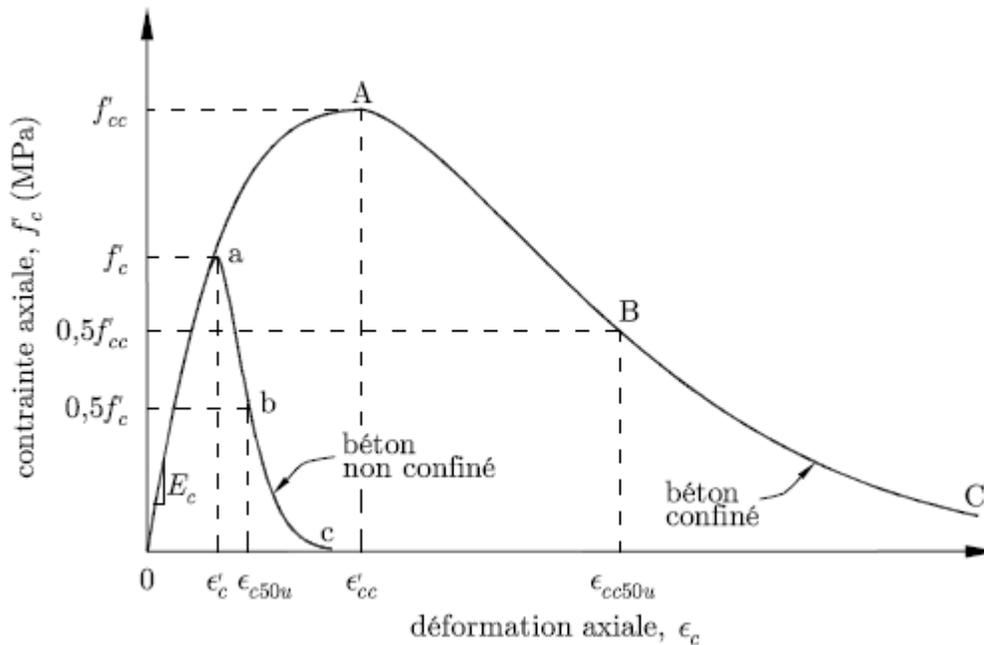
### 2.5.1 Modèle de confinement de Légeron et Paultre

Plusieurs lois de comportement définissant la courbe contrainte-déformation sont présentes dans la littérature, on détaille dans cette partie celle de Légeron et Paultre [25] dont le modèle est dérivé du modèle de Cusson et Paultre [17], la courbe contrainte-déformation représentant ce modèle est présentée dans la figure 2.2.

La courbe est définie par deux points : (1) la résistance du béton confiné,  $f'_{cc}$ , correspondant



**Figure 2.1** – Evolution des caractéristiques mécaniques d'un béton de fibres en fonction du pourcentage de fibres (adaptée de P. Rossi [37])



**Figure 2.2** – Relation contrainte-déformation en compression du béton non confiné et confiné d'après Cusson et Paultre [17, 31]

à la déformation  $\epsilon'_{cc}$ ; (2) la déformation axiale post-pic du béton,  $\epsilon_{cc50}$ , quand la capacité diminue à 50% de la résistance du béton confiné.

Le modèle du béton de Légeron et Paultre [25] est utilisé afin de prédire le comportement

des poteaux circulaires et rectangulaires soumis aux charges axiales concentriques constantes ainsi qu'aux charges cycliques de flexion combinées à une charge axiale constante.

La partie ascendante de la courbe 2.2 s'exprime par :

$$f_{cc} = f'_{cc} \frac{k(\epsilon_{cc}/\epsilon'_{cc})}{k-1 + (\epsilon_{cc}/\epsilon'_{cc})^k} \quad \text{pour } \epsilon_{cc} \leq \epsilon'_{cc} \quad (2.1)$$

où  $k$  est un facteur qui contrôle la pente initiale et la courbure de la partie ascendante de la courbe, il est donné par la relation suivante :

$$k = \frac{E_{ct}}{E_{ct} - (f'_{cc}/\epsilon'_{cc})} \quad (2.2)$$

où  $E_{ct}$  est le module d'élasticité tangent du béton non confiné. Pour les BHP, le coefficient  $k$  est grand ce qui donne lieu à une courbe quasi-linéaire pour la partie ascendante avec un module élastique élevé.

La partie post-pic de la courbe contrainte-déformation est donnée par l'équation suivante :

$$f_{cc} = f'_{cc} \exp(k_1(\epsilon_{cc} - \epsilon'_{cc})^{k_2}) \quad \text{pour } \epsilon_{cc} > \epsilon'_{cc} \quad (2.3)$$

$k_1$  et  $k_2$  sont deux paramètres qui contrôlent la forme de la partie descendante de la courbe :

$$k_1 = \frac{\ln(0,5)}{(\epsilon_{cc50} - \epsilon'_{cc})^{k_2}}, \quad k_2 = 0,58 + 16(I_{e50})^{1,4} \quad (2.4)$$

$I_{e50}$  est l'indice de confinement effectif évalué à la déformation post-pic  $\epsilon_{cc50}$  :

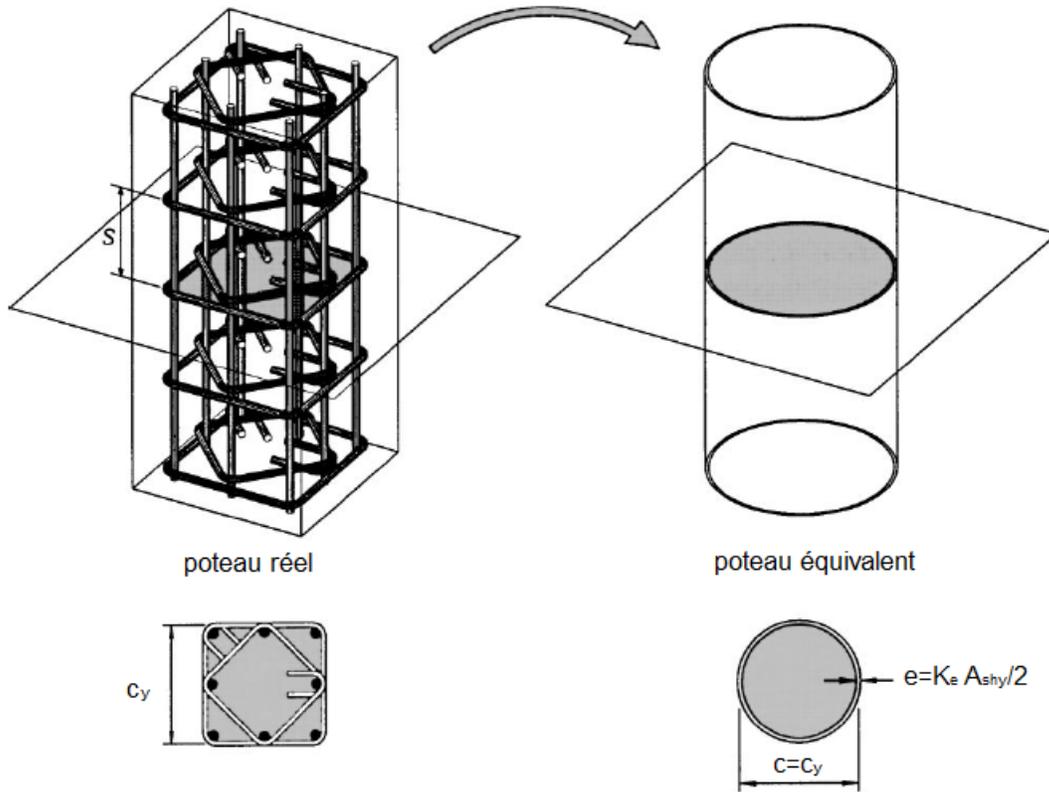
$$\epsilon_{cc50} = \epsilon_{c50} + 0,15(I_{e50})^{1,1} \quad (2.5)$$

où  $\epsilon_{c50}$  est la déformation correspondant à 50% de la contrainte maximale de compression du béton non confiné. En absence de données expérimentales cette valeur peut être prise égale à 0,004.

Le modèle de confinement cité ci-dessus [25] est basé sur le concept du poteau équivalent qui vise à remplacer le poteau réel par un poteau équivalent confiné par une enveloppe continue (tube), ce qui revient à appliquer une pression de confinement uniforme sur toute la section de béton (voir la figure 2.3). La contrainte de confinement uniforme s'exprime par :

$$f_{le} = K_e \frac{A_{shy}}{sc} f_h = \rho_{sey} f_h \quad (2.6)$$

où  $A_{shy}$  est la section totale d'armature transversale dans la direction  $y$ ,  $f_h$  est la contrainte dans les barres transversales et  $\rho_{sey}$  est le taux effectif de section d'armature de confinement dans la direction de calcul ( $\rho_{sey} = \frac{K_e A_{shy}}{sc}$ ).  $K_e$  est un coefficient d'efficacité géométrique qui tient en compte la variation des contraintes de confinement dans les poteaux armés à l'aide d'armatures transversales par rapport au poteau circulaire équivalent sur lequel agit



**Figure 2.3** – Concept du poteau équivalent (adapté par Legeron et Paultre [25])  
 une contrainte latérale uniforme. Ce coefficient d'efficacité de confinement, pour des poteaux  
 circulaire, peut s'écrire :

$$K_e = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2D_c}\right)^{n_c}}{1 - \rho_{cc}} \geq 0 \quad (2.7)$$

où  $D_c$  est le diamètre du noyau mesuré centre à centre des étriers,  $s'$  est l'espacement face à face des rangés d'étriers,  $\rho_{cc}$  est le taux en volume de l'armature longitudinale dans le noyau de béton confiné et  $n_c$  est égale à 1 ou 2 pour les poteaux confinés par des spirales ou des cerces, respectivement.

### 2.5.2 Modèle de confinement de Eid et Paultre

Comme on l'a déjà dit, le béton à hautes performances présente un comportement fragile en compression comparé au béton normal et son confinement est moins effectif que celui du béton normal [15, 35]. Des études ont montré que l'inclusion des fibres dans le béton peut augmenter la résistance en compression et la ductilité des BHP [14, 26]. Ces fibres de quelques centimètres de longueur peuvent être en carbone, en acier ou en propylène etc. Ces études ont aussi montré que la combinaison des fibres et des armatures transversales pourrait réduire le coût des armatures de confinement requis par les codes de design ACI 318 [4] et CSA A23.3

[2]. Un autre avantage d'ajouter les fibres dans le béton est de prévenir l'éclatement précipité de l'enrobage [21, 22, 33].

L'influence des fibres sur le comportement axial contrainte-déformation des bétons à hautes performances à été pris en compte dans plusieurs modèles [14, 26], mais ces derniers sont basés sur une analyse régressive des résultats expérimentaux des essais sur des poteaux à échelle réduite et ne prennent pas en considération les propriétés mécaniques des fibres.

En général, les fibres utilisées dans le béton sont courtes avec un rapport  $l_f/d_f = 50 \sim 100$  où  $l_f$  et  $d_f$  sont la longueur et le diamètre de la fibre, respectivement. La longueur des fibres varie, généralement, de 25 à 60 mm et le diamètre varie de 0,2 à 1,2 mm.

Supposant une force de liaison par frottement,  $\tau_{fu}$ , et une longueur moyenne de fibre encastrée dans le béton de  $l_f/4$ , la contrainte de confinement développée par les fibres dans un poteau chargé axialement est :

$$f_{lfb} = N\epsilon_f E_f \frac{\pi d_f^2}{4} \leq N\tau_{fu}\pi d_f(l_f/4) \quad (2.8)$$

où  $\epsilon_f$  est la déformation en tension de la fibre,  $E_f$  est le module d'élasticité de la fibre et  $N$  est le nombre de fibres par unité de surface pour une distribution 3-D aléatoire, il est donné par :

$$N = 4\eta_\theta \frac{v_f}{\pi d_f^2} \quad (2.9)$$

où  $\eta_\theta$  est un facteur d'efficacité qui dépend de l'orientation de la fibre. Ce facteur peut être pris égale à  $\eta_\theta = 1/2$  [10].

En substituant l'équation (2.9) dans l'équation (2.8) on obtient l'expression de la contrainte de confinement développée par les fibres :

$$f_{lfb} = \eta_\theta v_f \epsilon_f E_f \leq \eta_\theta v_f \tau_{fu}(l_f/d_f) \quad (2.10)$$

Donc, on peut exprimer la contrainte de confinement effective  $f'_{le}$  due à la combinaison des armatures transversales et des fibres. L'expression de  $f_{le}$  est évaluée au pic de la courbe contrainte-déformation (figure 2.2) et s'exprime par :

$$f'_{le} = \rho_{sey} f'_h + f_{lfb} \quad (2.11)$$

L'indice de confinement effectif au pic  $I'_e$  s'exprime par :

$$I'_e = \frac{f'_{le}}{f'_c} = \frac{\rho_{sey} f'_h}{f'_c} + \frac{f_{lfb}}{f'_c} \quad (2.12)$$

Les relations exprimant les gains de résistance et de ductilité en fonction de l'indice de confi-

nement effectif sont [25] :

$$\frac{f'_{cc}}{f'_c} = 1 + 2,4(I'_e)^{0,7} \quad (2.13)$$

$$\epsilon'_{cc} = \epsilon'_c + 0,21(I'_e)^{1,7} \quad (2.14)$$

Légeron et Paultre [25] ont aussi proposé une expression simplifiée reliant la déformation de l'armature transversale au pic à  $I'_e$  :

$$\frac{\epsilon'_h}{\epsilon'_c} = 0,25 + 10I'_e \geq 0,43 \quad (2.15)$$

L'indice de confinement effectif au pic  $I'_e$  dans l'équation précédente (2.15) est :

$$I'_e = \begin{cases} I'_{e1} = \frac{0,25}{\kappa_1 - 10} \geq \frac{0,43}{\kappa_1} \leq I'_{e2} & \text{Si } \kappa_1 > 10 \\ \text{Pour } \epsilon_{fu} > \epsilon_{hy} \\ I'_{e2} = \frac{0,25f'_c + \kappa_2\rho_{sey}f_{hy}}{f'_c(\kappa_2 - 10)} \geq \frac{\rho_{sey}f_{hy}}{f'_c} + \frac{0,43}{\kappa_2} \leq I_{emax} & \text{Si } \kappa_1 \leq 10 \text{ et } \kappa_2, \kappa_3 > 10 \\ \text{Pour } \epsilon_{fu} \leq \epsilon_{hy} \\ I'_{e2} = \frac{0,25 + R\tau_{fu}\kappa_3/f'_c}{(\kappa_3 - 10)} \geq \frac{R\tau_{fu}}{f'_c} + \frac{0,43}{\kappa_3} \leq I_{emax} & \text{Si } \kappa_1 \leq 10 \text{ et } \kappa_2, \kappa_3 > 10 \\ I_{emax} = \frac{\rho_{sey}f_{hy}}{f'_c} + \frac{R\tau_{fu}}{f'_c} & \text{Si } \kappa_1, \kappa_2, \kappa_3 \leq 10 \end{cases} \quad (2.16)$$

où  $\kappa_1$ ,  $\kappa_2$ ,  $\kappa_3$ , and  $R$  sont donnés par :

$$\kappa_1 = \frac{f'_c}{\epsilon'_c(\rho_{sey}E_s + E_f R d_f / l_f)} \quad (2.17)$$

$$\kappa_2 = \frac{f'_c}{E_f \epsilon'_c R d_f / l_f} \quad (2.18)$$

$$\kappa_3 = \frac{f'_c}{\rho_{sey} E_s \epsilon'_c} \quad (2.19)$$

$$R = \eta_\theta \nu_f (l_f / d_f) \quad (2.20)$$

et  $\epsilon_{fu}$  est donnée par :

$$\epsilon_{fu} = \frac{\tau_{fu} l_f / d_f}{E_f} \quad (2.21)$$

L'indice de confinement effectif qui contrôle la déformation  $\epsilon_{cc50}$  est donné par :

$$I_{e50} = \frac{\rho_{sey}f_{hy}}{f'_c} + \frac{\eta_{50}\eta_\theta\tau_{fu}\nu_f(l_f/d_f)}{f'_c} \quad (2.22)$$

où  $\eta_{50} \leq 1$  est un paramètre qui prend en compte l'influence des fibres quand la déformation

axiale est égale à la déformation post-pic,  $\epsilon_{cc50}$ .

Il faut noter que l'indice de confinement  $I_{e50}$  est calculé en supposant que les déformations sont assez grandes pour causer la plastification des armatures transversales.

Les équations de la partie ascendante et de la partie post-pic de la courbe contrainte-déformation sont les mêmes que celles du modèle Cusson et Paultre et sont décrites dans les équations 2.1 et 2.3.

### 2.5.3 Autres modèles de confinement

Razvi [34] a proposé un modèle en se basant sur des résultats expérimentaux de différents spécimens à grande échelle ayant différentes formes et grandeurs. Les paramètres étudiés étaient : la configuration de l'acier de confinement, la résistance en compression du béton, la forme du spécimen et la résistance ultime de l'acier utilisé. Le modèle couvre une gamme de résistance de béton allant de 30 MPa à 130 MPa. La partie ascendante s'écrit :

$$f_{cc} = f'_{cc} \frac{k (\epsilon_{cc}/\epsilon'_{cc})}{k - 1 + (\epsilon_{cc}/\epsilon'_{cc})^k} \quad \text{pour } \epsilon_{cc} \leq \epsilon'_{cc} \quad (2.23)$$

où :

$$k = \frac{E_{ct}}{E_{ct} - (f'_{cc}/\epsilon'_{cc})} \quad (2.24)$$

La partie descendante s'écrit :

$$f_{cc} = f'_{cc} - (\epsilon_{cc} - \epsilon'_{cc}) \frac{0,15 f'_{cc}}{(\epsilon_{85cc} - \epsilon'_{cc})} \quad \text{pour } \epsilon_{cc} > \epsilon'_{cc} \quad (2.25)$$

Silva [38] a effectué une étude expérimentale sur 10 poteaux circulaires en béton armé et 5 poteaux non armé. La résistance en compression du béton variait de 35 MPa à 125 MPa. Deux types d'acier ont été utilisés : nuance 400 et nuance 500.

La partie ascendante de la courbe contrainte-déformation est basée sur le modèle de Popovic (1973) et donnée par :

$$f_{cc} = f'_{cc} \frac{k(\epsilon_{cc}/\epsilon'_{cc})}{k - 1 + (\epsilon_{cc}/\epsilon'_{cc})^k} \quad \text{pour } \epsilon_{cc} \leq \epsilon'_{cc} \quad (2.26)$$

avec :

$$k = \frac{E_{ct}}{E_{ct} - (f'_{cc}/\epsilon'_{cc})} \quad (2.27)$$

La partie descendante de la courbe est basée sur le modèle proposé par Fafitis et Shah (1985), elle s'écrit sous la forme :

$$f_{cc} = f'_{cc} \exp(k_1(\epsilon_{cc} - \epsilon'_{cc})^{k_2}) \quad \text{pour } \epsilon_{cc} > \epsilon'_{cc} \quad (2.28)$$

avec :

$$k_1 = \frac{\ln(0,5)}{(\epsilon_{cc50} - \epsilon'_{cc})^{k_2}}, \quad k_2 = 0,58 + 16(I_{e50})^{1,4} \quad (2.29)$$

Assa [9] a développé un modèle de confinement en faisant des tests de compression centrée sur 24 poteaux de dimensions : diamètre 145 mm, hauteur 300 mm. Des spirales ont été utilisées pour confiner le béton dont la résistance en compression variait de 20 MPa à 90 MPa. L'équation décrivant la courbe contrainte-déformation de ce modèle s'écrit :

$$f_{cc} = f'_{cc} \frac{[\alpha x + (\beta - 1)x^2]}{[1 + (\alpha - 2)x + \beta x^2]} \quad (2.30)$$

où :

$$x = \frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon'_{cc}} \quad (2.31)$$

$\alpha$  est un coefficient qui contrôle la pente de la partie ascendante :

$$\alpha = \frac{E_c \epsilon'_{cc}}{f'_{cc}} \quad (2.32)$$

$\beta$  est un coefficient qui contrôle la courbure de la partie descendante :

$$\beta = \frac{\left[ \left( \frac{\epsilon_{cc80}}{\epsilon'_{cc}} \right)^2 - (0,2\alpha + 1,6) \frac{\epsilon_{cc80}}{\epsilon'_{cc}} + 0,8 \right]}{\left[ 0,2 \left( \frac{\epsilon_{cc80}}{\epsilon'_{cc}} \right)^2 \right]} \quad (2.33)$$

Les modèles déjà cités sont développés pour des bétons ne contenant pas de fibres. En plus du modèle de Eid et Paultre pour les bétons à hautes performances renforcés de fibres on peut citer d'autres modèles comme celui de Mansur [26] et Campione [13].

Le modèle développé par Mansur [26] est basé sur une étude expérimentale incluant des bétons normaux et des bétons fibrés. La résistance en compression du béton variait de 60 MPa à 120 MPa. Les paramètres étudiés sont : le diamètre et l'espacement des barres transversales, la surface du noyau de béton et la direction du coulage des spécimens (hoizontale ou verticale). La partie ascendante s'écrit :

$$f_{cc} = f'_{cc} \frac{\beta \left( \frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon'_{cc}} \right)}{\beta - 1 + \left( \frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon'_{cc}} \right)^\beta} \quad \text{pour } \epsilon_{cc} \leq \epsilon'_{cc} \quad (2.34)$$

avec :

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{f'_{cc}}{\epsilon'_{cc} E_c}} \quad (2.35)$$

La partie descendante s'écrit :

$$f_{cc} = f'_{cc} \frac{k_1 \beta \left( \frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon'_{cc}} \right)}{k_1 \beta - 1 + \left( \frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon'_{cc}} \right)^{k_2 \beta}} \quad \text{pour } \epsilon_{cc} > \epsilon'_{cc} \quad (2.36)$$

où  $k_1$  et  $k_2$  deux facteurs de correction pour tenir compte de l'effet du confinement.

Campione [13] a proposé un modèle mathématique pour exprimer la relation contrainte-déformation pour des bétons fibrés normaux et à haute résistance. Le modèle inclus les paramètres suivants : le type, l'espacement, le ratio et la limite ultime des armatures de confinement, la forme du noyau de béton (rectangulaire ou circulaire), le type et le pourcentage des fibres utilisées. Le modèle trouvé s'écrit :

$$\frac{\sigma}{f'_{cc}} = \frac{\beta \left( \frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon'_{cc}} \right)}{\beta - 1 + \left( \frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon'_{cc}} \right)^\beta} \quad \text{pour } \epsilon_{cc} \leq \epsilon'_{cc} \quad (2.37)$$

où :

$$\beta = \frac{1}{1 - \frac{f'_{cc}}{\epsilon'_{cc} E_c}} \quad (2.38)$$

$$\frac{\sigma}{f'_{cc}} = \eta_d \exp \left[ -k_d \left( \frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon'_{cc}} - x_d \right)^\gamma \right] \quad \text{pour } \epsilon_{cc} > \epsilon'_{cc} \quad (2.39)$$

où  $k_d$  et  $\gamma$  sont des paramètres qui contrôlent la forme de la partie descendante de la courbe.

## 2.5.4 Performance des modèles de confinement uniaxial

L'abondance des modèles analytiques décrivant la relation contrainte-déformation des différents type de béton (béton normal ou à hautes performances avec ou sans fibres) nous mène à s'interroger sur leur fiabilité à exprimer le vrai comportement du matériau. D'où la nécessité de définir des critères de performance qui nous permettront soit de retenir le modèle ou le remettre en question.

