POLYPUBLIE
Polytechnique Montréal

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL
UNIVERSITÉ D'INGÉNIERIE

Titre: Title:	Étude expérimentale et analytique du comportement en compression-flexion de poteaux composites partiellement enrobés de bétons haute performance et de bétons renforcés de fibres métalliques
Auteur: Author:	Christine Lacasse
Date:	2011
Type:	Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis
Référence: Citation:	Lacasse, C. (2011). Étude expérimentale et analytique du comportement en compression-flexion de poteaux composites partiellement enrobés de bétons haute performance et de bétons renforcés de fibres métalliques [Thèse de doctorat, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. https://publications.polymtl.ca/567/

Document en libre accès dans PolyPublie
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: PolyPublie URL:	https://publications.polymtl.ca/567/
Directeurs de recherche: Advisors:	Bruno Massicotte, & Robert Tremblay
Programme: Program:	Génie civil

Ce fichier a été téléchargé à partir de PolyPublie, le dépôt institutionnel de Polytechnique Montréal
This file has been downloaded from PolyPublie, the institutional repository of Polytechnique Montréal

https://publications.polymtl.ca

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE ET ANALYTIQUE DU COMPORTEMENT EN COMPRESSION-FLEXION DE POTEAUX COMPOSITES PARTIELLEMENT ENROBÉS DE BÉTONS HAUTE PERFORMANCE ET DE BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES MÉTALLIQUES

CHRISTINE LACASSE
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

THÈSE PRÉSENTÉE EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE PHILOSOPHIAE DOCTOR (PH.D.)
(GÉNIE CIVIL)

MAI 2011

© Christine Lacasse, 2011

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Cette thèse intitulée :

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE ET ANALYTIQUE DU COMPORTEMENT EN COMPRESSION-FLEXION DE POTEAUX COMPOSITES PARTIELLEMENT ENROBÉS DE BÉTONS HAUTE PERFORMANCE ET DE BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES MÉTALLIQUES

présenté par : LACASSE Christine
en vue de l'obtention du diplôme de : Philisophiae Doctor
a été dûment acceptée par le jury d'examen constitué de :

Mme KOBOEVIC Sanda, Ph.D., présidente
M. MASSICOTTE Bruno, Ph.D., membre et directeur de recherche
M. TREMBLAY Robert, Ph.D., membre et codirecteur de recherche
M. LÉGER Pierre, Ph.D., membre
Mme NOLLET Marie-José, Ph.D., membre

REMERCIEMENTS

Un peu plus de huit années après avoir débuté mes études de doctorat à l'École Polytechnique de Montréal, je suis particulièrement fière d'enfin soumettre cette thèse.

Ce projet de recherche n'aurait jamais pu voir le jour sans le support de plusieurs personnes et organismes. Je souhaite adresser mes sincères remerciements à :

- Le Conseil de Recherches en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRSNG) pour la bourse d'études supérieures.

- La Section du Québec et de l'Est de l'Ontario de l'American Concrete Institute (ACI) pour la bourse de recherche sur le béton de ciment.

- L'entreprise le Groupe Canam pour avoir fourni gracieusement les 16 poteaux d'acier selon toutes les spécifications demandées.

- L'entreprise Demix Béton de Ciment St-Laurent, maintenant regroupée sous la bannière du Groupe Holcim, pour avoir réussi à livrer six différentes gâchées de béton au cours d'une seule et même soirée.

- MM. Bruno Massicotte et Robert Tremblay, mes deux directeurs de recherche qui m'ont offert l'opportunité d'entreprendre un projet de recherche de doctorat ayant des applications directes en conception de bâtiments et qui ont accepté que je dépose ma thèse après un temps d'arrêt d'un peu plus de cinq années.

- Tout le personnel du département de structures de l'École Polytechnique qui m'ont encouragé, qui ont aidé lors de l'inoubliable coulée de béton, qui ont installé l'instrumentation ou qui ont donné plus qu'un coup de main durant les essais. En particulier, j'aimerais remercier M. Viacheslav Koval sans qui les essais expérimentaux n'auraient jamais eu lieu avec autant de rigueur et d'organisation.

- MM. Pierre Labossière et Kenneth W. Neale mes directeurs de maîtrise de l'Université de Sherbrooke qui m'ont transmis le goût de la recherche et de l'enseignement. Qui sait si un jour je ne troquerai pas ma calculatrice contre une craie.

- Ma famille, mes amis et collègues de travail qui m'ont encouragée et surtout incitée à terminer une fois pour toutes mon projet de recherche... avant ma retraite ! Vous n'aurez enfin plus à me souhaiter « du succès dans mes études » à chaque année.