Rosidawani [36] a décidé d'examiner la capacité des modèles de confinement les plus connus dans la littérature à prédire le comportement des poteaux en béton à hautes performances renforcés de fibres synthétiques. Une étude expérimentale a été menée sur neuf poteaux circulaires ayant un diamètre de 135 mm et une hauteur de 550 mm, l'enrobage des poteaux est de 10 mm. Le confinement est assuré par des spirales dont l'espacement prend les valeurs 30 mm, 45 mm et 60 mm. Les pourcentages de fibres utilisés sont 0%, 0,75% et 1,25%.

Les modèles mathématiques étudiés dans ce projet sont : Cusson [17], Razvi [34], Silva [38], Assa [9], Mansur [26] et Campione [13].

La performance des modèles est mesurée en utilisant le coefficient de variation (écart type

relatif) des paramètres de mesure, à savoir : la contrainte du béton au pic,  $f'_{cc}$  ; la déformation au pic,  $\varepsilon'_{cc}$  ; la déformation quand la capacité diminue à 50% de la résistance du béton confiné,  $\varepsilon_{cc50}$  ; la déformation quand la contrainte est égale à 85% de la contrainte maximum,  $\varepsilon_{cc85}$ .

Les résultats expérimentaux montrent que tous les modèles définissent bien la contrainte au pic ce qui n'est pas le cas pour la déformation au pic et les déformations post-pic. La plupart des modèles définissent bien la partie ascendante du comportement contrainte-déformation du béton, cependant on remarque une surestimation ou une sous-estimation dans la partie descendante. Parmi tous ces modèles, celui de Cusson et Paultre [17] donne la meilleure prédiction du comportement contrainte-déformation.

Dans le cadre de ce projet, le modèle proposé par Eid et Paultre est basé sur le modèle de Légeron et Paultre [25] qui est une modification de celui de Cusson et Paultre [17], donc les résultats obtenus avec ce modèle devraient être meilleure que les précédents.

## 2.6 Ductilité

La ductilité d'un système structural traduit sa capacité à dissiper une grande partie de l'énergie sous des sollicitations sismiques, par des déformations inélastiques. La ductilité dépend des caractéristiques des matériaux de la structure et des dimensions des éléments. Un comportement ductile est préféré à un comportement fragile pour les raisons suivantes :

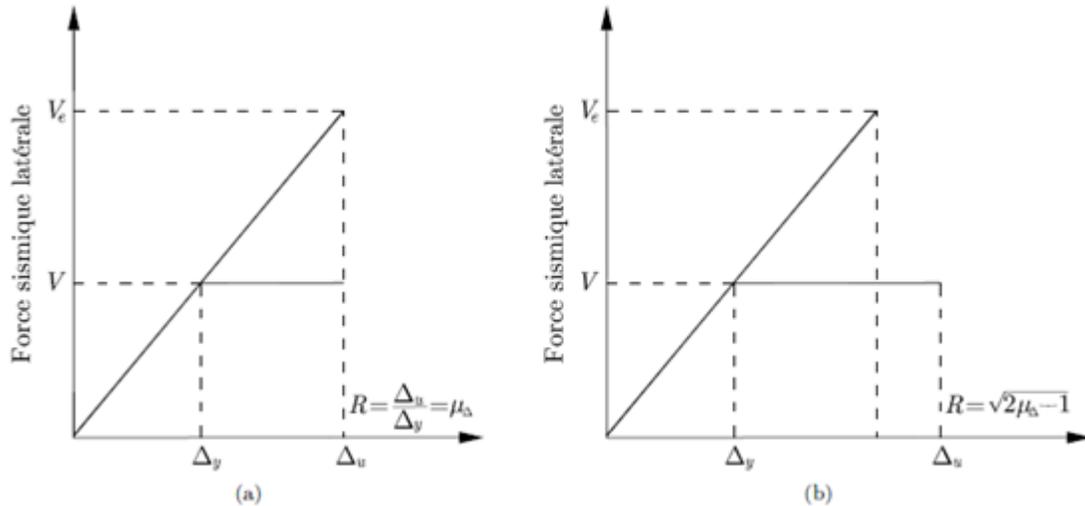
- Un comportement ductile permet de subir de grandes déformations près de la charge ultime ce qui constitue un avertissement d'une rupture imminente ;
- La ductilité permet une redistribution des efforts d'une structure hyperstatique avant la formation d'un mécanisme de ruine ;
- Un dimensionnement basé sur la ductilité des structures permet une réduction du niveau des forces dues aux séismes.

La méthode de dimensionnement basée sur la force utilisée dans les normes de conception parasismique part du fait que les structures sont ductiles. Cette méthode est basée sur la détermination d'un coefficient de réduction  $R$  qui permet de déterminer le besoin en ductilité de la structure [2].

La détermination du coefficient  $R$  peut être faite par le biais de deux critères : le critère d'égalité des déplacements et le critère d'égalité d'énergie entre les structures linéaires et non linéaires [30]. Le premier critère, égalité des déplacements (figure 2.4 (a)), suppose que les déplacements maximums d'une structure linéaire et non linéaire, ayant la même rigidité initiale, sont presque égaux lorsqu'elles sont soumises au même tremblement de terre, ceci nous permet de déterminer le coefficient de réduction sismique  $R$  définie comme :

$$R = \frac{V_e}{V} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \mu_\Delta$$

où  $\Delta_u$  est le déplacement maximum,  $\Delta_y$  est le déplacement causant la plastification d'un système non linéaire et  $\mu_\Delta$  est le besoin en ductilité.



**Figure 2.4** – Relation entre la ductilité et le coefficient de réduction de la force sismique : (a) critère d'égalité des déplacements maximums ; (b) critère d'égalité des énergies potentielles maximums [30]

Le deuxième critère, égalité des énergies potentielles maximums, suppose que l'énergie potentielle emmagasinée dans le système élastique au déplacement maximum est égale à l'énergie potentielle emmagasinée dans le système élastique-parfaitement plastique au déplacement maximum (figure 2.4 (b), l'énergie emmagasinée étant l'aire sous la courbe). Dans ce cas le coefficient de réduction sismique s'écrit :

$$R = \sqrt{2\mu_{\Delta} - 1}$$

## 2.7 Enrobage

L'enrobage des armatures est la distance entre la surface du béton et l'armature la plus proche (cette dernière peut être un cadre, un étrier, une épingle, une armature de peau etc). Son épaisseur dépend du degré d'agressivité de l'environnement ; elle doit être suffisante pour garantir la bonne protection de l'acier contre la corrosion, les attaques sulfatiques et les cycles de gel-dégel et assurer une résistance au feu convenable.

L'enrobage permet aussi de retenir latéralement les barres longitudinales contre le flambement. Sa détérioration entraîne une perte de résistance de l'élément structural. C'est dans cette perspective que certaines recherches ont été menées au département du génie civil de l'Université de Sherbrooke qui consistent en l'utilisation de tubes en polymères renforcés de fibres (PRF) servant à retenir l'enrobage du béton et fournir un confinement uniforme au béton. Ceci a permis d'augmenter la résistance de l'enrobage contre l'éclatement et d'augmenter la résistance de l'élément en général [8].

Il a été observé que l'enrobage du béton subit un ecaillage prématuré dans les poteaux en BHP [16] ce qui pourrait être relié à son instabilité due au flambage. Ainsi, l'enrobage

peut être modélisé par une série de plaques et en fonction des propriétés géométriques de ces dernières et de la résistance du béton on peut distinguer deux modes de ruptures, soit une rupture par flambage ou bien une rupture par écrasement du matériau qui atteint la contrainte théorique maximale en compression suggérée par l'ACI qui est de  $0,85f'_c$ . Langlois [24] a proposé de limiter la contrainte maximale dans l'enrobage à la plus faible valeur entre la contrainte critique de flambement et  $0,85f'_c$ . Une erreur de 5,05% a été obtenue en utilisant cette méthode versus une erreur de 9,28% en prenant une limite de  $0,85f'_c$  dans tous les cas.

Des études [32] ont montré que l'ajout des fibres dans le béton permet d'augmenter la résistance de l'enrobage, donc ce dernier peut résister à la contrainte de tension élevée appliquée par les armatures transversales due à l'expansion du béton par effet de Poisson et peut dans ce cas atteindre la résistance maximale du béton non confiné.



# Chapitre 3

## Programme expérimental

### 3.1 Description des spécimens

Le présent programme expérimental est conçu pour effectuer des tests de compression centrée sur douze poteaux circulaires de dimensions : diamètre 303 mm, hauteur 1400 mm, confinés par des spirales 10M. Le renforcement longitudinal est assuré par six barres 15M.

La figure 3.1 présente une vue sur les spécimens testés. Comme on peut le constater sur la figure 3.1 les deux extrémités des poteaux n'ont pas d'enrobage, cette configuration permet de faire travailler et le béton et l'acier en même temps lorsque la charge de compression est appliquée sur le spécimen.

Trois poteaux sont fait d'un béton dont la résistance en compression est de 30 MPa tandis que les autres ont une résistance en compression de 90 MPa. Les poteaux ont un enrobage de 20 mm, deux spécimens n'auront pas d'enrobage afin d'étudier l'influence de ce dernier sur le comportement structural des poteaux. Le pourcentage de fibres synthétiques utilisé varie de 0 à 1%.

Toutes les caractéristiques des spécimens testés lors de cette étude sont présentées dans le tableau 3.1. Le choix des propriétés des poteaux a été conçu de façon à pouvoir faire une comparaison par paire de spécimens à l'égard d'une variable en admettant que les autres restent égales ou presque égales.

La nomenclature utilisée pour identifier les spécimens est composée de plusieurs groupes. Le premier groupe "C30" indique la résistance en compression du béton ; le deuxième groupe "S100" est le pas de spirale ; Le dernier groupe "V05" réfère au pourcentage volumétrique de fibres incorporé dans la matrice de béton. Ainsi, la colonne "C30S100V05" a une résistance en compression de béton de 30 MPa, un pas de spirale de 100 mm et contient 0,50% de fibres. Dans certains spécimens, le dernier groupe est composé de CO ou SU, le premier groupe signifie que le spécimen est dépourvu d'enrobage tandis que le second signifie que l'enrobage du spécimen est supporté.

La figure 3.2 présente un exemple de poteau dont l'enrobage est supporté et la figure 3.3 illustre les détails des supports métalliques utilisés.

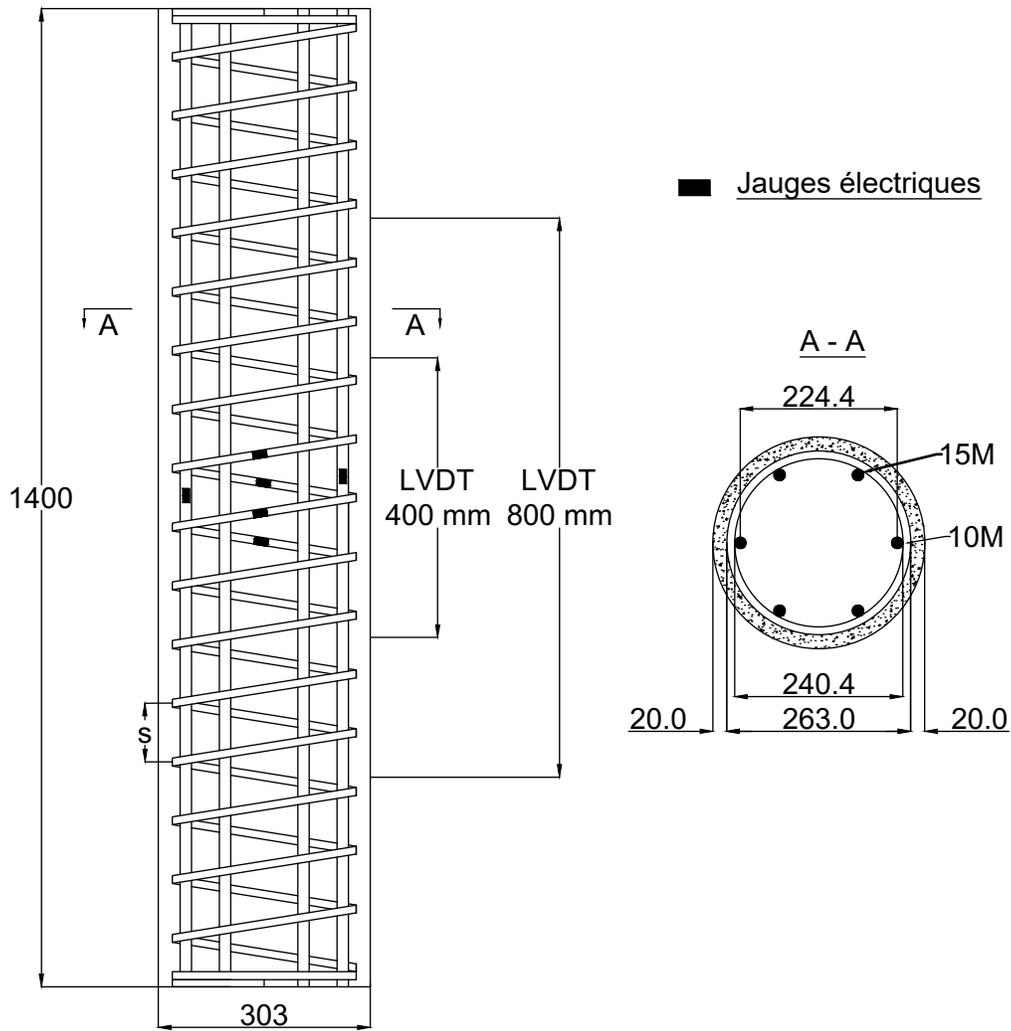


Figure 3.1 – Dimensions des spécimens et emplacement des jauges électriques et des LVDT



Figure 3.2 – Spécimen avec supports métalliques



Figure 3.3 – Support métallique servant à retenir l'enrobage

**Tableau 3.1** – Détails des spécimens à tester

Spécimen	Armature longitudinale 6-15M†				Spirales ‡			Fibre		Commentaire
	$f'_c$ (MPa)	$D$ (mm)	$c$ (mm)	$f_{yt}$ (MPa)	$\rho_{st}$ (%)	$\Phi_h$ (mm)	$s$ (mm)	$f_{yh}$ (MPa)	$\rho_h$ (%)	
C30S100V0	30	303	20	400	1,67	11,3	100	400	1,46	0,0
C30S100V05	30	303	20	400	1,67	11,3	100	400	1,46	0,50
C30S100V10	30	303	20	400	1,67	11,3	100	400	1,46	1,0
C90S100V0	90	303	20	400	1,67	11,3	100	400	1,46	0,0
C90S100V10	90	303	20	400	1,67	11,3	100	400	1,46	1,0
C90S50V0	90	303	20	400	1,67	11,3	50	400	2,92	0,0
C90S50V05	90	303	20	400	1,67	11,3	50	400	2,92	0,50
C90S50V10	90	303	20	400	1,67	11,3	50	400	2,92	1,0
C90S100CO	90	263	0	400	2,22	11,3	100	400	1,46	0,0
C90S100SU	90	303	20	400	1,67	11,3	100	400	1,46	0,0
C90S50CO	90	263	0	400	2,22	11,3	50	400	2,92	0,0
C90S50SU	90	303	20	400	1,67	11,3	50	400	2,92	0,0

†15M Diamètre = 16 mm

‡10M Diamètre = 11,3 mm

Les poteaux ont été coulés verticalement en trois couches dans des sonotubes au laboratoire de structures du département de génie civil de l'Université de Sherbrooke. Une vibration fut nécessaire pour la mise en place du béton pour éviter les effets de voûte, en même temps il ne fallait pas trop vibrer pour éviter l'effet de cheminée qui peut causer la non uniformité du noyau de béton. Des échantillons ont été prélevés pour effectuer des tests sur le béton durci, ils ont été entreposés en bas des spécimens pour subir la même cure. Le décoffrage des poteaux dont la résistance en compression du béton est de 30 MPa s'est effectué 24h après la coulée du béton. Cependant celui des poteaux de 90 MPa s'est effectué 48h après la coulée à cause de leur fragilité vu la grande quantité de superplastifiant utilisée. Ensuite, les poteaux ont subis une cure humide pendant 7 jours pour s'assurer d'atteindre 80% de la résistance en compression requise, une fois cette condition remplie, le mûrissement s'est fait à l'air ambiant jusqu'au moment de l'expérimentation. La cure humide a été assurée par un emballage de toile de jute mouillée, ces toiles ont été arrosées quotidiennement et protégées par un film de plastique afin de préserver un taux d'humidité voisin de 100%.

## 3.2 Propriétés des matériaux

### 3.2.1 Béton

L'incorporation des fibres dans la matrice de béton peut avoir des effets négatifs sur la qualité du béton produit, que ce soit du point de vue de la maniabilité, de l'ouvrabilité ou de l'uniformité du mélange. De ce fait, la fabrication d'un béton fibré ne consiste pas à mettre une certaine quantité de fibres dans un béton déjà existant, mais consiste en un ajustement de formulation en fonction des objectifs de mise en place et de la résistance souhaités. La plupart des méthodes utilisées sont basées sur des programmes expérimentaux. Ainsi, et avec la collaboration du groupe de béton de l'Université de Sherbrooke, une optimisation des mélanges s'est avérée primordiale dans le but de développer une composition de béton dont la résistance en compression est de 90 MPa, contenant un pourcentage de fibres variant de 0 à 1%.

#### 3.2.1.1 Optimisation des mélanges

L'optimisation des mélanges à été faite seulement pour les bétons dont la résistance en compression spécifiée est de 90 MPa. Des gâchées témoins ont été effectuées au laboratoire de matériaux et béton de l'Université de Sherbrooke. Le tableau 3.2 présente la composition du mélange de béton contenant 0,50% de fibres et celle du béton contenant 1,0%.

Le ciment de type GUB-SF est utilisé dans les formulations du béton, il provient de Lafarge Canada. La dimension maximum des gros granulats est 10 mm ayant une densité relative de 2,75. Ils proviennent de la carrière St-Dominique à St-Dominique. Le sable a une densité relative de 2,71 et il provient de l'usine de Béton Provincial à Rock-Forest. Deux types de superplastifiant ont été utilisés, Plastol 6400 de Euclid pour les bétons fibrés et Plastol 341 de Euclid pour les gâchées de béton sans fibres. L'agent retardateur de prise utilisé est Eucon 727 de Euclid.

**Tableau 3.2** – Composition des gâchées témoins en kg/m<sup>3</sup>

Constituants	Pourcentage de fibres	
	0,50%	1,0%
E/C	0,29	0,27
Eau	146,9	146,9
Ciment GUb-SF	553,8	553,8
Sable	880,6	880,7
Pierre 2,5 - 10 mm	873,4	859,7
Fibres	4,6	9,2
Plastol 6400	20,3	20,3
Retardateur Eucon 727 †	0,6	0,6

† Dosage : 100 ml/100 kg de ciment

Les propriétés rhéologiques du béton frais qui ont été mesurées sont : l'affaissement au cône d'Abrams selon la norme CSA A23.2-5C (ASTM C143), la masse volumique en utilisant la norme CSA A23.2-6C (ASTM C 138) et la teneur en air en suivant les prescriptions de la norme CSA A23.2-4C (ASTM C 231). Les propriétés des mélanges à l'état frais des gâchées d'essai sont présentées dans le tableau 3.3.

**Tableau 3.3** – Caractéristiques des bétons frais des gâchées témoins

Type de béton	Affaissement (mm)	Teneur en air (%)	Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )
0,50% de fibres	240	0,9	2480
1,0% de fibres	270	1,0	2471

Pour déterminer les propriétés mécaniques des différentes formulations, nous avons prélevé de chaque gâchée douze cylindres de dimensions : diamètre 100 mm, hauteur 200 mm. L'évaluation de la résistance en compression est réalisée selon la norme CSA A23.2-9C. 3 cylindres ont été testés à 7 jours, 3 cylindres à 14 jours et 3 cylindres à 28 jours pour les deux types de béton. Les tableaux 3.4 et 3.5 présentent les propriétés mécaniques de chaque mélange.

### 3.2.1.2 Compositions finales des bétons

À la fin de l'optimisation, une seule formulation a été retenue pour chaque pourcentage de fibres. Le mélange pour fabriquer le béton dépourvu de fibres a été fait en deux parties vu que le volume total dépassait la capacité maximale du malaxeur disponible au laboratoire.

Le tableau 3.6 résume la composition du béton adoptée ainsi que les propriétés à l'état frais du béton dont la résistance en compression spécifiée est de 90 MPa.

**Tableau 3.4** – Résistance en compression de la gachée témoin 0,50%

Essai N°	$f'_c$ (MPa)		
	7 jours	14 jours	28 jours
1	71,1	81,0	88,8
2	67,9	80,2	89,9
3	69,8	80,7	84,6
Moyenne	69,6	80,6	87,8

**Tableau 3.5** – Résistance en compression de la gachée témoin 1,0%

Essai N°	$f'_c$ (MPa)		
	7 jours	14 jours	28 jours
1	64,7	70,7	79,1
2	64,8	71,4	79,3
3	62,7	68,6	78,0
Moyenne	64,1	70,2	78,8

Le béton ayant comme résistance en compression spécifiée 30 MPa a été fourni par la compagnie Béton Provincial. La composition ainsi que les caractéristiques à l'état frais de chaque béton en fonction du pourcentage de fibres inclus sont présentées dans le tableau 3.7.

Pour déterminer les propriétés mécaniques du béton durci et tracer les courbes contrainte-déformation, au moins trois cylindres de diamètre 100 mm et de longueur 200 mm ont été testés avec une presse hydraulique rigide MTS avec possibilité de contrôle du taux de déformation. Le taux de chargement en déplacement utilisé lors des essais de compression sur les cylindres était de 0,01 mm/seconde. Lors de l'essai, les cylindres ont été instrumentés avec des LVDT placés sur une longueur de mesure de 200 mm. Les figures 3.4 à 3.10 présentent les courbes contrainte-déformation des différents types de béton à 28 jours et le jour de l'essai.

Le tableau 3.8 résume les propriétés du béton durci de tous les spécimens fabriqués le jour de l'essai.

La déformation  $\epsilon'_c$  correspondant à la contrainte maximum du béton non confiné  $f'_c$ , définit la déformation du béton au pic. Le module élastique  $E_c$  a été déterminé en calculant la pente de la sécante à la courbe contrainte-déformation à  $0,4f'_c$ . La déformation  $\epsilon_{c50U}$  correspondant à 50% de la contrainte maximale de compression sur la partie descendante de la courbe contrainte-déformation. La rapport  $\epsilon_{c50U}/\epsilon'_c$  indique la ductilité du béton non confiné. Enfin,

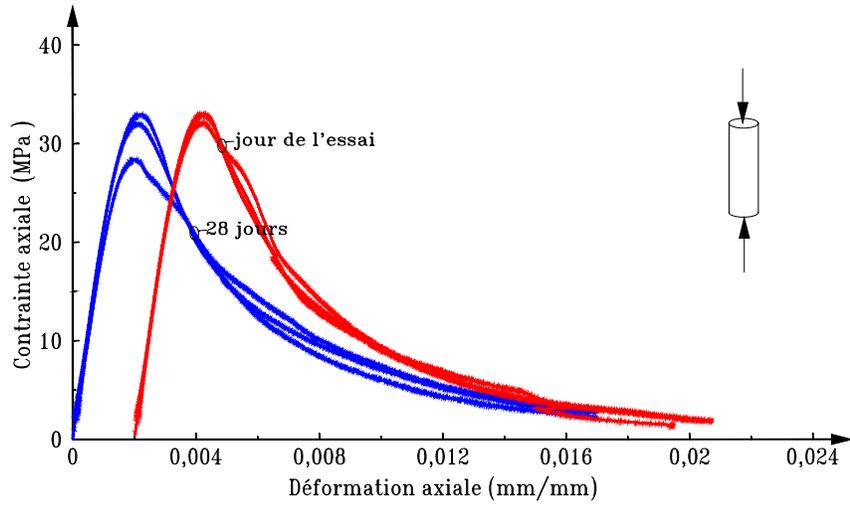


Figure 3.4 – Courbe contrainte-déformation du béton 30 MPa, 0,0% de fibres

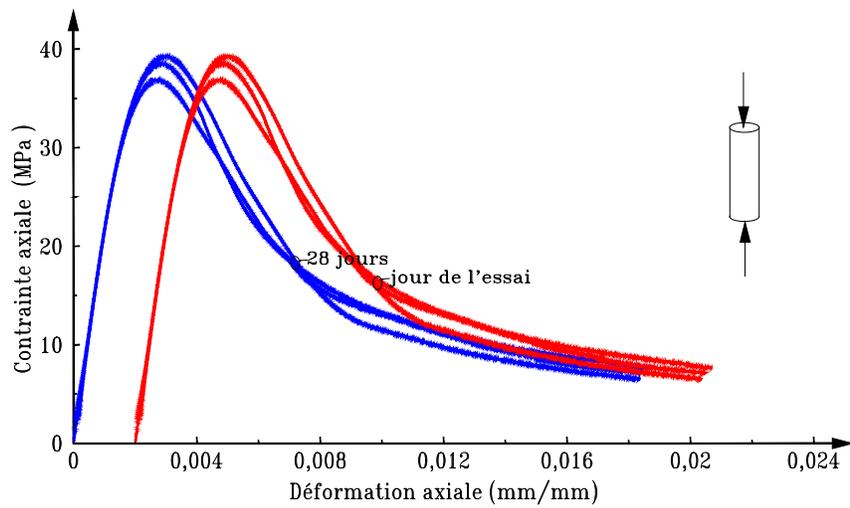


Figure 3.5 – Courbe contrainte-déformation du béton 30 MPa, 0,50% de fibres

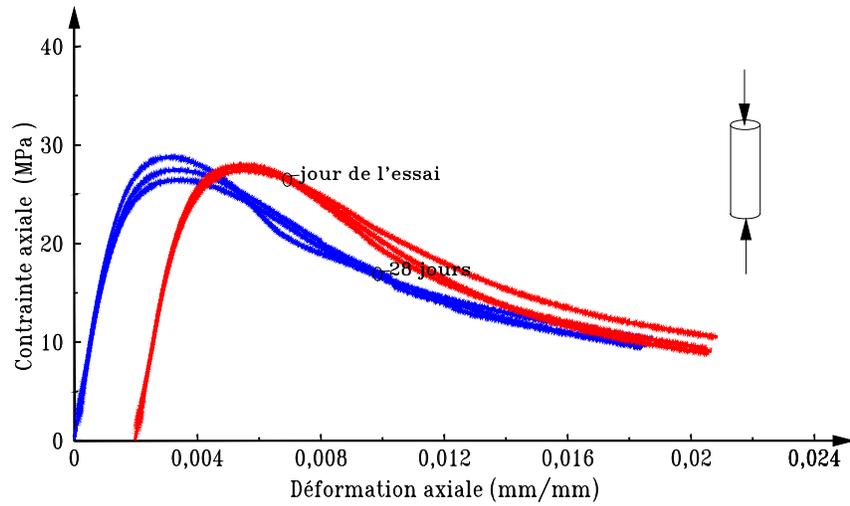


Figure 3.6 – Courbe contrainte-déformation du béton 30 MPa, 1,0% de fibres

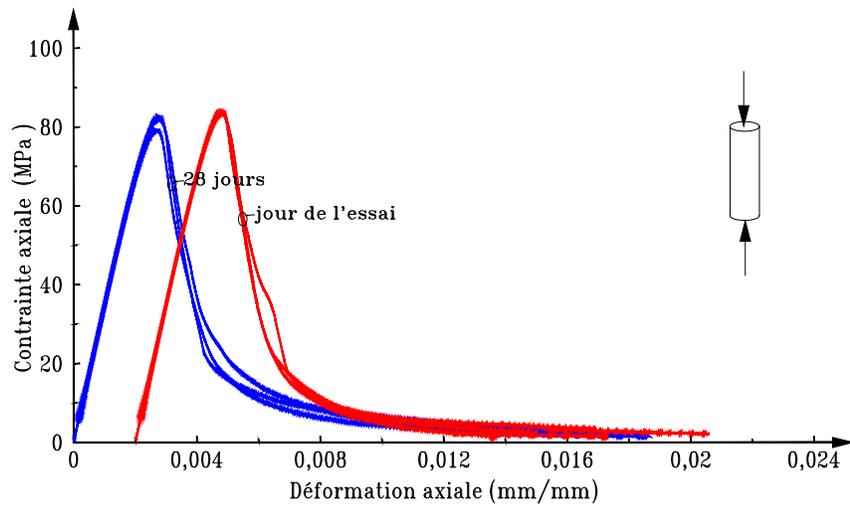


Figure 3.7 – Courbe contrainte-déformation du béton 90 MPa, 0,0% de fibres gâchée 1

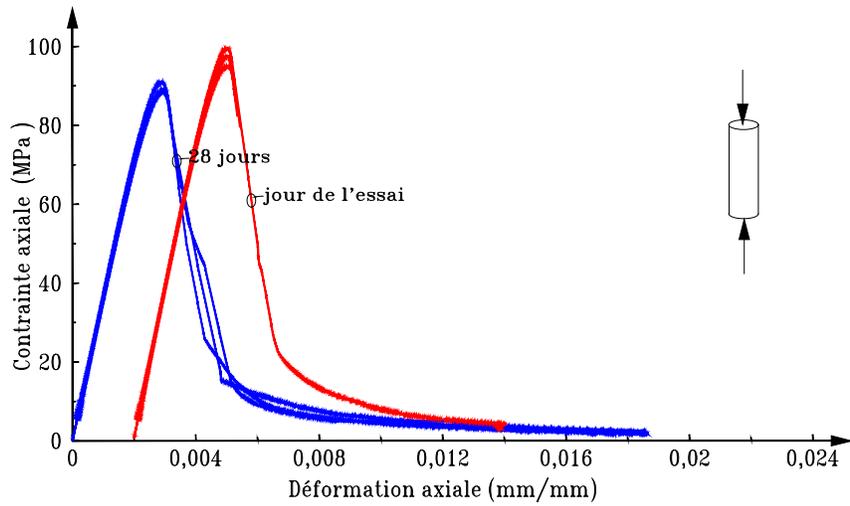


Figure 3.8 – Courbe contrainte-déformation du béton 90 MPa, 0,0% de fibres gâchée 2

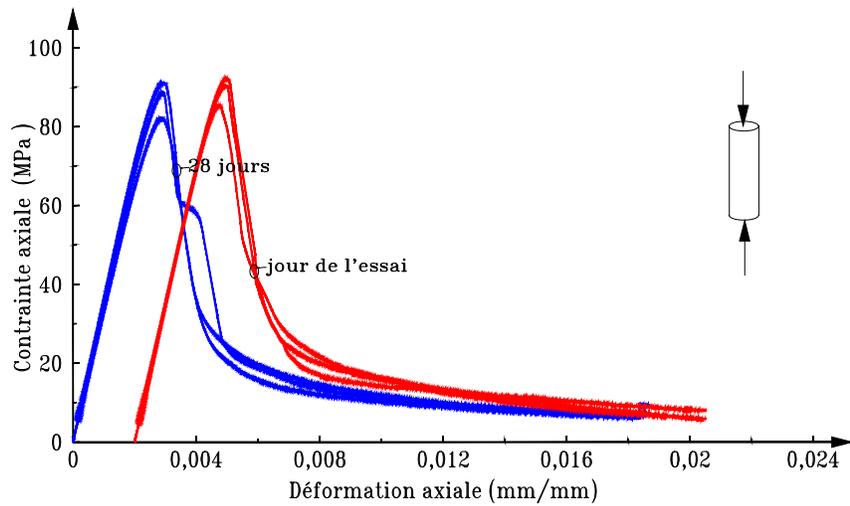


Figure 3.9 – Courbe contrainte-déformation du béton 90 MPa, 0,50% de fibres

**Tableau 3.6** – Composition des bétons de 90 MPa en kg/m<sup>3</sup>

Constituants	Pourcentage de fibres			
	0,0% gâchée 1	0,0% gâchée 2	0,50%	1,0%
E/C	0,28	0,28	0,29	0,29
Eau	128	128	147	147
Ciment GUb-SF	554	554	554	554
Sable	881	881	881	881
Pierre 2,5 - 10 mm	874	874	874	860
Fibres	0	0	4,6	9,2
Plastol 6400	-	-	20,27	20,27
Plastol 341	40,55	40,55	-	-
Retardateur Eucon 727 †	0,55	0,55	0,55	0,55
Affaissement (mm)	250	260	210	170
Teneur en air (%)	0,5	1,1	1,0	0,6
Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	2472	2459	2489	2478

† Dosage : 100 ml/100 kg de ciment

l'aire  $A_{50U}$  qui représente l'aire sous la courbe contrainte-déformation jusqu'à  $\epsilon_{c50}$ , est un indice de la tenacité du béton non confiné.

Comme on peut le constater sur les courbes contrainte-déformation du béton 90 MPa de la deuxième gâchée (figure 3.8), la courbe contrainte-déformation de deux cylindres le jour de l'essai n'est pas complète. Ceci est due au comportement fragile des BHP après le pic. Dans ce cas, une estimation de la valeur  $\epsilon_{c50U}$  a été calculée en utilisant les équations proposées par Légeron [1998] :

$$\epsilon_{c50U} = \begin{cases} 0,0050 & \text{Pour } f'_c \leq 60 \text{ MPa} \\ 0,0045 & \text{Pour } 60 \text{ MPa} < f'_c < 90 \text{ MPa} \\ 0,006 - \frac{f'_c}{60000} & \text{Pour } f'_c \geq 90 \text{ MPa} \end{cases} \quad (3.1)$$

### 3.2.2 Acier d'armature

Deux types de barres d'acier crénelées ont été utilisés pour la construction des spécimens. Des barres 15M pour le renforcement longitudinal et des barres 10M pour le renforcement transversal, dont les sections respectives sont 200 mm<sup>2</sup> et 100 mm<sup>2</sup>. Pour déterminer les propriétés mécaniques des barres d'acier, au moins trois échantillons du même lot ont été caractérisés.

**Tableau 3.7** – Propriétés à l'état frais des bétons de 30 MPa

Constituants	Pourcentage de fibres		
	0,0%	0,50%	1,0%
E/C	0,45	0,45	0,45
Ciment GU	380	452	452
Sable	812	1535	1535
Pierre 10 - 20 mm	975	1375	1375
Fibres	-	4,6	9,2
Eucon 727	57	340	340
Eucon DX	760	880	880
Plastol 6400	-	370	370
Affaissement (mm)	200	175	145
Teneur en air (%)	5,8	2,2	1,2
Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	2340	2376	2399

térisés par des essais en traction selon la norme ASTM A370 [1]. Les résultats des propriétés mécaniques obtenus sont présentés dans les tableaux 3.9 et 3.10, à savoir : la limite élastique de l'acier  $f_y$ , la limite de déformation élastique de l'acier  $\epsilon_y$  correspondant à  $f_y$ , la déformation de l'acier au début de l'écroutissage  $\epsilon_{sh}$ , la déformation ultime de l'acier  $\epsilon_{su}$ , la contrainte ou résistance ultime de l'acier  $f_{su}$  et le module élastique de l'acier  $E_s$ . Les valeurs enregistrées sur le palier plastique ne sont pas tout à fait linéaires. De ce fait, la moyenne des valeurs enregistrées dans cette zone a été retenue pour la détermination de la limite élastique des barres.

Les figures 3.11 et 3.12 illustrent les courbes de réponse en traction des échantillons.

### 3.2.3 Fibres synthétiques

Les fibres utilisées dans ce projet ont été développées au sein de l'Université Dalhousie par Jean-François Trottier et Micheal Mahoney. Elles sont faites d'un mélange de polypropylène et de polyéthylène, l'incompatibilité de ces deux matériaux donne aux fibres une auto-fibrillation, ce qui permet d'avoir une grande surface de contact entre les fibres et le béton, c'est-à-dire une meilleure dispersion dans la matrice de béton. En effet, lors du malaxage du béton, les fibres s'effilochent, particulièrement à leurs extrémités, ce qui leur fournit un meilleur ancrage au sein de la matrice de béton, entraînant ainsi une augmentation de la performance des fibres.

Les propriétés physiques et mécaniques des fibres synthétiques utilisées sont présentées dans le tableau 3.11. En plus de ces propriétés mécaniques, leur insensibilité chimique, leur souplesse et leur bonne résistance aux rayons UV font de ces fibres un bon choix.

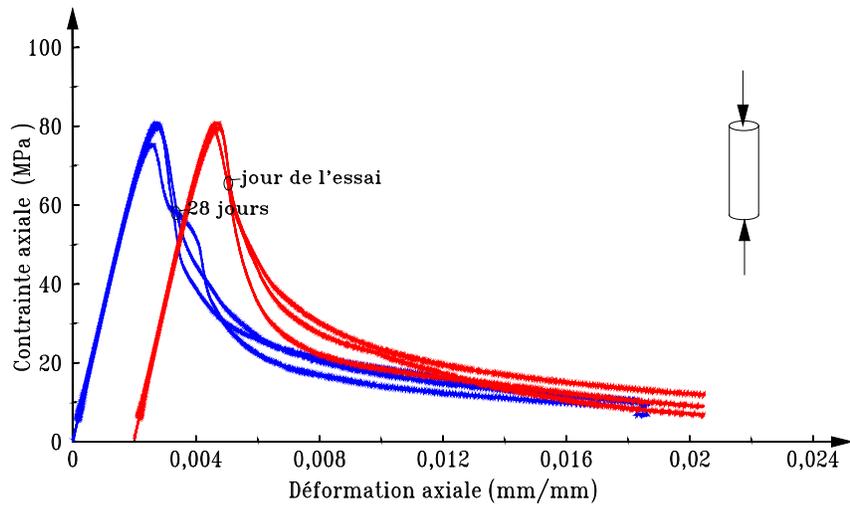


Figure 3.10 – Courbe contrainte-déformation du béton 90 MPa, 1,0% de fibres

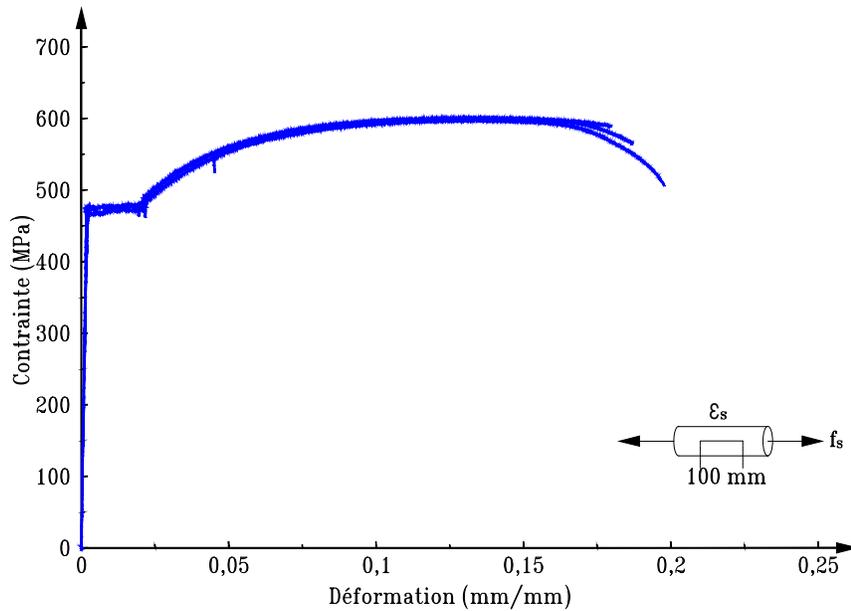


Figure 3.11 – Courbe contrainte-déformation des barres 10M

**Tableau 3.8** – Propriétés mécaniques du béton des poteaux le jour de l’essai

Spécimen	$f'_c$ (spécifiée) (MPa)	$f'_c$ (mesurée) (MPa)	$E_c$ (MPa)	$\epsilon'_c$	$\epsilon_{c50U}$	$\epsilon_{c50U}/\epsilon'_c$	$A_{50U}$ (MPa)
C30S100V0	30	32,6	21834	0,0022	0,0051	2,3074	0,1164
C30S100V05	30	38,2	22024	0,0030	0,0071	2,3450	0,1896
C30S100V10	30	28,0	16931	0,0035	0,0126	3,5934	0,2594
C90S100V0	90	83,8	34928	0,0030	0,0041	1,3510	0,1956
C90S100V10	90	79,4	34520	0,0029	0,0044	1,5057	0,2018
C90S50V0	90	83,8	34928	0,0030	0,0041	1,3510	0,1956
C90S50V05	90	89,5	34937	0,0031	0,0041	1,3202	0,2096
C90S50V10	90	79,4	34520	0,0029	0,0044	1,5057	0,2018
C90S100CO	90	96,8	37994	0,0031	0,0043	1,4049	0,2435
C90S100SU	90	83,8	34928	0,0030	0,0041	1,3510	0,1956
C90S50CO	90	96,8	37994	0,0031	0,0043	1,4049	0,2435
C90S50SU	90	96,8	37994	0,0031	0,0043	1,4049	0,2435

La figure 3.13 illustre les fibres synthétiques utilisées dans ce présent projet.

Plus de détails sur les fibres utilisées sont donnés par Trottier et Mahoney [39] ainsi que dans la feuille technique de TUFSTRAND SF distribuée par EUCLID [6].

### 3.3 Instrumentation

Les déformations des armatures des spécimens vont être mesurées avec des jauges électriques collées sur les barres d’acier. Le but de ces jauges est de traduire la déformation des barres en variation de résistance électrique, c’est-à-dire plus elles s’étirent, plus leurs résistances augmentent.

À mi-hauteur de chaque spécimen, deux barres longitudinales vont être instrumentées ainsi que quatre branches de la spirale. L’emplacement des jauges est illustré sur la figure 3.1.

La déformation axiale des spécimens, quant à elle, a été enregistrée avec quatre capteurs de déplacement LVDT (Linear Variable Differential Transformer) situés à 90° l’un de l’autre. Deux longueurs de mesure seront adoptées, une première de 800 mm afin de mesurer l’influence de l’effet d’échelle et une seconde de 400 mm dans le but de comprendre le comportement de la rotule plastique au centre. Les LVDT de la première longueur de mesure seront attachés entre deux colliers métalliques serrés sur les deux extrémités du spécimen, tandis que ceux de la deuxième longueur de mesure seront attachés sur des barres fixées dans les spécimens sous forme de X. La figure 3.14 illustre l’emplacement de ces LVDT.

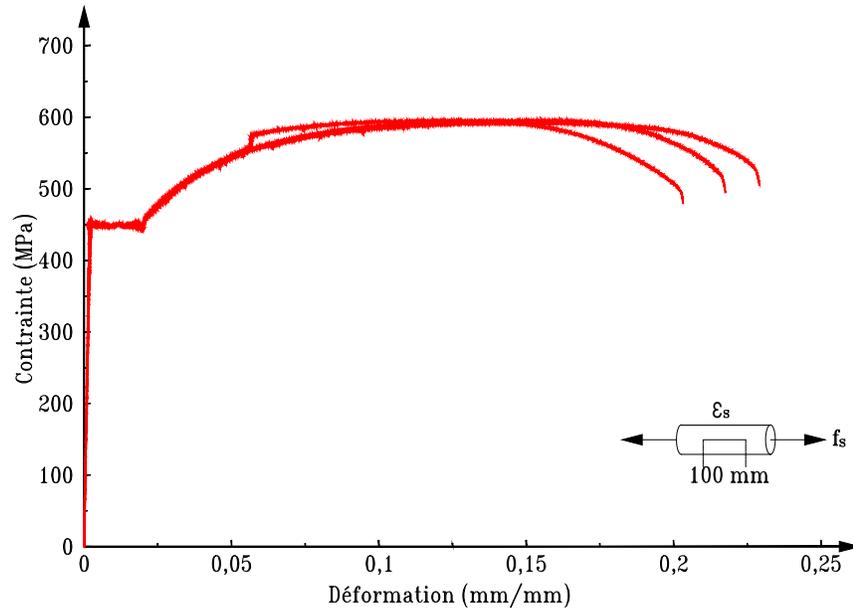


Figure 3.12 – Courbe contrainte-déformation des barres 15M



Figure 3.13 – Fibres synthétiques

**Tableau 3.9** – Propriétés mécanique des barres d’acier 10M

Essai n	Barre 10M					
	$f_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ $\times 10^3$	$\epsilon_{sh}$ $\times 10^3$	$f_{su}$ (MPa)	$\epsilon_{su}$ $\times 10^3$	$E_s$ (MPa)
1	471	2,14	21,82	597,17	135,31	220093,46
2	474	1,69	20,65	600,87	135,71	280473,37
3	477	2,52	21,22	600,04	122,98	189285,71
Moyenne	477	2,12	21,23	599,36	131,33	229950,85

**Tableau 3.10** – Propriétés mécanique des barres d’acier 15M

Essai n	Barre 15M					
	$f_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ $\times 10^3$	$\epsilon_{sh}$ $\times 10^3$	$f_{su}$ (MPa)	$\epsilon_{su}$ $\times 10^3$	$E_s$ (MPa)
1	449	2,51	21,09	594,88	120,03	178884,46
2	448	1,86	19,56	594,90	146,77	240860,22
3	449	1,76	20,72	592,50	148,96	255113,64
Moyenne	448,67	2,04	20,46	594,09	138,59	224952,77

### 3.4 Montage expérimental et procédure d’essai

Le montage expérimental est constitué d’une presse hydraulique de capacité 11 414 kN. Le chargement appliqué sur les poteaux est de type monotonique avec un taux de chargement en contrôle de force de 2,5 kN/seconde jusqu’à 50% de la résistance maximum du poteau. Ensuite le taux de chargement de contrôle de force passe en contrôle de déplacement avec un taux 0,0024 mm/seconde. Avant d’installer les spécimens dans la presse, une couche de coulis cimentaire à prise rapide et à résistance élevée (SikaGrout 428 FS) a été appliquée aux deux surfaces d’appui afin d’assurer une distribution uniforme des contraintes et d’assurer le

**Tableau 3.11** – Propriétés physiques et mécaniques des fibres synthétiques

Densité relative	0,92
Résistance à la traction	600-650 MPa
Module d’élasticité	5,0 GPa
Longueur de la fibre	50 mm
Rapport de forme	74



**Figure 3.14** – Montage expérimental des essais sur les poteaux

parallélisme lors de l'application de la charge pour éviter toute excentricité puisqu'il s'agit d'un essai en compression centrée.

Pour s'assurer que la rupture du spécimen se produise dans la région instrumentée, nous avons appliqué un confinement sur les deux extrémités de chaque spécimen à l'aide d'une ceinture d'acier d'une épaisseur de 13 mm. La figure 3.14 montre le montage expérimental construit au laboratoire de structures du département de génie civil de l'Université de Sherbrooke.



## Chapitre 4

# Résultats expérimentaux et interprétation

### 4.1 Comportement général des poteaux

Les figures 4.1 à 4.6 montrent les poteaux à la fin des essais. Il est facile de remarquer la différence entre le comportement de l'enrobage pour les différents spécimens. Une grande partie de celui des poteaux dépourvus de fibres est perdue. Cependant pour les poteaux comportant des fibres, l'enrobage est maintenu même s'il est sévèrement endommagé. Pendant les essais, nous avons observé que la rupture de l'enrobage se fait par écrasement du matériau dans les poteaux contenant des fibres tandis que dans les poteaux ne contenant pas de fibres la rupture se faisait par flambage sous forme de plaques. Nous avons aussi remarqué que les fissures se développent lentement dans les poteaux de la série 1 (résistance spécifiée de 30 MPa) et que leur comportement après le pic est non brutal comparé aux autres séries. Ceci est due à la fragilité de rupture des BHP une fois que la charge maximale est atteinte. L'initiation des fissures se faisait toujours dans les points de sortie des jauges électriques et des tiges supportant les LVDT dont la longueur de mesure est de 400 mm, ces derniers constituaient des points de faiblesse dans l'enrobage des poteaux.