- Finalement, à Christian Pronovost, mon amour et mon plus fidèle supporteur sans qui je n'aurais jamais pu mener cette entreprise à bon port.

Merci à tous du fond du cœur.

RÉSUMÉ

Les poteaux composites partiellement enrobés de béton sont des poteaux faits de plaques d'acier minces (Classe 4) soudées ensemble pour obtenir une section en « I » avec du béton coulé entre les ailes du profilé d'acier. De nombreux projets de recherche expérimentaux et de modélisation ont été réalisés sur de tels poteaux composites. À partir des résultats de ces projets de recherche, des équations de conception ont été proposées pour les poteaux composites faits de matériaux traditionnels et conçus pour résister aux charges axiales seulement.

Les principaux objectifs du présent projet de recherche ciblent les poteaux composites partiellement enrobés de béton :

- sollicités par des efforts de compression ou de compression-flexion;
- préalablement soumis à des chargements cycliques ou non;
- faits de bétons normaux ou de bétons haute performance;
- faits de bétons renforcés ou non de fibres métalliques.

Le projet de recherche est divisé selon deux principaux volets : analytique et expérimental.

Modèle analytique

Une approche analytique a été adoptée afin de comparer les trois types de résultats, i.e. expérimentaux, analytiques et éléments finis. Le modèle analytique a été mis au point à l'aide du langage de programmation VisualBasic et du chiffrier Excel. Il a permis de réaliser une étude paramétrique sur des poteaux complets dont voici les principales conclusions :

- Paramètres ayant une influence importante sur les résultats d'analyse, i.e. la charge ultime en compression et la ductilité :
    - Excentricité de la charge axiale;
    - Flexion suivant l'axe faible ou l'axe fort;
    - Élancement du poteau;
    - Ajout d'acier d'armature;

- Choix du facteur de réduction de la résistance du béton;
- Résistance à la compression du béton;
- Voilement local des semelles de la section d'acier, incluant l'espacement des tirants et le rapport *b/t*.

- Paramètres n'ayant pas une influence significative sur les résultats d'analyse :
  - Grandeur de l'imperfection initiale des ailes du profilé d'acier (dans les analyses incluant le voilement local);
  - Contribution du béton en traction;
  - Contraintes résiduelles dans le profilé d'acier;
  - Écrouissage de l'acier;
  - Déchargement des matériaux.

L'ajout de fibres métalliques aux mélanges de béton n'augmente pas la résistance axiale des poteaux composites de façon importante mais augmente la ductilité (i.e. la capacité de maintenir la résistance axiale sous de grandes déformations) du poteau composite par rapport à un poteau dont le béton ne contient pas de fibres d'acier.

Étant donné que le comportement tridimensionnel des matériaux n'est pas inclus dans le modèle analytique, l'effet de l'interaction acier-béton n'est pas considéré. Des analyses comparatives ont permis d'évaluer que l'interaction acier-béton engendrait un gain en résistance axiale des poteaux composites de l'ordre de 6 %.

Programme expérimental

Un total de 16 poteaux composites partiellement enrobés de béton ayant une section transversale de 400x400x7.94 mm et une hauteur de 2000 mm ont été testés en laboratoire. Les sollicitations ont été de type : compression pure, compression-flexion (avec ou sans chargement cyclique). Les différents type de béton utilisés étaient : béton normal (38 MPa), béton renforcé de fibres métalliques (38 MPa et V_f = 1.0 %), béton haute performance (50 MPa) et béton haute performance renforcé de fibres métalliques (50 MPa et V_f = 1.0

Les principales conclusions tirées de ces essais sont les suivantes :

- Prédiction de la résistance axiale des poteaux composites : La valeur moyenne du ratio $P_{expérimental} / P_{analytique}$ est de 1.033 en excluant la simulation du voilement local et de 1.123 en l'incluant (en utilisant un facteur de réduction de la résistance du béton de 0.9). Par conséquent, inclure le voilement local dans les analyses a conduit à des résultats conservateurs pour les poteaux composites étudiés. De plus, les poteaux sollicités suivant leur axe faible sont légèrement plus sensibles au voilement local que les poteaux sollicités suivant leur axe fort.

- Chargement cyclique : Compte tenu des faibles différences observées au niveau du mode de rupture et de la capacité entre les poteaux sollicités de façon statique ou cyclique, le caractère cyclique du chargement peut être négligé dans l'évaluation de la capacité axiale des poteaux composites.