À la fin de l'essai, des spirales se rompent et des barres longitudinales flambent. Le critère d'arrêt était l'atteinte de 20% de la résistance maximum du poteau. La durée des tests variait de 2h30 à 4h20. Les poteaux ayant un pas de spirale de 50 mm étaient les plus lents à tester grâce au bon confinement fourni. Cependant, pour les poteaux de la série 1, même s'ils ont un pas de 100 mm, la durée de test était longue grâce au comportement non brutale du béton normal après le pic.

Les figures 4.7 et 4.8 montrent la relation entre la charge axiale totale reprise par le poteau et la déformation axiale pour les deux longueurs de mesure respectivement, 400 mm (courbe en bleu) et 800 mm (courbe en rouge). L'obtention de la charge axiale s'est faite par acquisition directe de la force développée par le vérin de la presse hydraulique MTS. Les déformations ont été obtenues à l'aide des déplacements enregistrés par les LVDT placés sur les deux longueurs de mesure 400 mm et 800 mm respectivement. La moyenne des déformations des quatre LVDT situés à la même hauteur a été retenue. Cette méthode a été utilisée afin de prendre en compte le caractère aléatoire de l'écaillage de l'enrobage du béton. Lors des essais, certains LVDT ont été décrochés lorsqu'ils ont atteint leur limite de déplacement, à ce stade leur déformation n'est plus prise en compte dans le calcul de la moyenne.



Figure 4.1 – Aspect des spécimens de la série 1 à la fin des essais



Figure 4.2 – Aspect des spécimens de la série 2 à la fin des essais

#### 4.1. COMPORTEMENT GÉNÉRAL DES POTEAUX



Figure 4.3 – Aspect des spécimens de la série 3 à la fin des essais



Figure 4.4 – Aspect des spécimens de la série 4 à la fin des essais

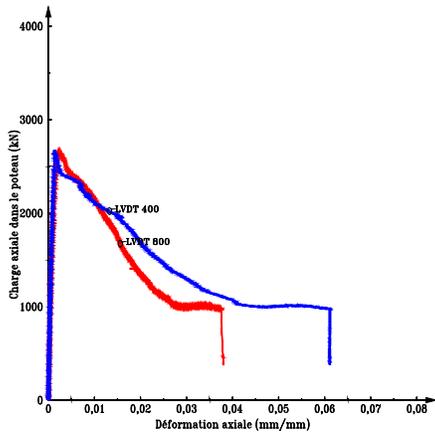


Figure 4.5 – Aspect des spécimens de la série 5 à la fin des essais

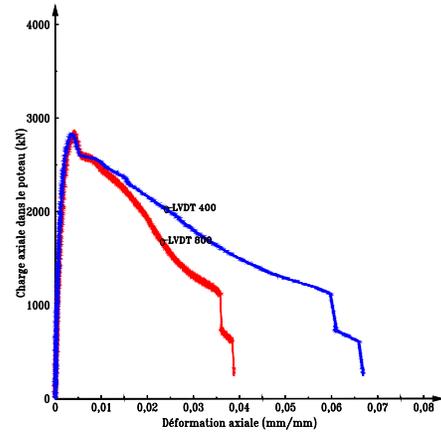


Figure 4.6 – Aspect des spécimens de la série 6 à la fin des essais

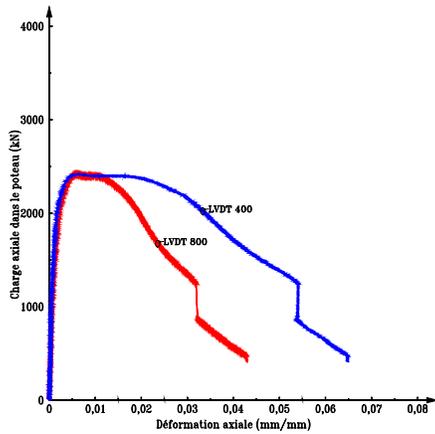
#### 4.1. COMPORTEMENT GÉNÉRAL DES POTEAUX



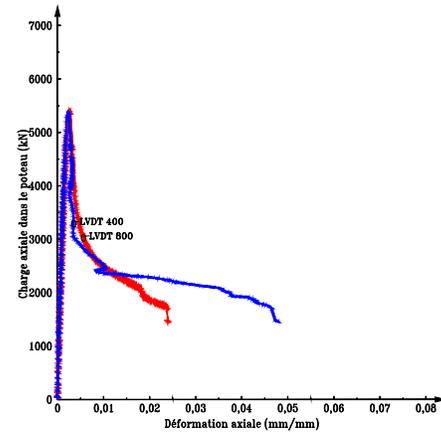
(a) Poteau C30S100V0



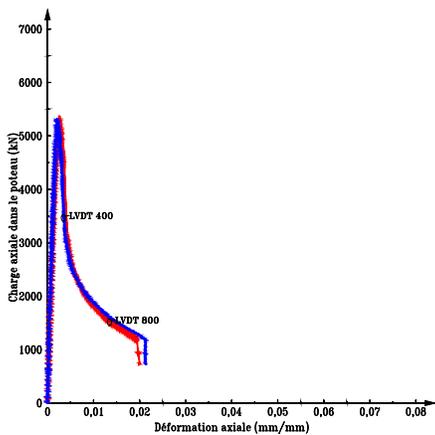
(b) Poteau C30S100V05



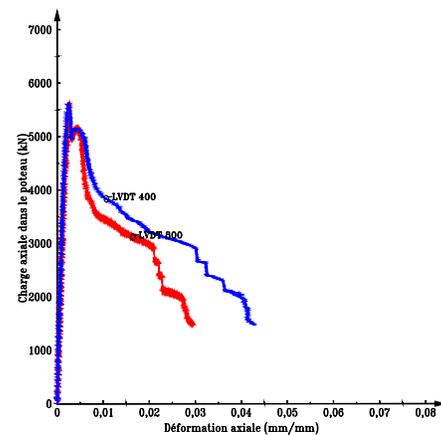
(c) Poteau C30S100V10



(d) Poteau C90S100V0

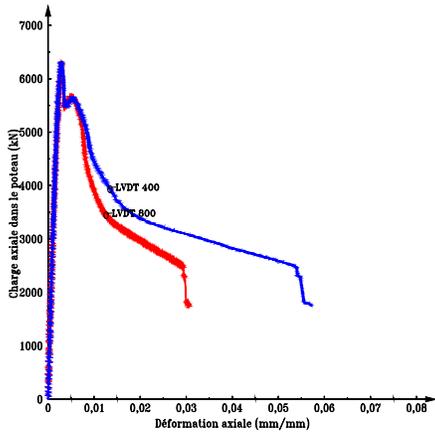


(e) Poteau C90S100V10

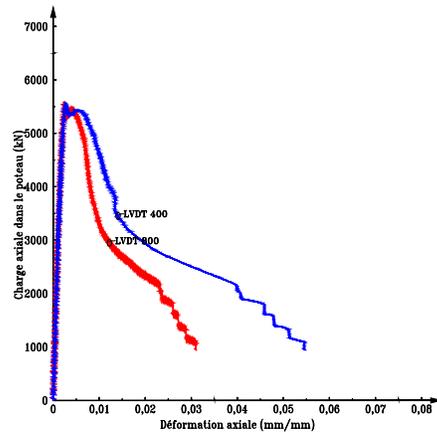


(f) Poteau C90S50V0

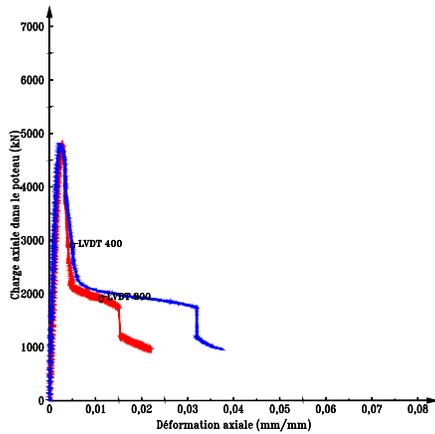
Figure 4.7 – Courbe de la charge totale vs déformation axiale



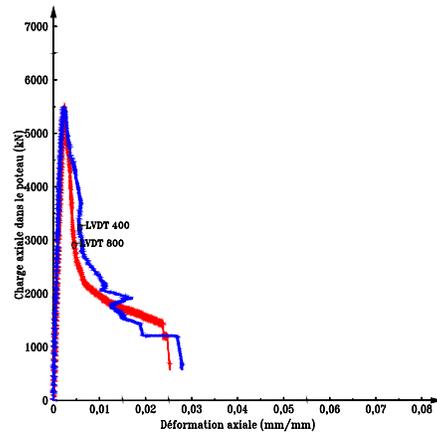
(a) Poteau C90S50V05



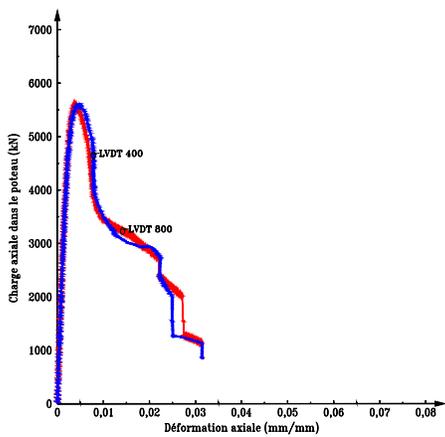
(b) Poteau C90S50V10



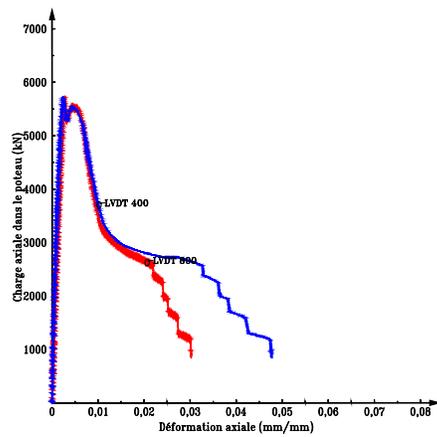
(c) Poteau C90S100CO



(d) Poteau C90S100SU



(e) Poteau C90S50CO



(f) Poteau C90S50SU

Figure 4.8 – Courbe de la charge totale vs déformation axiale

On remarque sur les courbes des figures 4.7 et 4.8 que les déformations des LVDT de 400 mm et de 800 mm sont presque identiques sur la première partie ascendante linéaire. Lorsqu'on s'approche du pic, les deux courbes commencent à diverger et celles des LVDT 400 mm donnent des déformations plus grandes. Ceci est due au confinement appliqué sur les deux extrémités afin de forcer la rupture de se produire au milieu du poteau, ce qui conduit à des déplacements plus grands dans cette zone.

## 4.2 Comportement de l'armature longitudinale

Les propriétés mécaniques de l'acier ont été déterminées en faisant des tests de traction sur des coupons de 200 mm et sont déjà présentées dans le tableau 3.10. Pour déterminer les déformations dans les barres longitudinales au cours de l'essai, des jauges électriques ont été placées sur deux barres diamétralement opposées comme montré à la figure 3.1. Cependant à un certain niveau de charge les jauges électriques ne fonctionnaient plus et on perdait toute information sur les déformations des barres. Pour remédier à ce problème, nous avons utilisé les déformations recueillies par les LVDT placés sur une longueur de mesure de 800 mm pour le calcul des contraintes dans les barres longitudinales. En effet, Cusson et Paultre [18] ont montré la bonne corrélation entre la mesure des déformations locales moyennes obtenues à l'aide des jauges électriques et la mesure des déformations générales moyennes obtenues à l'aide des LVDT dont la longueur de mesure est de 800 mm.

Connaissant les déformations, les formules proposées par Park et Paulay [29] ont été utilisées pour la détermination des contraintes dans les armatures longitudinales. Ces dernières prennent en considération le comportement réel avec écrouissage, elles s'écrivent (4.1) :

$$f_s = \begin{cases} E_s \epsilon_s & \text{Pour } 0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y \\ f_y & \text{Pour } \epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{sh} \\ f_y \left[ \frac{m(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2}{60(\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\epsilon_s - \epsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] & \text{Pour } \epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su} \end{cases} \quad (4.1)$$

où :

$$r = \epsilon_{su} - \epsilon_{sh} \quad (4.2)$$

$$m = \frac{(f_{su}/f_y)(30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (4.3)$$

## 4.3 Comportement du béton

La charge sur le béton a été obtenue en soustrayant la charge supportée par les armatures longitudinales de la charge totale supportée par le spécimen. La figure 4.9 illustre les différentes étapes pour l'obtention de cette charge pour le poteau C90S50V05.

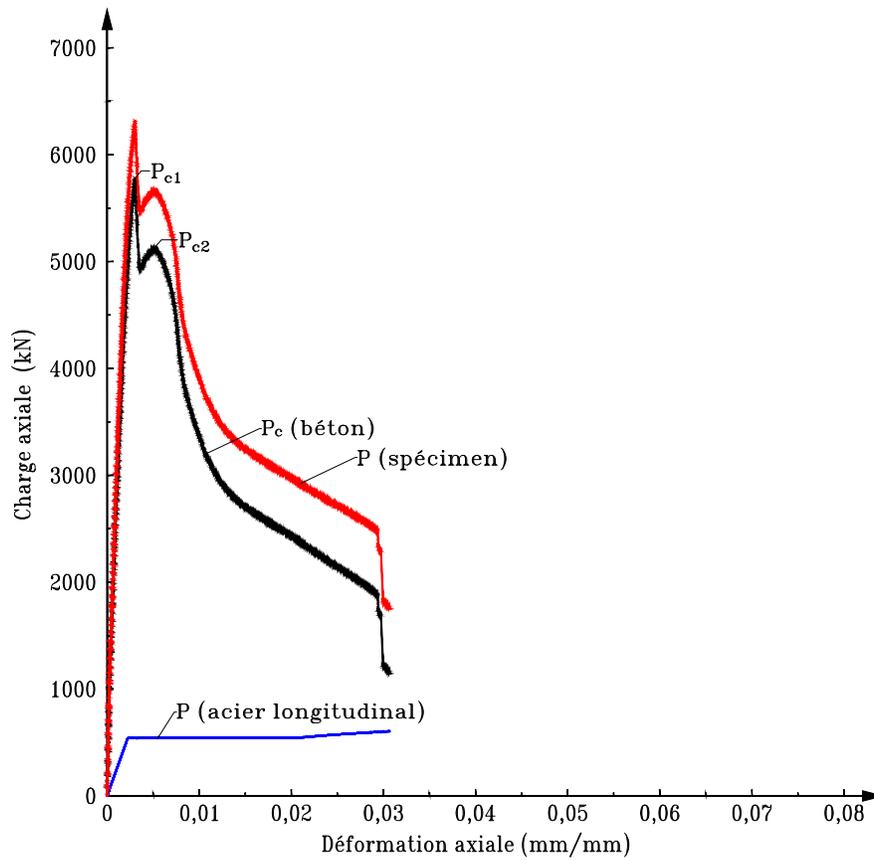


Figure 4.9 – Définition de la charge supportée par le béton pour le poteau C90S50V05

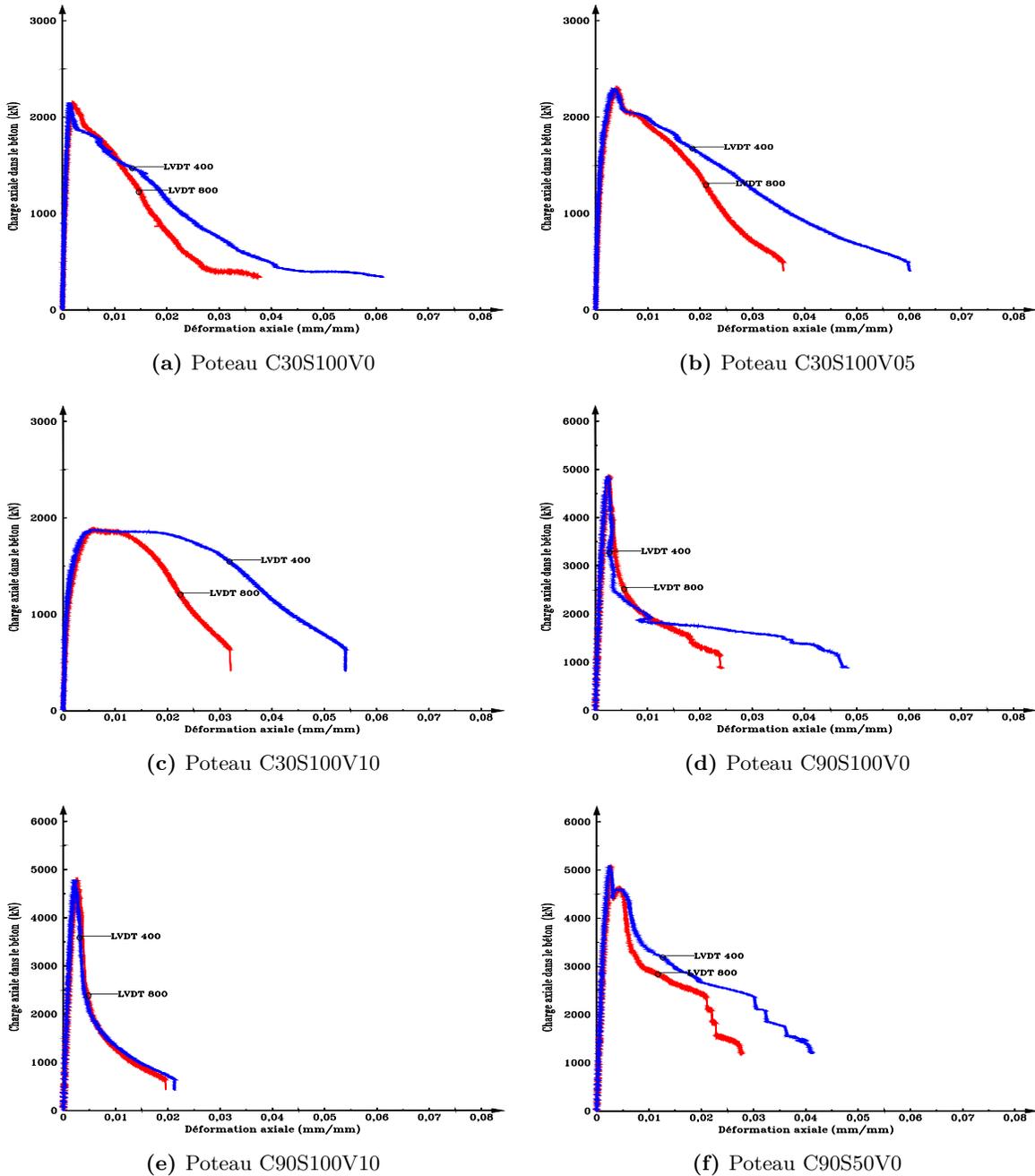
Sur la partie ascendante de la courbe, le confinement n'a pas d'effet sur le comportement du poteau. Pendant cette phase de chargement, aucune fissure n'est apparente sur la surface de l'enrobage jusqu'au premier sommet  $P_{c1}$ . Ce dernier correspond à la charge où l'enrobage commence à se rompre. Cette rupture se fait de façon instantanée et brutale dans les poteaux dont la résistance en compression spécifiée du béton est de 90 MPa, tandis qu'elle est graduelle et non brusque pour les poteaux de 30 MPa. Après le point  $P_{c1}$ , l'enrobage ne participe plus à la reprise de la charge ce qui explique la perte de résistance observée sur la figure 4.9 entre le point  $P_{c1}$  et  $P_{c2}$ . Il commence à disparaître graduellement dans les poteaux ne comportant pas de fibres mais restent retenu par les fibres dans les autres. À ce stade, les déformations latérales dans le béton deviennent plus importantes et le confinement devient plus efficace. De ce fait, la courbe passe par un deuxième sommet  $P_{c2}$  correspondant à la résistance maximum du noyau confiné. Le point  $P_{c2}$  n'est pas très visible dans les poteaux ayant moins de confinement et bien évidemment n'existe pas dans les poteaux sans enrobage où on retrouve un seul sommet correspondant à la résistance maximum du noyau confiné. À la fin de l'essai, des spirales se rompent et des barres longitudinales flambent. Les figures 4.10 et 4.11 représentent la charge supportée par le béton en fonction des déformations axiales pour tous les poteaux testés.

Il n'est pas évident de baser notre analyse sur une comparaison graphique à cause de la variabilité de certains paramètres d'un poteau à l'autre. La résistance en compression du béton en est un bon exemple. Pour contourner ce problème, des courbes de la charge relative dans le béton sont présentées dans les figures 4.13 à 4.16.

La figure 4.12 montre les étapes suivies pour l'obtention de la courbe de la charge relative dans le béton en fonction des déformations axiales pour le poteau C90S50V05.

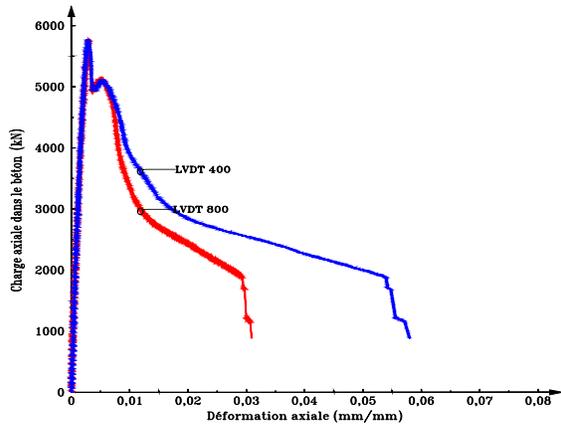
Sur la figure 4.12 on distingue deux courbes, la courbe  $P_c/P_{0c}$  qui définit la charge axiale supportée par le béton ( $P_c$ ) normalisée par rapport à la résistance non confinée de la section transversale totale du béton ( $P_{0c}$ ) et la courbe  $P_c/P_{0cc}$  qui définit la charge axiale supportée par le béton ( $P_c$ ) normalisée par rapport à la résistance non confinée du noyau de béton ( $P_{0cc}$ ). Dans la partie ascendante du chargement, l'enrobage participe à la reprise de la charge axiale. De ce fait, la réponse du béton coïncide avec la partie ascendante de la courbe  $P_c/P_{0c}$  jusqu'au point A sur la figure 4.12. Le point B sur la figure 4.12 représente la phase du chargement où l'enrobage ne contribue plus à la résistance axiale. À partir de ce point, la réponse du béton coïncide avec la courbe  $P_c/P_{0cc}$ . La transition entre le point A et B est estimée par une courbe.

Les tableaux 4.1 et 4.2 présentent, respectivement, les résultats expérimentaux obtenus à l'aide des LVDT 800 mm et 400 mm pour tous les poteaux testés. La charge axiale maximale  $P_{max}$  atteinte par les poteaux est comparée à la résistance axiale calculée selon le code Américain ACI, soit  $P_0 = 0,85f'_cA_c + f_yA_{st}$ , où  $A_c$  est la section transversale totale de béton,  $f_y$  est la limite élastique de l'acier et  $A_{st}$  est la section transversale totale de l'armature longitudinale. La charge au premier sommet  $P_{c1}$  est comparée à la résistance non confinée de la section transversale totale de béton, soit  $P_{0c} = 0,85f'_cA_c$ . La charge au deuxième sommet  $P_{c2}$  est comparée à la résistance non confinée du noyau de béton, soit  $P_{0cc} = 0,85f'_cA_{cc}$ , où  $A_{cc}$  est la

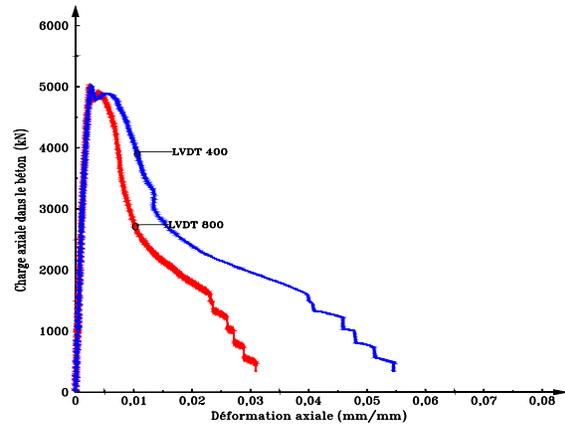


**Figure 4.10** – Courbe de la charge axiale dans le béton vs déformation axiale

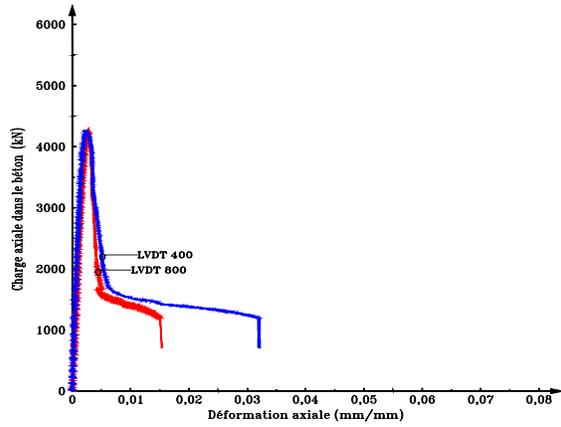
section transversale du noyau de béton définie centre-à-centre des spirales. Les déformations  $\epsilon'_c$ ,  $\epsilon_{c1}$ ,  $\epsilon_{c2}$  et  $\epsilon_{c50C}$  représentent, respectivement, la déformation au pic du béton non confiné, la déformation correspondant à  $P_{c1}$ , la déformation correspondant à  $P_{c2}$  et la déformation correspondant à 50% de la contrainte maximale de compression sur la partie descendante de la courbe contrainte-déformation.



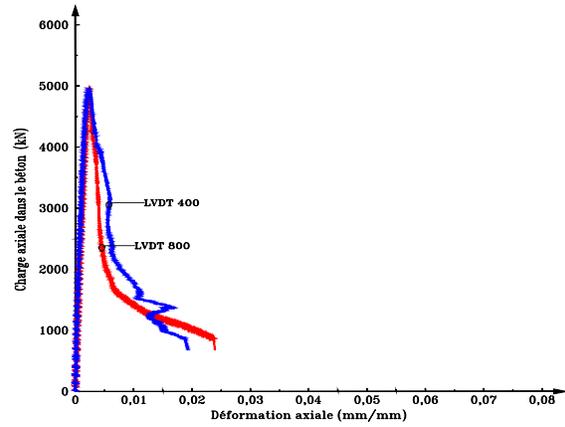
(a) Poteau C90S50V05



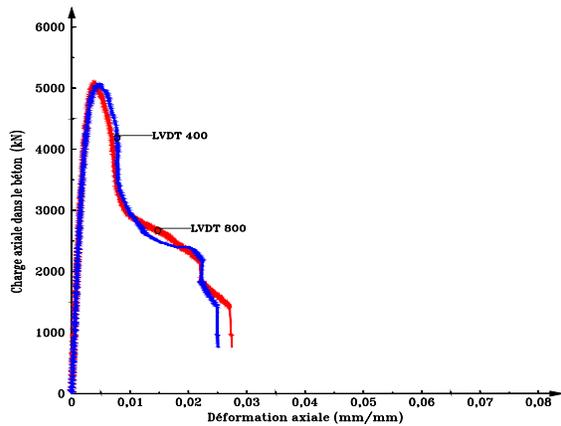
(b) Poteau C90S50V10



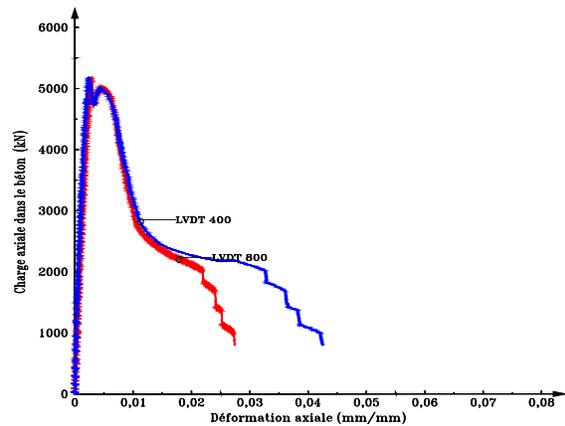
(c) Poteau C90S100CO



(d) Poteau C90S100SU



(e) Poteau C90S50CO



(f) Poteau C90S50SU

Figure 4.11 – Courbe de la charge axiale dans le béton vs déformation axiale

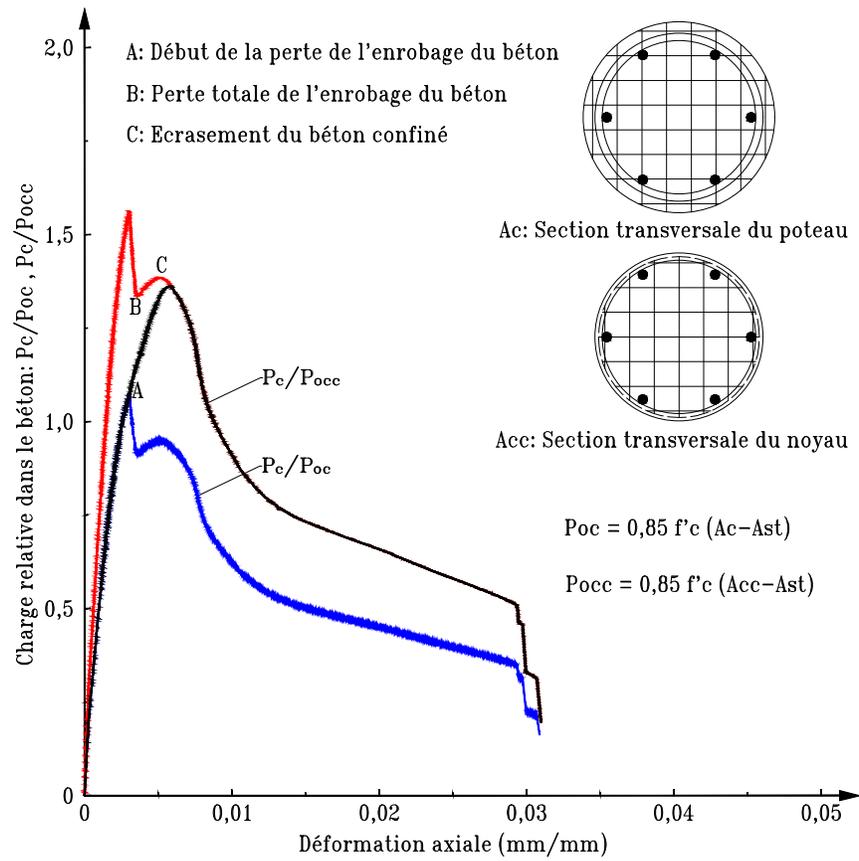
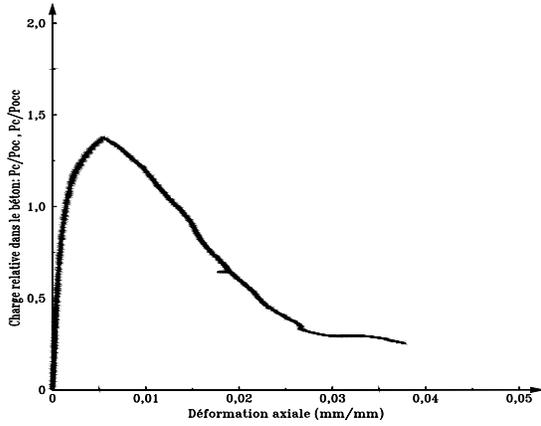
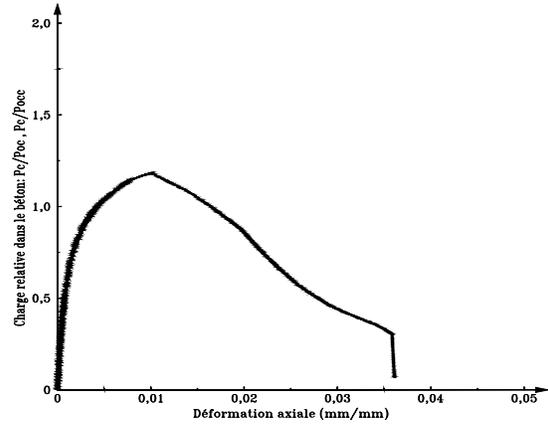


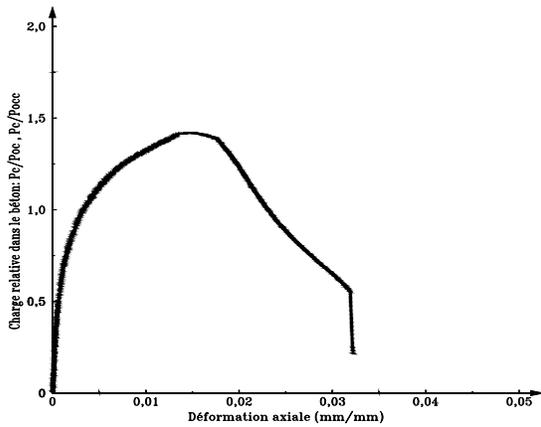
Figure 4.12 – Effet de l'enrobage de béton pour le poteau C90S50V05



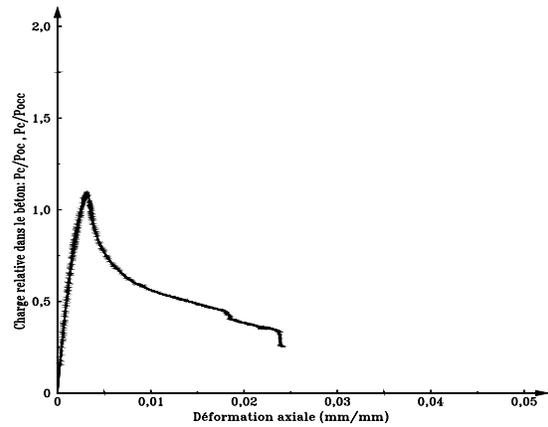
(a) Poteau C30S100V0



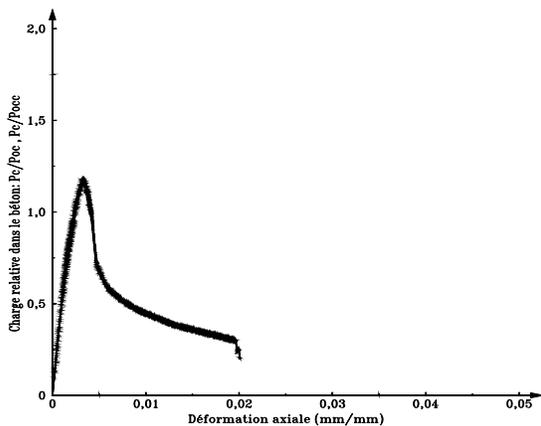
(b) Poteau C30S100V05



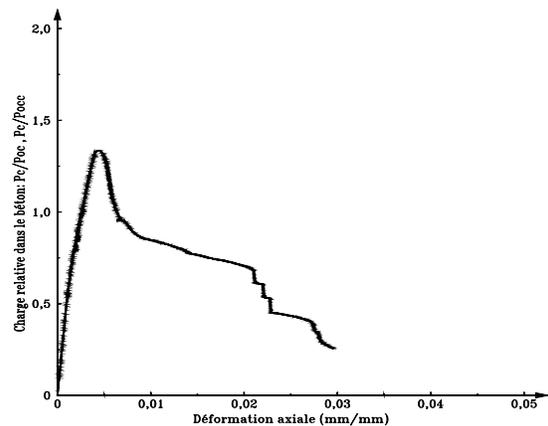
(c) Poteau C30S100V10



(d) Poteau C90S100V0

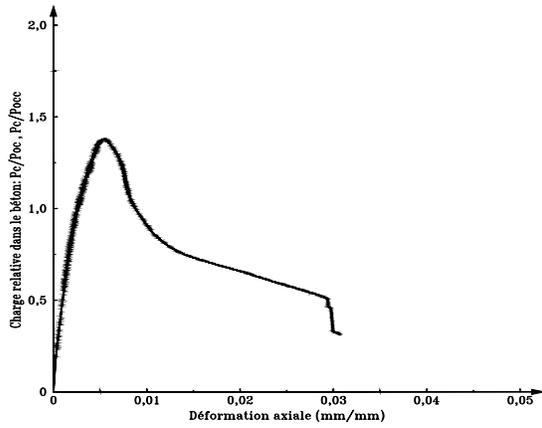


(e) Poteau C90S100V10

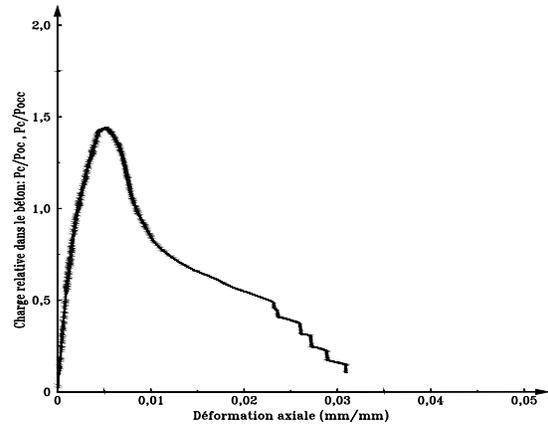


(f) Poteau C90S50V0

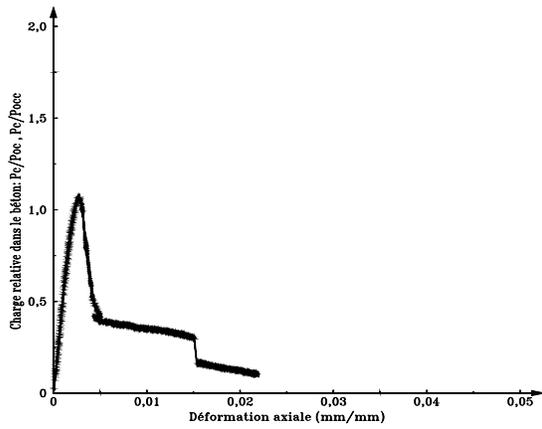
Figure 4.13 – Courbe de la charge relative dans le béton vs déformation axiale (LVDT 800 mm)



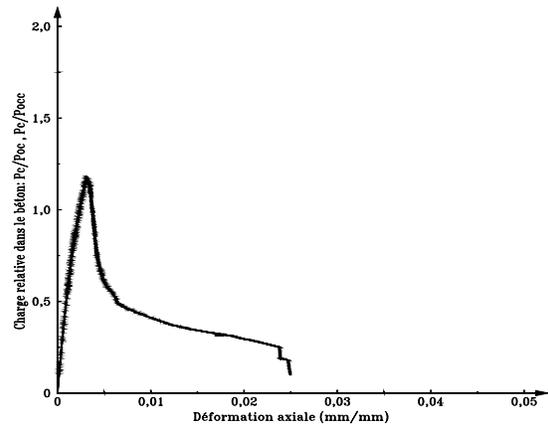
(a) Poteau C90S50V05



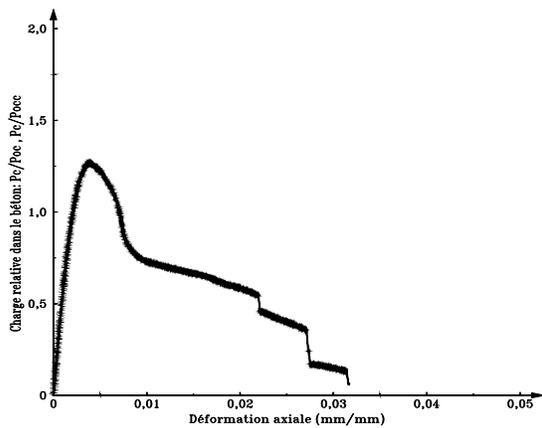
(b) Poteau C90S50V10



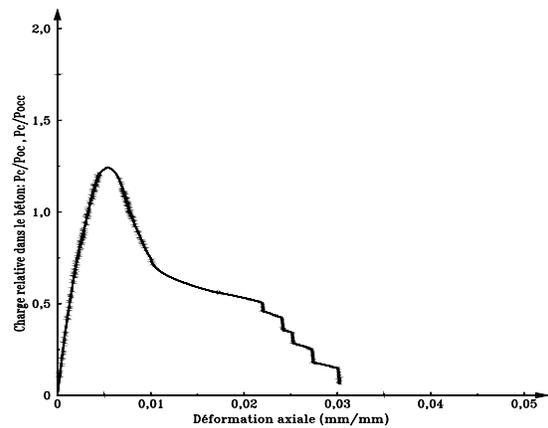
(c) Poteau C90S100CO



(d) Poteau C90S100SU

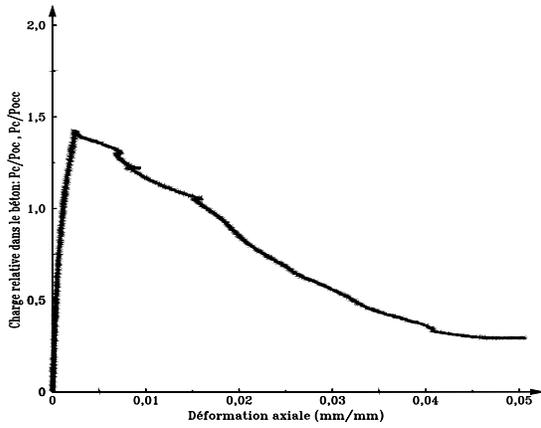


(e) Poteau C90S50CO

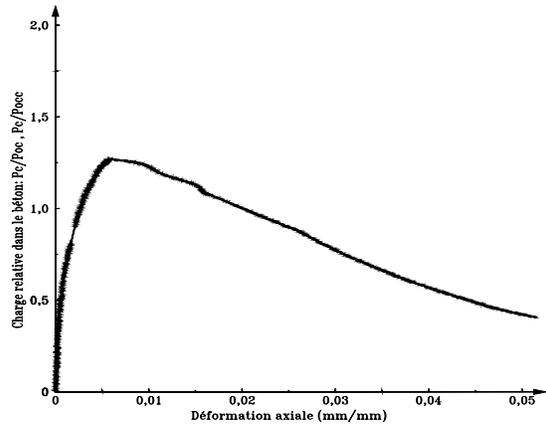


(f) Poteau C90S50SU

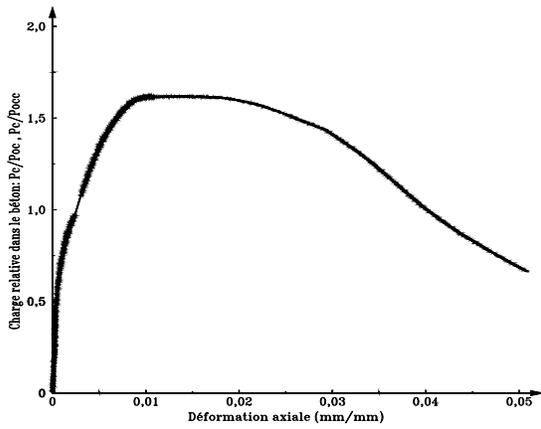
Figure 4.14 – Courbe de la charge relative dans le béton vs déformation axiale (LVDT 800 mm)



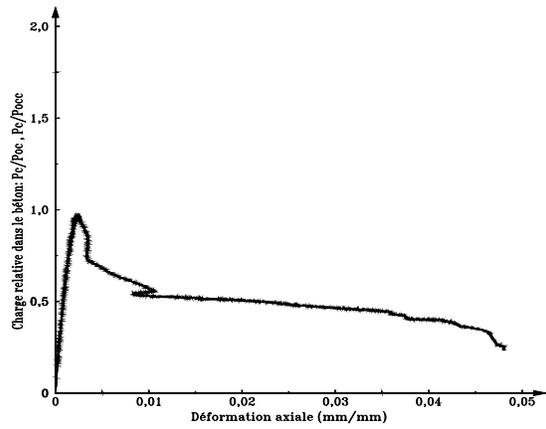
(a) Poteau C30S100V0



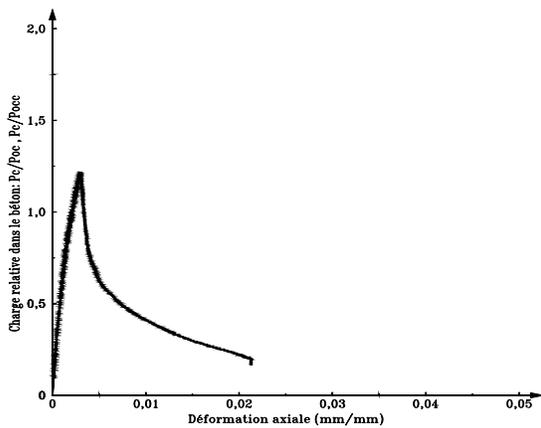
(b) Poteau C30S100V05



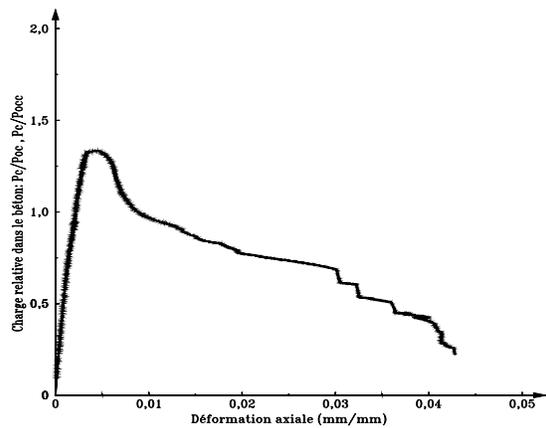
(c) Poteau C30S100V10



(d) Poteau C90S100V0

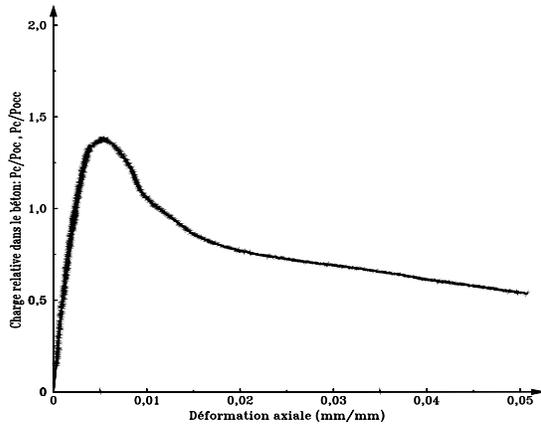


(e) Poteau C90S100V10

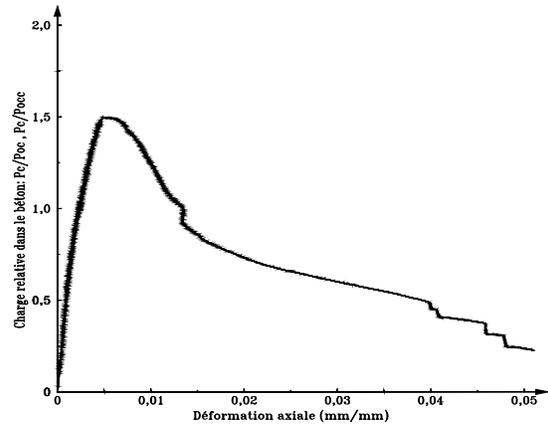


(f) Poteau C90S50V0

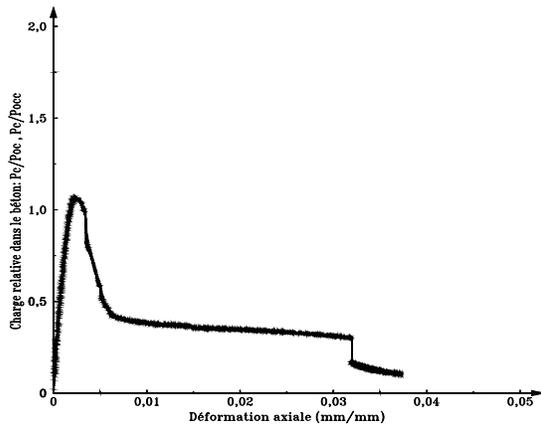
Figure 4.15 – Courbe de la charge relative dans le béton vs déformation axiale (LVDT 400 mm)



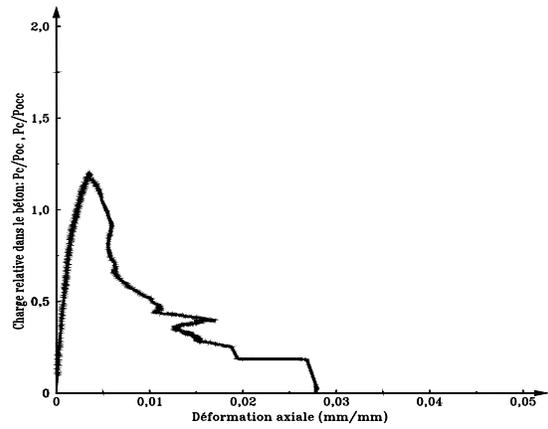
(a) Poteau C90S50V05



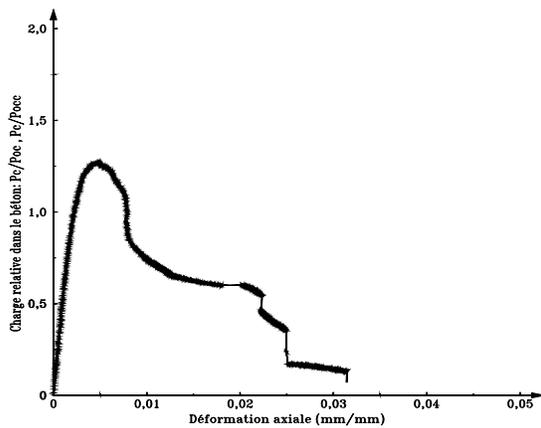
(b) Poteau C90S50V10



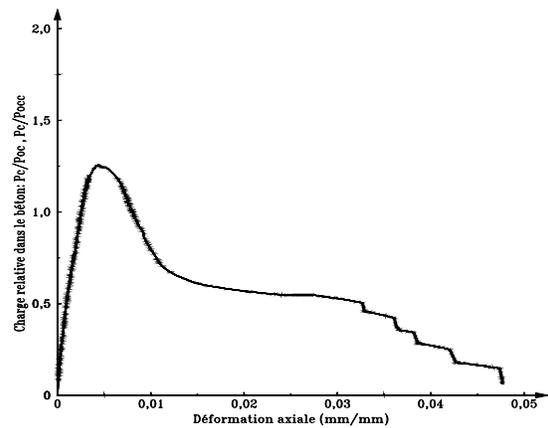
(c) Poteau C90S100CO



(d) Poteau C90S100SU



(e) Poteau C90S50CO



(f) Poteau C90S50SU

Figure 4.16 – Courbe de la charge relative dans le béton vs déformation axiale (LVDT 400 mm)

Tableau 4.1 – Résultats expérimentaux (LVDT 800 mm)

Spécimen	Charges axiales				Déformations axiales						$\frac{A_{50C}}{A_{50U}}$		
	$P_{max}$ (kN)	$\frac{P_{max}}{P_0}$	$P_{c1}$ (kN)	$\frac{P_{c1}}{P_{0c}}$	$P_{c2}$ (kN)	$\frac{P_{c2}}{P_{0cc}}$	$\epsilon_{c1}$	$\frac{\epsilon_{c1}}{\epsilon'_c}$	$\epsilon_{c2}$	$\frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon'_c}$		$\epsilon_{c50C}$	$\frac{\epsilon_{c50C}}{\epsilon'_c}$
C30S100V0	2671	1,07	2130	1,08	1818	1,35	0,0023	1,03	0,0063	2,86	0,0181	8,24	4,61
C30S100V05	2837	0,98	2296	0,97	2010	1,24	0,0042	1,39	0,0084	2,80	0,0242	8,05	4,16
C30S100V10	2417	1,09	1876	1,12	1844	1,61	0,0057	1,64	0,0111	3,18	0,0264	7,55	2,98
C90S100V0	5404	0,97	4863	0,97	4042	1,17	0,0026	0,87	0,0033	1,09	0,0092	3,05	2,37
C90S100V10	5322	1,00	4781	1,00	4125	1,26	0,0026	0,90	0,0034	1,16	0,0053	1,82	1,36
C90S50V0	5629	1,01	5087	1,01	4609	1,34	0,0027	0,91	0,0045	1,48	0,0210	7,00	6,33
C90S50V05	6317	1,06	5776	1,07	5118	1,39	0,0030	0,98	0,0051	1,64	0,0175	5,66	5,91
C90S50V10	5571	1,05	5029	1,05	4890	1,50	0,0025	0,87	0,0040	1,36	0,0118	4,06	4,17
C90S100CO	4813	1,06	-	-	4271	1,07	-	-	0,0027	0,87	0,0042	1,34	0,98
C90S100SU	5505	0,99	4963	0,99	3943	1,14	0,0024	0,81	0,0034	1,14	0,0055	1,83	1,47
C90S50CO	5615	1,24	-	-	5074	1,27	-	-	0,0039	1,25	0,0170	5,49	4,78
C90S50SU	5725	0,90	5184	0,89	5019	1,26	0,0029	0,92	0,0046	1,47	0,0128	4,13	3,75

Tableau 4.2 – Résultats expérimentaux (LVDT 400 mm)

Spécimen	Charges axiales				Déformations axiales						$\frac{A_{50C}}{A_{50U}}$		
	$P_{max}$ (kN)	$\frac{P_{max}}{P_0}$	$P_{c1}$ (kN)	$\frac{P_{c1}}{P_{0c}}$	$P_{c2}$ (kN)	$\frac{P_{c2}}{P_{0cc}}$	$\epsilon_{c1}$	$\frac{\epsilon_{c1}}{\epsilon'_c}$	$\epsilon_{c2}$	$\frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon'_c}$		$\epsilon_{c50C}$	$\frac{\epsilon_{c50C}}{\epsilon'_c}$
C30S100V0	2671	1,07	2130	1,08	1818	1,35	0,0014	0,63	0,0053	2,43	0,0246	11,20	6,19
C30S100V05	2837	0,98	2296	0,97	2010	1,24	0,0037	1,24	0,0093	3,11	0,0359	11,98	6,11
C30S100V10	2417	1,09	1876	1,12	1844	1,61	0,0059	1,68	0,0184	5,26	0,0457	13,05	5,45
C90S100V0	5404	0,97	4863	0,97	4042	1,17	0,0024	0,78	0,0030	1,00	0,0095	3,16	2,33
C90S100V10	5322	1,00	4781	1,00	4125	1,26	0,0022	0,74	0,0029	0,99	0,0049	1,71	1,29
C90S50V0	5629	1,01	5087	1,01	4609	1,34	0,0024	0,81	0,0044	1,48	0,0302	10,05	9,40
C90S50V05	6317	1,06	5776	1,07	5118	1,39	0,0029	0,93	0,0054	1,74	0,0296	9,55	9,67
C90S50V10	5571	1,05	5029	1,05	4890	1,50	0,0027	0,93	0,0053	1,82	0,0190	6,54	6,82
C90S100CO	4813	1,06	-	-	4271	1,07	-	-	0,0022	0,72	0,0051	1,66	1,33
C90S100SU	5505	0,99	4963	0,99	3943	1,14	0,0023	0,76	0,0042	1,39	0,0080	2,68	2,73
C90S50CO	5615	1,24	-	-	5074	1,27	-	-	0,0049	1,57	0,0141	4,53	4,19
C90S50SU	5725	0,90	5184	0,89	5019	1,26	0,0024	0,77	0,0044	1,43	0,0139	4,49	4,15

## 4.4 Comportement des spécimens sans fibres

### 4.4.1 Comportement du béton à l'éclatement de l'enrobage

Les tableaux 4.1 et 4.2 montrent les charges atteintes par les poteaux au premier sommet  $P_{c1}$  qui correspond à l'éclatement de l'enrobage du béton. Ces charges sont comparées à la résistance non confinée de la section transversale totale de béton  $P_{0c}$ . Pour les spécimens dépourvus de fibres, la charge  $P_{c1}$  varie de 2130 kN à 5184 kN et le rapport  $P_{c1}/P_{0c}$  varie de 0,89 à 1,08 avec une valeur moyenne de 0,99. La plus grande valeur est enregistrée par le poteau C30S100V0 ce qui explique que l'enrobage des BHP a un comportement fragile comparé au béton normal et tend à se rompre prématurément avant l'atteinte de sa résistance théorique.

La déformation  $\epsilon_{c1}$ , correspondant à  $P_{c1}$ , varie de 0,0023 à 0,0029 pour les LVDT 800 mm et de 0,0014 à 0,0024 pour les LVDT 400 mm. Ces déformations sont comparées à la déformation au pic du béton non confiné  $\epsilon'_c$ . Le rapport  $\epsilon_{c1}/\epsilon'_c$  varie de 0,81 à 1,03 avec une valeur moyenne de 0,91 pour les LVDT 800 mm et de 0,63 à 0,81 avec une valeur moyenne de 0,75 pour les LVDT 400 mm. Encore une fois les plus faibles valeurs sont observées pour les spécimens faits avec du BHP. Ceci peut être expliqué par la présence de plans de faiblesse entre le noyau et l'enrobage de béton à cause de la forte densité de l'armature de confinement. Cette observation a été affirmée par Cusson et Paultre [16].

### 4.4.2 Comportement du béton après l'éclatement de l'enrobage

Après la perte de l'enrobage, une perte de résistance est observée au niveau de la courbe de la charge en fonction des déformations axiales. C'est à cette étape que le confinement des poteaux devient actif. Les tableaux 4.1 et 4.2 montrent les charges au deuxième sommet  $P_{c2}$  atteintes par les différents spécimens. Ces charges sont comparées à la résistance non confinée du noyau de béton  $P_{0cc}$ . Pour les spécimens sans fibres, le rapport  $P_{c2}/P_{0cc}$  varie de 1,07 à 1,35 avec une valeur moyenne de 1,23. Les rapports supérieurs à l'unité montrent que la résistance du béton est améliorée par la présence de l'armature de confinement. Pour les poteaux ayant le même confinement, ce rapport diminue avec l'augmentation de la résistance de béton  $f'_c$ . Pour les poteaux faits en BHP, ce rapport augmente avec l'augmentation du confinement.

La déformation  $\epsilon_{c2}$ , correspondant à  $P_{c2}$ , varie de 0,0027 à 0,0063 pour les LVDT 800 mm et de 0,0022 à 0,0053 pour les LVDT 400 mm. Ces déformations sont comparées à la déformation au pic du béton non confiné  $\epsilon'_c$ . Le rapport  $\epsilon_{c2}/\epsilon'_c$  varie de 0,87 à 2,86 avec une valeur moyenne de 1,45 pour les LVDT 800 mm et de 0,72 à 2,43 avec une valeur moyenne de 1,43 pour les LVDT 400 mm. Ceci montre que même après la perte totale de l'enrobage un gain de la déformation peut être obtenu en fournissant un bon confinement au béton.

La déformation  $\epsilon_{c50C}$ , correspondant à 50% de la contrainte maximale de compression sur la partie descendante de la courbe contrainte-déformation, est définie comme étant la déformation limite utile du béton confiné. Pour les poteaux sans fibres, elle varie de 0,0042

à 0,0210 pour les LVDT 800 mm et de 0,0051 à 0,0302 pour les LVDT 400 mm. Le rapport  $\epsilon_{c50C}/\epsilon'_c$ , qui est un indicateur de la ductilité du béton confiné, varie de 1,34 à 8,24 pour les LVDT 800 mm et de 1,66 à 11,20 pour les LVDT 400 mm. Les valeurs les plus élevées sont enregistrées par les poteaux ayant un bon confinement (un pas de spirale de 50 mm) sauf pour les poteaux C30 qui présentent un comportement très ductile même avec un pas de spirale de 100 mm. On peut conclure que pour un même confinement, le comportement des bétons normaux est plus ductile que celui des BHP.

L'aire  $A_{50C}$ , sous la courbe contrainte-déformation du béton confiné, est un indicateur sur la ténacité du béton. Elle représente la quantité d'énergie absorbée par le béton jusqu'à  $\epsilon_{c50C}$ . Cette aire est comparée à l'aire  $A_{50U}$  du béton non confiné. Le rapport  $A_{50C}/A_{50U}$  varie de 0,98 à 6,33 pour les LVDT 800 mm et de 1,33 à 9,40 pour les LVDT 400 mm. Ces résultats prouvent que les poteaux en BHP peuvent avoir un comportement ductile si on leur fournit un confinement adéquat.

## 4.5 Comportement des spécimens avec fibres

### 4.5.1 Comportement du béton à l'éclatement de l'enrobage

L'un des objectifs d'ajouter des fibres synthétiques dans le béton est de retenir l'enrobage du béton le plus longtemps possible afin de lui permettre d'atteindre sa résistance théorique espérée et d'assurer un transfert de charge graduel au noyau du béton. Avant de pousser l'analyse plus loin, juste en observant l'allure des poteaux après le test (figure 4.1 à 4.6), on peut remarquer la différence entre la rupture de l'enrobage des poteaux sans fibres et ceux avec fibres. Ces derniers ont pu maintenir leur enrobage jusqu'à la fin du test même s'il est sévèrement endommagé. Cependant, les poteaux dépourvus de fibres ont perdu une grande partie de l'enrobage. Les rapports  $P_{c1}/P_{0c}$  des spécimens construits avec fibres s'échelonnent de 0,97 à 1,12 avec une valeur moyenne de 1,04. Ces valeurs sont plus élevées que celles obtenues dans les poteaux dépourvus de fibres. La plus petite valeur est sensiblement égale à l'unité. Donc, on peut dire que l'incorporation des fibres a permis à l'enrobage du béton d'atteindre sa résistance théorique. D'où la rupture de l'enrobage s'est faite par écrasement du matériau et non pas par flambage. Pour une résistance en compression sensiblement égale, les plus grandes valeurs sont enregistrées pour les poteaux ayant plus de confinement. L'augmentation du pourcentage des fibres dans la matrice du béton ne conduit pas nécessairement à un meilleur comportement de l'enrobage. Pour les deux poteaux C30S100V05 et C30S100V10, le passage de 0,5% à 1,0% a conduit à une augmentation du rapport  $P_{c1}/P_{0c}$  de 15,5%. Cependant, ce passage entraîne une baisse du rapport au niveau des poteaux C90S50V05 et C90S50V10.

La déformation  $\epsilon_{c1}$ , dans les poteaux construits avec des fibres, varie de 0,0025 à 0,0057 pour les LVDT 800 mm et de 0,0022 à 0,0059 pour les LVDT 400 mm. Le rapport  $\epsilon_{c1}/\epsilon'_c$ , quant à lui, varie de 0,87 à 1,64 pour les LVDT 800 mm et de 0,74 à 1,68 pour les LVDT 400 mm. Encore une fois, il est difficile de conclure que l'augmentation du pourcentage des fibres augmente la capacité du béton à se déformer lorsqu'il atteint le sommet  $P_{c1}$ . Pour la série 1 contenant les poteaux C30S100V0, C30S100V05 et C30S100V10, le rapport  $\epsilon_{c1}/\epsilon'_c$  augmente

avec l'augmentation des fibres. Ceci n'est pas le cas pour les autres séries. Il faut mentionner que les jauges électriques mesurent les déformations de façon locale sur une longueur de mesure relativement faible. Donc, une augmentation du nombre des jauges pourrait conduire à la clarification du comportement des spécimens et fournir une analyse plus complète sur les déformations.

### 4.5.2 Comportement du béton après l'éclatement de l'enrobage

Les valeurs des charges atteintes au deuxième sommet  $P_{c2}$  sont illustrées dans les tableaux 4.1 et 4.2. Le rapport  $P_{c2}/P_{0cc}$  présente des valeurs comprises entre 1,24 et 1,61 avec une valeur moyenne de 1,40. Tous les rapports sont supérieurs à ceux des poteaux sans fibres à l'exception du poteau C30S100V05 qui présente un rapport faible par rapport à C30S100V0. Ceci peut être due, comme mentionné auparavant, à une erreur dans l'estimation du deuxième sommet  $P_{c2}$  qui est difficile à déterminer pour les poteaux ayant un pas de spirale de 100 mm. Donc, le maintien de l'enrobage du béton par les fibres a permis d'éviter la rupture prématurée du noyau de béton en évitant le transfert brusque de la charge de l'enrobage vers le noyau du poteau.

En ce qui concerne la déformation  $\epsilon_{c2}$ , les valeurs oscillent de 0,0034 à 0,0111 et de 0,0029 à 0,0184 pour les LVDT 800 mm et 400 mm respectivement. Tandis que le rapport  $\epsilon_{c2}/\epsilon'_c$  fluctue entre 1,16 et 3,18 avec une valeur moyenne de 2,03 pour les LVDT 800 mm et entre 0,99 et 5,26 avec une valeur moyenne de 2,59 pour les LVDT 400 mm. En général, le rapport  $\epsilon_{c2}/\epsilon'_c$  augmente avec l'augmentation du pourcentage des fibres. Dans les poteaux ne suivant pas cette tendance, ceci peut être justifié par leur mauvaise performance en ce qui a trait au gain de ductilité.

La déformation  $\epsilon_{c50C}$  présente des valeurs allant de 0,0053 à 0,0264 avec une valeur moyenne de 0,0170 pour les LVDT 800 mm et allant de 0,0049 à 0,0457 avec une valeur moyenne de 0,0270 pour les LVDT 400 mm. Dans la série 1, construite avec du béton normal,  $\epsilon_{c50C}$  pour les poteaux avec fibres est plus grande que celle du poteau dépourvu de fibres, et augmente avec l'augmentation du pourcentage des fibres. Ce constat n'est pas observé dans les poteaux faits en BHP. On remarque que  $\epsilon_{c50C}$  diminue en augmentant le pourcentage des fibres dans la matrice du béton. On conclut que l'ajout des fibres dans les bétons normaux est plus bénéfique pour le gain de la ductilité. Le rapport  $\epsilon_{c50C}/\epsilon'_c$  varie de 1,82 à 8,05 affichant une valeur moyenne de 5,43 pour les LVDT 800 mm et varie de 1,71 à 13,05 avec une valeur moyenne de 8,56 pour les LVDT 400 mm. Les valeurs moyennes sont supérieures à celles obtenues dans les poteaux sans fibres. Le rapport  $\epsilon_{c50C}/\epsilon'_c$  diminue avec l'ajout des fibres dans le béton sauf pour la série 1 et ceci pour les LVDT 400 mm seulement.

Le rapport  $A_{50C}/A_{50U}$  de tous les spécimens est toujours supérieur à 1. Les plus grandes valeurs sont observées pour les poteaux ayant un pas de spirale de 50 mm. Donc, un bon confinement permet d'avoir un gain significatif en ténacité. Contrairement à ce à quoi on s'attendait, l'ajout des fibres dans les différents spécimens a entraîné une diminution du rapport

$A_{50C}/A_{50U}$  et  $\epsilon_{c50}/\epsilon'_c$ .

D'après les résultats trouvés, il est difficile d'analyser l'effet de l'ajout des fibres sur la ductilité et la ténacité du béton. En effet, plusieurs raisons peuvent être derrière cette disparité de résultats. Parmi les facteurs qui peuvent limiter l'efficacité de la fibre dans le béton on peut citer : l'orientation des fibres ainsi que la répartition aléatoire des fibres.

## 4.6 Comportement de l'armature transversale

Les déformations dans l'armature transversale ont été enregistrées à l'aide des jauges électriques collées sur quatre branches de la spirale comme le montre la figure 3.1. Les propriétés mécaniques de l'acier de confinement ont été déjà déterminées à l'aide des essais de traction et sont présentées dans le tableau 3.9. Connaissant ces informations, il a été possible de calculer les contraintes dans les barres transversales à tout moment du chargement. Le tableau 4.3 présente les déformations calculées aux points  $P_{c1}$  et  $P_{c2}$  représentant, respectivement, le point de rupture de l'enrobage et le point de rupture du noyau confiné. Le rapport de la contrainte à ces points et de la limite élastique des spirales a été aussi calculé pour étudier l'efficacité du confinement à différentes phases du chargement. Les déformations présentées dans le tableau 4.3 représentent la moyenne des déformations obtenues à l'aide des jauges électriques. On remarque que le rapport  $f_h/f_{yh}$  affiche des valeurs inférieures à 50% à la rupture de l'enrobage. Donc, à cette étape du chargement le confinement est peu efficace. Lors de la rupture du noyau, le rapport  $f_h/f_{yh}$  varie de 19% à 100% selon le confinement appliqué au poteau. On peut conclure que le confinement devient actif à cette étape du chargement. Au cours des essais, nous avons remarqué le dysfonctionnement de certaines jauges électriques. Ce fait a été pris en considération dans le calcul des déformations en éliminant les déformations obtenues par les jauges défectueuses de la moyenne.

## 4.7 Analyse statistique de l'effet des variables testées

Comme nous avons mentionné auparavant, afin d'étudier l'influence de chaque paramètre sur le comportement du béton confiné, le choix des propriétés des poteaux a été conçu de façon à pouvoir faire une comparaison par paire de spécimens à l'égard d'une variable en admettant que les autres restent égales ou presque égales. Cette méthode d'analyse statistique est décrite dans l'ouvrage "Engineering statistics" [28] et porte le nom de "Paired comparison design". L'effet des variables sur la réponse est évalué en effectuant un test Student avec l'hypothèse alternative unilatérale. Dans le présent projet, on considère qu'une variable qui appartient à un niveau de confiance supérieur ou égal à 90% influence de façon significative la réponse mesurée.

Les variables étudiées lors de ce programme sont :

- L'ajout de fibres synthétiques.
- La résistance en compression du béton.
- Le pas de spirale.
- La présence de l'enrobage.

**Tableau 4.3** – Déformations et contraintes moyennes dans l'acier des étriers à  $P_{c1}$  et  $P_{c2}$ 

Spécimen	$P_{c1}$			$P_{c2}$		
	$\epsilon_h$	$f_h$	$\frac{f_h}{f_{yh}}$	$\epsilon_h$	$f_h$	$\frac{f_h}{f_{yh}}$
		(MPa)			(MPa)	
C30S100V0	0,00019	45	0,09	0,0012	266	0,56
C30S100V05	0,00053	122	0,26	0,0017	386	0,81
C30S100V10	0,00097	223	0,47	0,0032	477	1,00
C90S100V0	0,00027	61	0,13	0,0004	89	0,19
C90S100V10	0,00023	52	0,11	0,0010	237	0,50
C90S50V0	0,00037	85	0,18	0,0014	312	0,65
C90S50V05	0,00033	76	0,16	0,0017	394	0,83
C90S50V10	0,00035	80	0,17	0,0014	322	0,67
C90S100CO	-	-	-	0,0006	143	0,30
C90S100SU	0,00029	67	0,14	0,0010	229	0,48
C90S50CO	-	-	-	0,0009	196	0,41
C90S50SU	0,00021	48	0,10	0,0015	350	0,73

- La présence de supports.

L'effet des variables citées ci-dessus a été étudié en fonction des réponses mesurées expérimentalement, à savoir :

- Le rapport  $P_{c1}/P_{0c}$ , où  $P_{c1}$  est la charge à l'éclatement de l'enrobage et  $P_{0c}$  est la résistance non confinée de la section transversale totale du béton.
- Le rapport  $P_{c2}/P_{0cc}$ , où  $P_{c2}$  est la résistance maximum du noyau confiné et  $P_{0cc}$  est la résistance non confinée du noyau de béton.
- Le rapport  $\epsilon_{c1}/\epsilon'_c$ , où  $\epsilon_{c1}$  est la déformation correspondant à  $P_{c1}$  et  $\epsilon'_c$  est la déformation au pic du béton non confiné.
- La rapport  $\epsilon_{c2}/\epsilon'_c$ , où  $\epsilon_{c2}$  est la déformation correspondant à  $P_{c2}$ .
- La rapport  $\epsilon_{c50C}/\epsilon'_c$ , où  $\epsilon_{c50C}$  est la déformation correspondant à 50% de la contrainte maximale de compression sur la partie descendante de la courbe contrainte-déformation.
- Le rapport  $A_{50C}/A_{50U}$ , où  $A_{50C}$  et  $A_{50U}$  sont, respectivement, l'aire sous la courbe contrainte-déformation jusqu'à  $\epsilon_{c50C}$ .

Les tableaux 4.4 et 4.5 présentent les comparaisons effectuées pour les deux longueurs de mesure 800 mm et 400 mm respectivement. L'incrément de réponse ( $\Delta$ ) est calculé en soustrayant les réponses des deux spécimens sujet à la comparaison. Une différence négative indique une perte de capacité ou de ductilité selon la réponse considérée.

## CHAPITRE 4. RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX ET INTERPRÉTATION

Par exemple, le pas de spirale "s" lorsqu'il décroît de 100 mm à 50 mm, les différences des rapports  $P_{c2}/P_{0cc}$  sont toutes positives dans les tableaux 4.4 et 4.5 avec un niveau de confiance de 100%. On peut conclure que le pas de spirale influence de façon très significative le comportement du noyau de béton dans le sens où il conduit à un gain de résistance en le réduisant.

**Tableau 4.4** – Résultats statistiques de l'effet des variables testées (LVDT 800 mm)

Spécimens comparés	Variables testées		Incréments de réponse					
	Nom	Valeurs	$\Delta \frac{P_{c1}}{P_{0c}}$	$\Delta \frac{P_{c2}}{P_{0cc}}$	$\Delta \frac{\epsilon_{c1}}{\epsilon'_c}$	$\Delta \frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon'_c}$	$\Delta \frac{\epsilon_{c50C}}{\epsilon'_c}$	$\Delta \frac{A_{50C}}{A_{50U}}$
C30S100V0-C30S100V05	$\nu_f$	0,0-0,5%	-0,11	-0,11	0,36	-0,06	-0,19	-0,45
C30S100V0-C30S100V10	$\nu_f$	0,0-1,0%	0,04	0,26	0,61	0,32	-0,69	-1,63
C90S100V0-C90S100V10	$\nu_f$	0,0-1,0%	0,03	0,09	0,03	0,07	-1,23	-1,01
C90S50V0-C90S50V05	$\nu_f$	0,0-0,5%	0,06	0,05	0,07	0,16	-1,34	-0,42
C90S50V0-C90S50V10	$\nu_f$	0,0-1,0%	0,04	0,16	-0,04	-0,12	-2,94	-2,16
<b>Niveau de confiance</b>			<b>64%</b>	<b>89%</b>	<b>92%</b>	<b>80%</b>	<b>3%</b>	<b>1%</b>
C90S100V0-C30S100V0	$f'_c$	83,8-32,6 MPa	0,11	0,18	0,16	1,77	5,19	2,24
C90S100V10-C30S100V10	$f'_c$	79,4-28,0 MPa	0,12	0,35	0,74	2,02	5,73	1,62
<b>Niveau de confiance</b>			<b>99%</b>	<b>90%</b>	<b>82%</b>	<b>98%</b>	<b>98%</b>	<b>95%</b>
C90S100V0-C90S50V0	$s$	100-50 mm	0,04	0,17	0,04	0,39	3,95	3,96
C90S100V10-C90S50V10	$s$	100-50 mm	0,05	0,24	-0,03	0,20	2,24	2,81
C90S100SU-C90S50SU	$s$	100-50 mm	-0,10	0,12	0,11	0,33	2,30	2,28
C90S100CO-C90S50CO	$s$	100-50 mm	-	0,20	-	0,38	4,15	3,80
<b>Niveau de confiance</b>			<b>48%</b>	<b>100%</b>	<b>79%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>	<b>100%</b>
C90S100V0-C90S100CO	cov	20-0 mm	-	-0,10	-	-0,22	-1,71	-1,39
C90S50V0-C90S50CO	cov	20-0 mm	-	-0,07	-	-0,23	-1,51	-1,55
<b>Niveau de confiance</b>			<b>-</b>	<b>6%</b>	<b>-</b>	<b>1%</b>	<b>2%</b>	<b>2%</b>
C90S100V0-C90S100SU	sup	non-oui	0,02	-0,03	-0,06	0,05	-1,22	-0,90
C90S50V0-S90S50SU	sup	non-oui	-0,12	-0,08	0,01	-0,01	-2,87	-2,58
<b>Niveau de confiance</b>			<b>30%</b>	<b>14%</b>	<b>30%</b>	<b>69%</b>	<b>12%</b>	<b>14%</b>

### 4.7.1 Ajout des fibres synthétiques

À partir des niveaux de confiance obtenus pour la variable  $\nu_f$ , on remarque qu'elle a une influence significative sur le rapport de résistance du béton confiné  $\Delta(P_{c2}/P_{0cc})$  avec un niveau de confiance très proche de 90%, les valeurs des incréments de réponses sont toutes positives à l'exception de la première. Le rapport de déformation  $\Delta(\epsilon_{c1}/\epsilon'_c)$  est aussi influencé avec quatre différences positives sur cinq et un niveau de confiance de 92% et 93% pour les

**Tableau 4.5** – Résultats statistiques de l'effet des variables testées (LVDT 400 mm)

Spécimens comparés	Variables testées		Incréments de réponse					
	Nom	Valeurs	$\Delta \frac{P_{c1}}{P_{0c}}$	$\Delta \frac{P_{c2}}{P_{0cc}}$	$\Delta \frac{\epsilon_{c1}}{\epsilon'_c}$	$\Delta \frac{\epsilon_{c2}}{\epsilon'_c}$	$\Delta \frac{\epsilon_{c50C}}{\epsilon'_c}$	$\Delta \frac{A_{50C}}{A_{50U}}$
C30S100V0-C30S100V05	$\nu_f$	0,0-0,5%	-0,11	-0,11	0,61	0,68	0,78	-0,08
C30S100V0-C30S100V10	$\nu_f$	0,0-1,0%	0,04	0,26	1,05	2,83	1,85	-0,74
C90S100V0-C90S100V10	$\nu_f$	0,0-1,0%	0,03	0,09	-0,04	-0,01	-1,45	-1,04
C90S50V0-C90S50V05	$\nu_f$	0,0-0,5%	0,06	0,05	0,12	0,26	-0,50	0,27
C90S50V0-C90S50V10	$\nu_f$	0,0-1,0%	0,04	0,16	0,12	0,34	-3,51	-2,58
<b>Niveau de confiance</b>			<b>64%</b>	<b>89%</b>	<b>93%</b>	<b>91%</b>	<b>29%</b>	<b>8%</b>
C90S100V0-C30S100V0	$f'_c$	83,8-32,6 MPa	0,11	0,18	-0,15	1,43	8,04	3,86
C90S100V10-C30S100V10	$f'_c$	79,4-28,0 MPa	0,12	0,35	0,94	4,27	11,34	4,16
<b>Niveau de confiance</b>			<b>99%</b>	<b>90%</b>	<b>70%</b>	<b>85%</b>	<b>95%</b>	<b>99%</b>
C90S100V0-C90S50V0	$s$	100-50 mm	0,04	0,17	0,03	0,48	6,89	7,07
C90S100V10-C90S50V10	$s$	100-50 mm	0,05	0,24	0,19	0,83	4,83	5,53
C90S100SU-C90S50SU	$s$	100-50 mm	-0,10	0,12	0,01	0,04	1,81	1,78
C90S100CO-C90S50CO	$s$	100-50 mm	-	0,20	-	0,85	2,87	2,86
<b>Niveau de confiance</b>			<b>48%</b>	<b>100%</b>	<b>84%</b>	<b>97%</b>	<b>98%</b>	<b>98%</b>
C90S100V0-C90S100CO	cov	20-0 mm	-	-0,10	-	-0,28	-1,50	-1,00
C90S50V0-C90S50CO	cov	20-0 mm	-	-0,07	-	0,09	-5,52	-5,21
<b>Niveau de confiance</b>			<b>-</b>	<b>6%</b>	<b>-</b>	<b>35%</b>	<b>17%</b>	<b>19%</b>
C90S100V0-C90S100SU	sup	non-oui	0,02	-0,03	-0,02	0,39	-0,48	0,04
C90S50V0-S90S50SU	sup	non-oui	-0,12	-0,08	-0,04	-0,05	-5,56	-5,25
<b>Niveau de confiance</b>			<b>30%</b>	<b>14%</b>	<b>10%</b>	<b>71%</b>	<b>22%</b>	<b>25%</b>

LVDT 800 mm et 400 mm respectivement. Donc, la présence des fibres synthétiques engendre un gain de résistance au niveau du noyau en assurant un transfert graduel de la charge de l'enrobage vers le noyau évitant ainsi une rupture anticipée de ce dernier. La présence des fibres n'a aucune influence sur la ductilité  $\Delta(\epsilon_{c50C}/\epsilon'_c)$  ni la ténacité  $\Delta(A_{50C}/A_{50U})$  du béton qui présentent des niveaux de confiance très faibles.

Si on fait une analyse indépendante des poteaux faits en BHP, on remarque un gain de résistance du béton non confiné  $\Delta(P_{c1}/P_{0c})$  avec un niveau de confiance supérieur à 90%. Donc, l'ajout des fibres dans les BHP permet à l'enrobage d'atteindre une résistance plus élevée et écarte la possibilité de rupture par flambement.

### 4.7.2 Résistance en compression du béton

La résistance en compression du béton influence considérablement les rapports  $\Delta(P_{c1}/P_{0c})$ ,  $\Delta(P_{c2}/P_{0cc})$ ,  $\Delta(\epsilon_{c50C}/\epsilon'_c)$  et  $\Delta(A_{50C}/A_{50U})$  avec des incréments de réponse tous positifs et des niveaux de confiance supérieur à 90%. Il est plausible que lorsqu'on décroît la résistance en compression du béton on obtient un gain de résistance du béton confiné et non confiné ainsi qu'un gain de ductilité et de ténacité à toutes les étapes du chargement.

### 4.7.3 Pas des spirales

La réduction du pas de spirale de 100 mm à 50 mm conduit à un gain de résistance au deuxième sommet. Ceci est illustré dans les tableaux 4.4 et 4.5 qui présentent des incréments de réponse  $\Delta(P_{c2}/P_{0cc})$  tous positifs avec un niveau de confiance égale à 100%. Les rapport  $\Delta(\epsilon_{c2}/\epsilon'_c)$ ,  $\Delta(\epsilon_{c50C}/\epsilon'_c)$  et  $\Delta(A_{50C}/A_{50U})$  sont aussi affectés par cette variable en affichant des niveaux de confiance de 100% pour les LVDT 800 mm et des niveaux de confiances supérieurs à 97% pour les LVDT 400 mm. On peut conclure qu'en fournissant au béton un bon confinement, des gains remarquables en ductilité et en ténacité peuvent être atteints. C'est ainsi qu'on peut remédier au problème de fragilité des BHP et améliorer leur comportement.

### 4.7.4 Présence de l'enrobage ou de supports

D'après les niveaux de confiance obtenus, la présence ou non de l'enrobage n'a aucune influence sur les réponses mesurées expérimentalement. Le but d'inclure ce paramètre dans le programme expérimental était d'étudier l'influence de la charge transmise par l'enrobage du béton vers le noyau sur le comportement de ce dernier. Il faut mentionner que seulement deux paires de spécimens sont sujet à l'analyse et qu'il est difficile de tirer des conclusions fiables à défaut d'augmenter le nombre de spécimens étudiés à l'égard de cette variable.

Les mêmes remarques que précédemment s'appliquent sur la présence ou non de supports. Rappelons que ces derniers ont été mis en place pour retenir l'enrobage du béton afin d'éviter une séparation soudaine du couvercle. Expérimentalement, les supports ont bien joué leur rôle mais le nombre de spécimens étudiés n'est pas suffisant pour valider ces observations.

## Chapitre 5

# Comparaison entre les résultats expérimentaux et les modèles analytiques

De nombreuses études se sont focalisées sur le développement de modèles de confinement capables de prédire le comportement des poteaux soumis à une charge de compression centrée. Cusson et Paultre [17] ont proposé un modèle analytique qui peut s'appliquer aux poteaux en BHP pour une grande plage de résistances du béton et avec diverses formes de sections. Comme nous l'avons mentionné à la section 2.5.4, ce modèle donne une bonne prédiction du comportement contrainte-déformation comparé aux autres modèles présents dans la littérature. Les équations décrivant le modèle analytique proposé par Cusson et Paultre sont détaillées dans la section 2.5.1.

L'un des problèmes majeur des poteaux faits en BHP est l'écaillage soudain de l'enrobage. Ce constat a été observé lors des essais effectués dans le présent projet ainsi que dans d'autres essais rapportés de la littérature. Pour remédier à ce problème, nous avons incorporé des fibres synthétiques en polypropylène et polyéthylène dans la matrice de béton. Le rôle de ces fibres était le maintien de l'enrobage le plus longtemps possible afin de lui permettre d'atteindre sa résistance théorique et d'écartier la possibilité de rupture par flambement. L'autre raison d'ajouter les fibres était d'assurer un transfert de charge graduel vers le noyau du béton lorsque l'enrobage est écrasé, ceci nous a permis d'éviter la rupture anticipée du noyau et d'atteindre des niveaux de résistance plus élevés. Eid et Paultre ont développé un modèle analytique qui tient en compte la présence de la fibre dans le béton et qui prend en considération les propriétés mécaniques des fibres. Ce modèle basé sur le modèle de Cusson et Paultre [17] est détaillé dans la section 2.5.2.

Dans ce qui suit, nous allons comparer les résultats obtenus expérimentalement et ceux prédits avec le modèle de Cusson et Paultre pour les poteaux sans fibres et ceux prédits avec le modèle de Eid et Paultre pour les poteaux avec fibres.

Les figures 5.1 à 5.12 montrent les courbes des résultats expérimentaux et celles obtenues avec les modèles analytiques de confinement.

On remarque que les courbes expérimentales affichent une bonne corrélation avec les courbes analytiques, surtout dans la partie ascendante de la courbe contrainte-déformation.

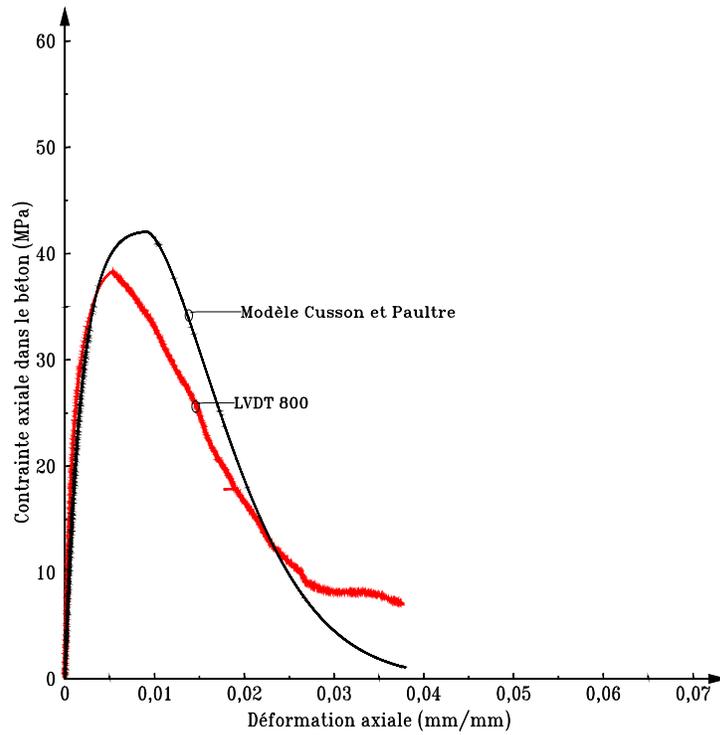


Figure 5.1 – Prédiction du comportement du béton du poteau C30S100V0

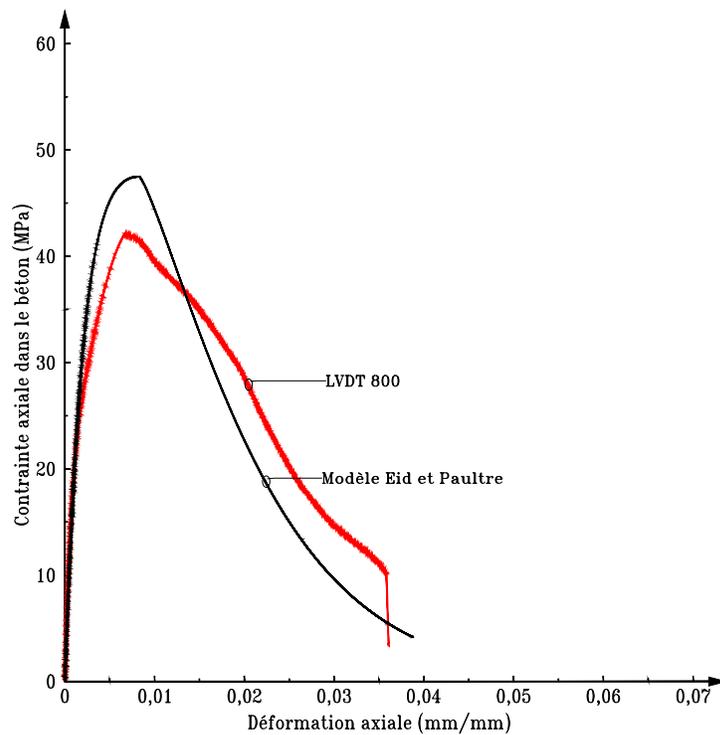


Figure 5.2 – Prédiction du comportement du béton du poteau C30S100V05

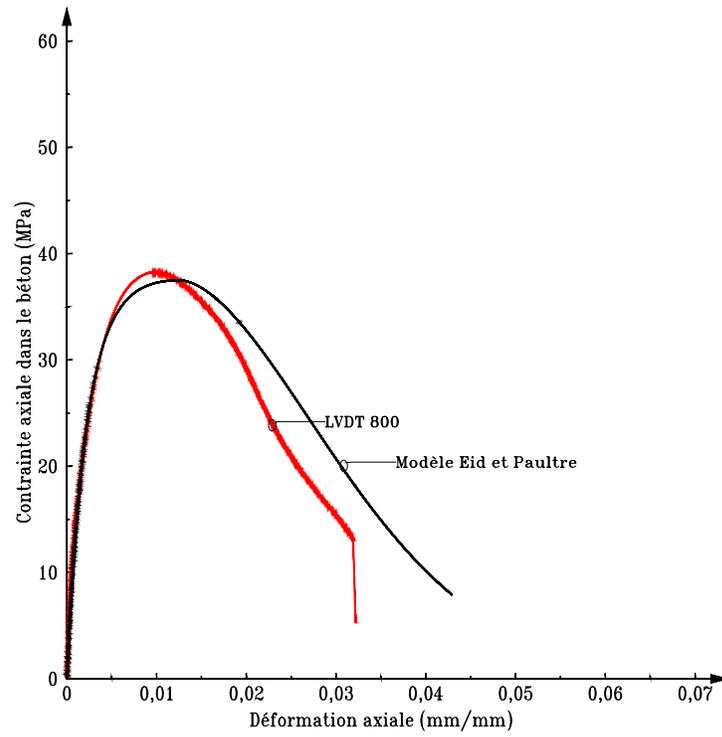


Figure 5.3 – Prédiction du comportement du béton du poteau C30S100V10

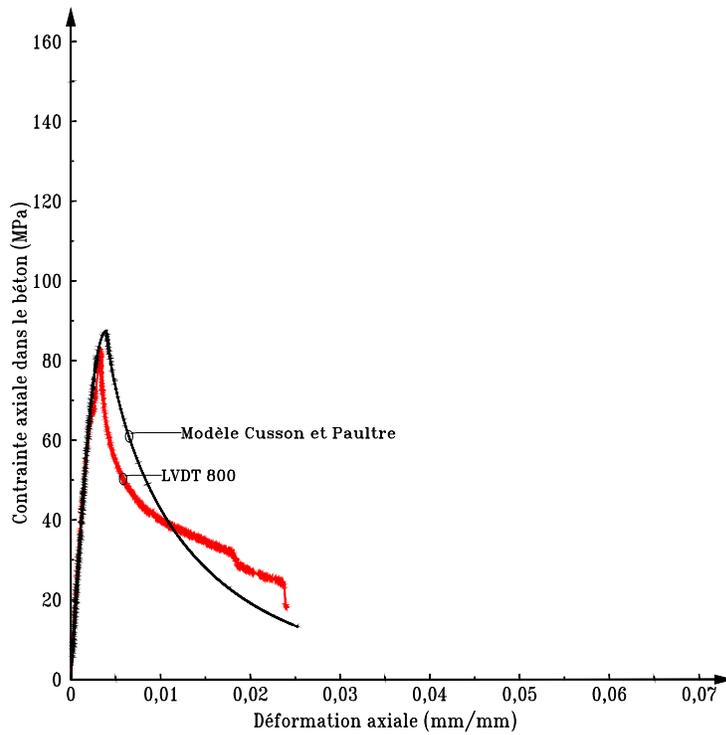


Figure 5.4 – Prédiction du comportement du béton du poteau C90S100V0

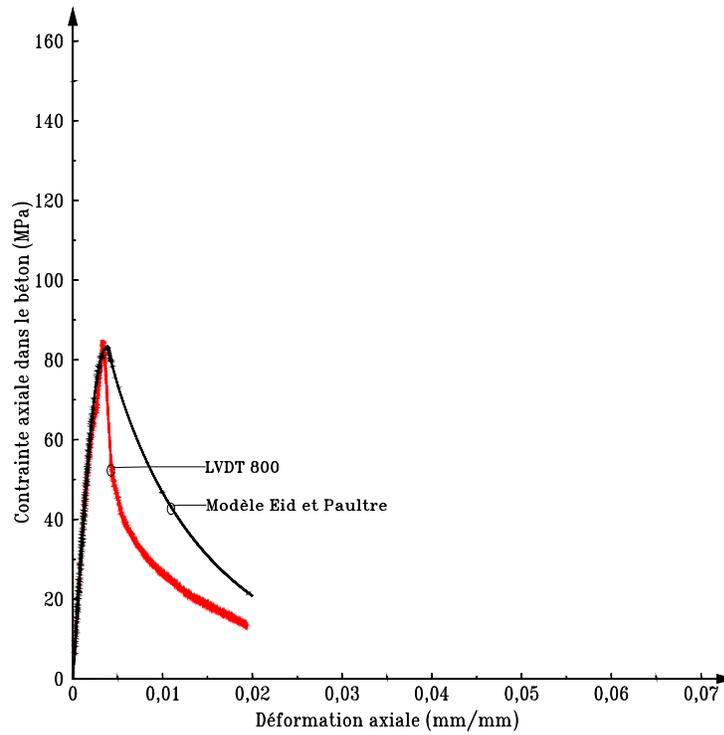


Figure 5.5 – Prédiction du comportement du béton du poteau C90S100V10

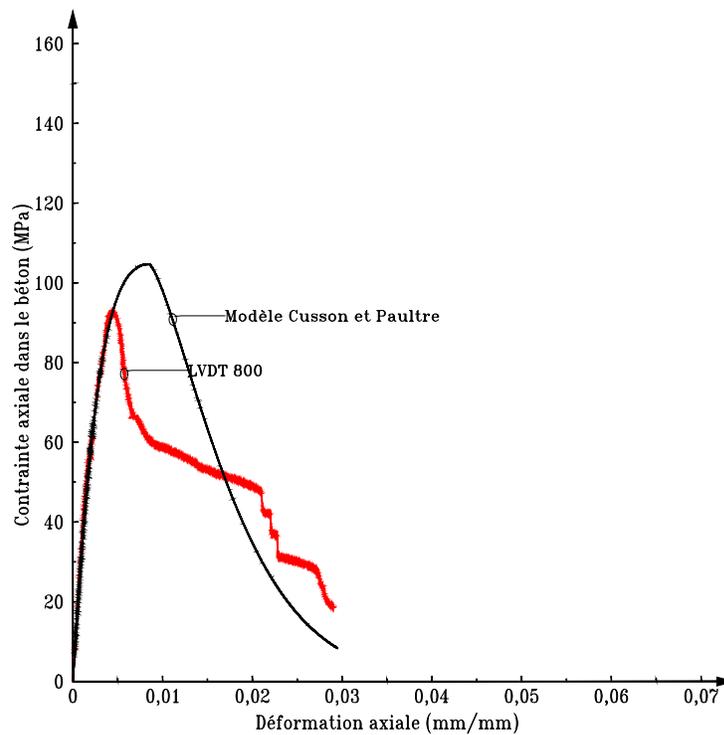


Figure 5.6 – Prédiction du comportement du béton du poteau C90S50V0

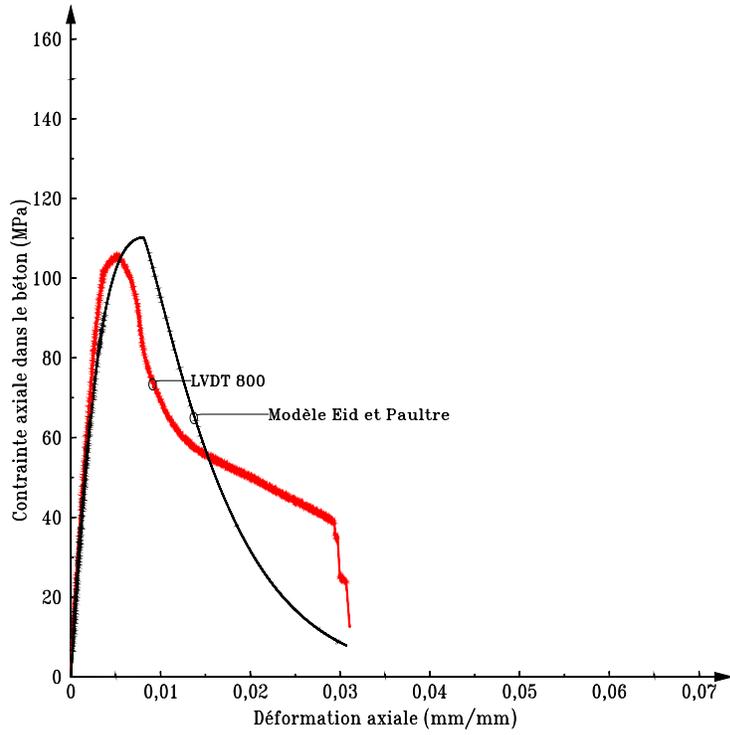


Figure 5.7 – Prédiction du comportement du béton du poteau C90S50V05

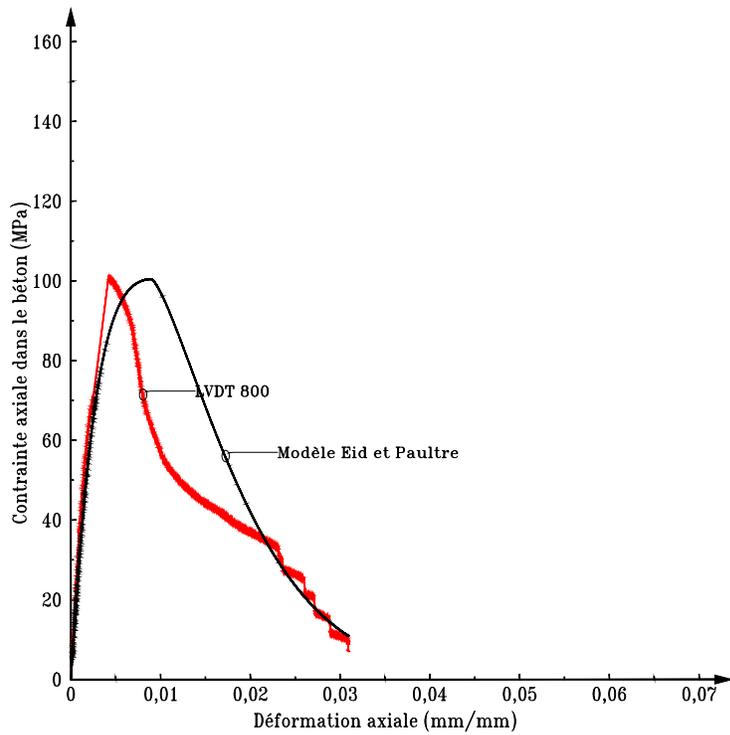


Figure 5.8 – Prédiction du comportement du béton du poteau C90S50V10

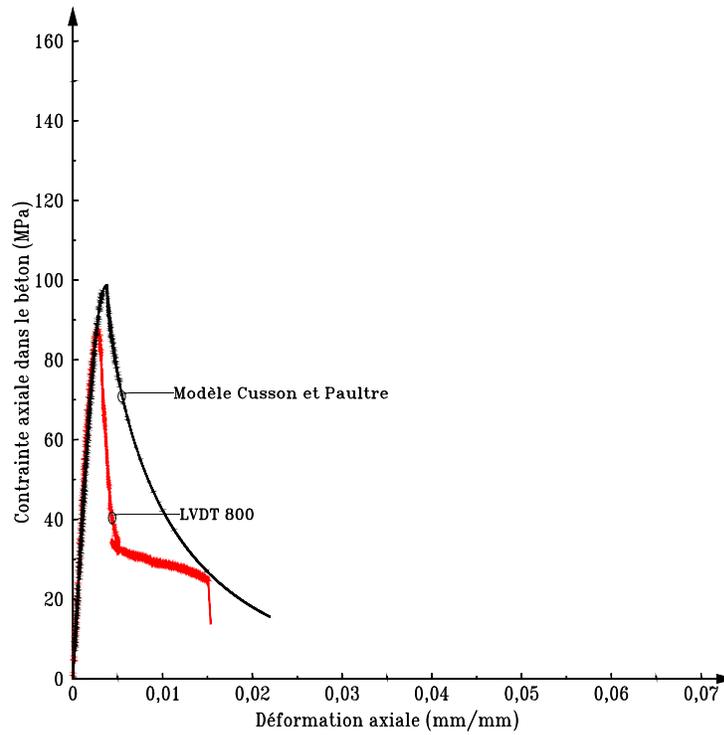


Figure 5.9 – Prédiction du comportement du béton du poteau C90S100CO

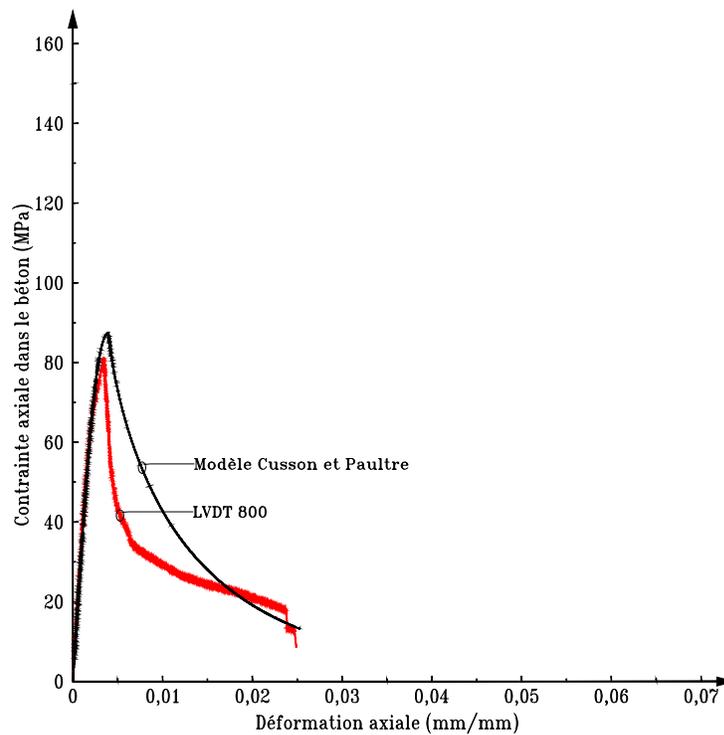


Figure 5.10 – Prédiction du comportement du béton du poteau C90S100SU

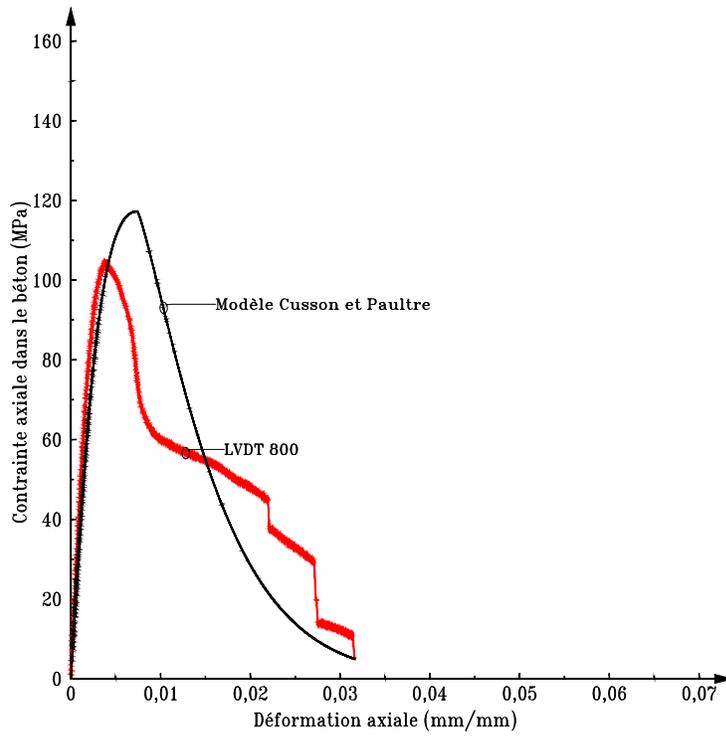


Figure 5.11 – Prédiction du comportement du béton du poteau C90S50CO

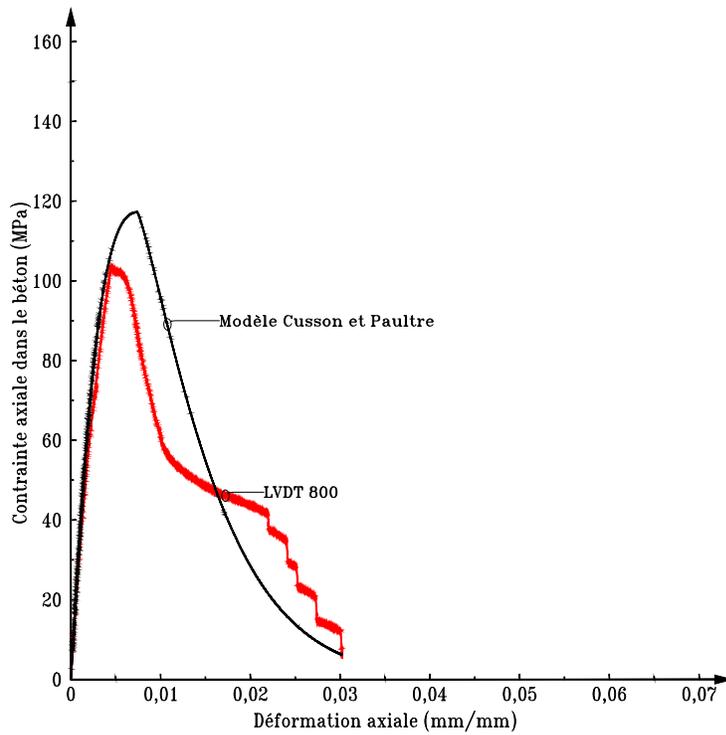


Figure 5.12 – Prédiction du comportement du béton du poteau C90S50SU

## CHAPITRE 5. COMPARAISON ENTRE LES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX ET LES MODÈLES ANALYTIQUES

Les différences observées dans cette partie peuvent être dues à une erreur commise lors de l'estimation de la courbe de transition entre le point A et B (figure 4.12) lorsque l'enrobage ne participe plus à la reprise de la charge. Cette méthode reste approximative et peut conduire à des erreurs de calcul.

En ce qui concerne la partie post-pic des courbes contrainte-déformation, les écarts observés peuvent être expliqués par le fait que les modèles analytiques considèrent que la contrainte latérale appliquée sur la section transversale du béton est uniforme or en réalité on ne peut pas l'affirmer en se basant sur des déformations enregistrées de façon très locale dans une zone de lecture relativement petite. Durant les essais, des spirales qui se situaient en dehors de la zone instrumentée se cassaient, ce qui veut dire que les jauges électriques ne sont pas nécessairement collées sur les branches de spirales les plus sollicitées. D'autres facteurs peuvent être responsables de la différence observée dans cette zone, on peut en citer l'excentricité observée dans certains poteaux ainsi que le pivotement de la tête lorsque le spécimen subit de grands endommagements.

# Chapitre 6

## Conclusions et recommandations

### 6.1 Conclusions

L'un des problèmes majeurs qui limite l'utilisation des bétons à hautes performances est leur comportement fragile. Le présent projet a pour objectif d'étudier l'influence de plusieurs paramètres sur le confinement des poteaux faits en BHP. Pour ce faire, un programme expérimental a été mis en place qui consiste à effectuer des essais de compression centrée sur douze poteaux circulaires à grande échelle.

Une optimisation des mélanges de bétons a été faite pour la construction des spécimens.

Une analyse statistique des résultats obtenus a été effectuée pour étudier l'effet de chaque variable sur le comportement du béton.

Les conclusions tirées de cette étude peuvent être résumées dans les points suivants :

- L'ajout des fibres synthétiques dans la matrice de béton affecte considérablement la rhéologie du béton. Sa mise en place dans des poteaux fortement armés devient délicate.
- L'ajout des fibres synthétiques en polypropylène et polyéthylène a un effet bénéfique sur le comportement structural du béton. L'inclusion de différentes quantités de fibres a permis à l'enrobage du béton d'atteindre sa résistance théorique.
- L'éclatement de l'enrobage de béton se fait par flambage dans les poteaux dépourvus de fibres tandis qu'il se fait par écrasement du matériau dans les poteaux fibrés.
- Lorsque l'enrobage atteint sa résistance maximale, la présence des fibres assure un transfert de charge graduel vers le noyau du béton évitant ainsi sa rupture anticipée. Un gain de résistance est observé au niveau du béton non confiné.
- Le comportement des poteaux est considérablement amélioré si on diminue la résistance en compression du béton. Des gains importants en ductilité et en ténacité sont observés.
- Si on fournit un confinement adéquat, on peut largement améliorer le comportement du béton, en particulier le béton à hautes performances.
- La combinaison entre une quantité d'armature transversale suffisante et l'ajout des fibres permet d'atteindre des résistances plus élevées au niveau du béton confiné.
- Les courbes prédites avec les modèles analytiques suivent assez bien celles trouvées expérimentalement.

## 6.2 Recommandations pour recherches futures

Il est indubitable que l'élargissement de la base de données de ce type d'essai peut soutenir les conclusions tirées de cette étude et remédier au problème de disparité des résultats observé au niveau de certaines variables.

Dans le présent projet, nous avons utilisé seulement trois pourcentages de fibres (0,0%, 0,50% et 1,0%). L'inclusion d'un intervalle plus large de pourcentage de fibres nous donnera sans doute une idée plus claire sur leur effet au sein de la matrice béton. Il est aussi appréciable d'essayer plusieurs géométries et plusieurs types de fibres.

Certaines études ont souligné l'influence des dimensions des spécimens sur leur comportement structural dans le sens où des nouveaux phénomènes surtout ceux liés à l'instabilité apparaissent. Donc, il serait intéressant d'approfondir les analyses dans cet axe.

Enfin, il faut effectuer des améliorations sur les modèles analytiques de confinement pour tenir compte des différents paramètres inclus dans la présente étude.

# Bibliographie

- [1] *ASTM A370, Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products.* 2003.
- [2] *CSA A23.3 04, Design of concrete structures, Tech. Rep. Canadian Standard Association.* Mississauga, CANADA, 2004.
- [3] Le retrait à jeune age du béton. *Les Dossiers du CSTC*, (Cahier numero 2, 2e trimestre), 2004.
- [4] *ACI 318, Building code requirements for structural concrete, Tech. Rep.* Michigan, USA, 2005.
- [5] Les bétons fibrés, octobre 2006. [www.infociments.fr/betons/types/betons-fibres](http://www.infociments.fr/betons/types/betons-fibres).
- [6] Euclid chemical compagny, tuf-stand sf, euclid technical sheets, 2007. <http://www.euclidchemical.com/fileshare/ProductFiles/techdata>.
- [7] A. 544.1R-96. American concrete institute, state of the art report on fiber reinforced concrete. 2002.
- [8] A. Abouzied and R. Masmoudi. Structural performance of new fully and partially concrete-filled rectangular frp-tube beams. *Construction and Building Materials*, pages 101 :652–660, 2015.
- [9] B. Assa, M. Nishiyama, and F. Watanabe. New approach for modeling confined concrete in circular columns. *Structural Engineering*, (125(7)) :743–750, 2001.
- [10] J. Aveston, R. A. Mercer, and J. M. Sillwood. Fiber reinforced cements-scientific foundation for specification. in *Composites, Standards Testing and Design, Proceedings of the National Physical Laboratory Conference, UK*, pages 93–103, 1974.
- [11] P. Balaguru. Fiber-reinforced of new synthetic fiber reinforced concrete. *Civil engineering department*, (88-10) :93, 1988.
- [12] Z. Bayasi and J. Zeng. Properties of polypropylene fiber reinforced concrete. *ACI Materials journal, volume 90*, (6) :605–610, 1993.
- [13] G. Campione. The effect of fibers on the confinement models for concrete columns. *Civil Engineering*, (29(5)) :742–750, 2002.

- [14] G. Campione, S. Mindess, and G. Zingone. Compressive stress-strain behavior of normal and high-strength carbon-fiber concrete reinforced with steel spirals. *ACI Material Journal*, pages 96(1) :27–37, 1999.
- [15] D. Cusson and P. Paultre. High-strength concrete columns confined by rectangular ties. *Journal of Structural Engineering*, pages 120(3) :468–477, 1994.
- [16] D. Cusson and P. Paultre. Le confinement des poteaux en béton à hautes performances. *Bull. liaison Labo P. et Ch.*, (192) :47–60, 1994.
- [17] D. Cusson and P. Paultre. Stress-strain model for confined high-strength concrete. *Journal of Structural Engineering*, pages 121(3) :468–477, 1995.
- [18] D. Cusson, P. Paultre, and 1992a. Behavior of high-strength concrete columns confined by rectangular ties under concentric loading. *Rapport de recherche SMS-92/02*, (Département génie civil, Université de Sherbrooke) :49.
- [19] A. Djumbong. Etude du rôle de l’enrobage et de l’influence des fibres synthétiques sur le comportement structural des poteaux en béton à hautes performances. *Memoire de maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke*, 2004.
- [20] A. Djumbong. Influence des fibres synthétiques et métalliques sur le comportement post-élastique des poteaux en béton à hautes performances. *Memoire de maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke*, 2011.
- [21] S. J. Foster. On behavior of high-strength concrete columns :cover spalling, steel fibers, and ductility. *ACI Structural Journal*, pages 98(4) :583–589, 2001.
- [22] S. J. Foster, J. Liu, and S. A. Sheikh. Cover spalling in hsc columns loaded in concentric compression. *Journal of Structural Engineering*, pages 124(12) :1431–1437, 1998.
- [23] M. N. S. Hadi. Using fibres to enhance the properties of concrete columns. *Construction and Building Materials*, (21) :118–125, 2007.
- [24] Y. Langlois. Le rôle de l’enrobage du béton sur le comportement des poteaux en béton confiné à hautes performances. *Memoire de maîtrise, Département de génie civil, Université de Sherbrooke*, 1996.
- [25] F. Légeron and P. Paultre. Uniaxial confinement model for normal and high-strength concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, pages 129(2) :241–252, 2003.
- [26] M. A. Mansur, M. S. Chin, and T. H. Wee. Stress-strain relationship of confined high-strength plain and fiber concrete. *J. Mater. Civ. Eng.*, pages 9(4) :171–179, 1997.
- [27] S. Melais. Influence de la nature et du dosage en fibres sur le comportement physicomécanique des bétons de sable à base de fillers de laitier granulé. *Civil engineering department*, (88-10) :93, 1988.

- [28] D. Montgomery, G. C. Runger, and N. F. Hubele. *Engineering statistics*. John Wiley and Sons, New York, fourth edition edition, 2007.
- [29] R. Parl and T. Paulay. *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley and Sons, New York, 1975.
- [30] P. Paultre. *Dynamique des structures*. Editions Hermes Lavoisier, Paris, 2005.
- [31] P. Paultre. *Structures en béton armé : analyse et dimensionnement*. Presses internationales Polytechnique, Montreal, 2011.
- [32] P. Paultre, R. Eid, Y. Langlois, and Y. Levesque. Behavior of steel fiber-reinforced high-strength concrete columns under uniaxial compression. *Journal of structural engineering*, pages 10 :1225–1235, 2010.
- [33] P. Paultre, K. H. Khayat, Y. Langlois, A. Trudel, and D. Cusson. Structural performance of some special concretes. in : *4th International Symposium on Utilization of High-strength/High-performance Concrete, Paris, France*, pages 787–796, 1996.
- [34] S. Razvi and M. Saatcioglu. Confinement model for high-strength concrete. *Structural Engineering*, (125(3)) :281–289, 1999.
- [35] S. R. Razvi and M. Saatcioglu. Strength and deformability of confined high-strength concrete columns. *ACI Structural Journal*, pages 91(6) :678–687, 1994.
- [36] Rosidawani, I. Iswandi, P. Ivindra, and S. Saptahari. Stress-strain relationship of synthetic fiber reinforced concrete columns. *MATEC web of conferences*, (103), 2017.
- [37] P. Rossi. Les bétons de fibres métalliques. *Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, pages 33–35, 1998.
- [38] P. Silva. *Effect of concrete strength on axiql load response of circular columns*. McGill University, Montreal, Canada, master thesis edition, 2000.
- [39] J.-F. Trottier and M. Mahoney. Innovative synthetic fibers. *Concrete International*, (Vol.23(6)) :23–28, 2001.