- Types de béton :
    - *BHP* vs béton normal : Toutes proportions gardées, une fois la charge axiale maximale atteinte, la résistance résiduelle en fonction de la flèche transversale n'est que très peu affectée par le type de béton.
    - *BRF* vs béton normal : Le fait d'ajouter des fibres métalliques apporte un gain moyen d'environ 10 % sur la capacité axiale des poteaux composites. On constate également une augmentation importante de la capacité axiale résiduelle à $2\delta_{axial}$ i.e. deux fois la déformation axiale au pic (environ 28 %) et une augmentation très importante de l'aire sous la courbe de la charge axiale en fonction du raccourcissement axial (de l'ordre de 1.8 fois).
    - *BFHP* vs *BHP* : L'ajout de fibres métalliques n'apporte pas de gain significatif sur la capacité axiale. On constate une augmentation de la capacité axiale résiduelle à $2\delta_{axial}$ (environ 24 %) et une augmentation de la capacité en flexion extraite des courbes *P-M* de l'ordre de 1.3 fois.

Prédiction de la capacité axiale et en compression-flexion des poteaux composites partiellement enrobés de béton

Par rapport aux équations de la norme CAN/CSA-S16-01, la modification du facteur de réduction de la résistance du béton de $F_1 = 0.8$ vers $F_1 = 1.025\psi$ pour les bétons sans fibres métalliques, et $F_1 = 1.155\psi$ pour les bétons avec fibres métalliques, où ψ est un facteur d'échelle, offre l'avantage de fournir de très bons résultats pour la prédiction de la résistance axiale à la fois des poteaux testés en compression pure et des poteaux testés en compression-flexion.

La capacité axiale des poteaux testés en compression-flexion a été évaluée en adaptant l'approche préconisée par la norme CAN/CSA-S16 pour les sections creuses remplies de béton (CAN/CSA-S16, Art. 18.2.4) et en y ajoutant un facteur de réduction du moment résistant résistant pour les poteaux composites sollicités en compression-flexion suivant l'axe faible.

Contributions scientifiques

Les principales contributions scientifiques de ce projet de recherche sont :

- Faire la synthèse des connaissances acquises sur les poteaux composites partiellement enrobés de béton;
- Élargir l'étendue des applications possibles des poteaux partiellement enrobés de béton par la modification des équations de conception et des règles de dimensionnement, pour inclure les poteaux composites faits de bétons renforcés de fibres métalliques et/ou de bétons haute performance ainsi que les poteaux composites soumis à un chargement en compression-flexion, en vue de leur publication dans la norme de conception canadienne CAN/CSA-S16.

L'ajout d'équations de conception aux normes en vigueur est la clé pour permettre l'utilisation à grande échelle de ces nouveaux types d'éléments structuraux innovateurs et économiques par les ingénieurs concepteurs de bâtiments multi-étagés.

ABSTRACT

Partially encased composite columns are columns made of thin-walled steel built-up I-sections (Class 4), with concrete cast between the steel flanges. Many experimental and numerical research projects have been carried out on this type of composite columns. From these research projects, design equations have been proposed for partially encased composite columns made of traditional materials and designed to resist axial loads only.

The main objectives of this research project is to evaluate the impact on partially encased composite columns of:

- axial compression or axial compression-flexure loading;
- prior cyclic loading history;
- normal concrete or high performance concrete;
- steel fibres reinforced concrete.

The research project is divided into two main sections: analytical modeling and experimental program.

Analytical modeling

An analytical approach was adopted in this research program in order to compare three types of results, i.e. experimental, analytical and finite element. An analytical model was developed using the programming language VisualBasic and Excel.

This computational tool was first validated by comparing the analysis results to experimental results obtained from composite columns tested during three different experimental programs.

Once validated, the developped model was used to carry out a parametric study on columns.

- The model showed that the parameters having the greatest influence over the analysis results are:
    - Load eccentricity;
    - Loading following the weak axis or the strong axis;

  - Column slenderness;
  - Reinforcing steel addition;
  - Choice of the concrete strength factor of reduction;
  - Concrete compressive strength;
  - Local warping, including the ties spacing.

- The model also showed that the following parameters do not have a significant influence over the analysis results:
  - Amplitude of the initial imperfection in the steel profile flanges, when conducting local buckinlg in the analysis;
  - Contribution of the concrete in tension;
  - Concrete elastic modulus in compression;
  - Steel section residual stresses;
  - Work hardening of steel;
  - Unloading of the materials.

Addition of metal fibre to the concrete mixtures does not significantly influence the axial strength of the composite columns but model showed an increase in ductility when compared to a column without steel fibres reinforced concrete.

The material three-dimensional behaviour was not included in the analytical model. Hence, the steel-concrete interaction effect by the steel plates was not observed. Comparative analyses showed that the steel-concrete interaction generated an increase in axial resistance of 6 %.

Experimental program

A total of 16 partially encased composite columns with a cross section of 400x400x7.94 mm and a 2000 mm height were tested in the laboratory. From these:

- 2 were tested in pure axial compression;
- 7 were tested in axial compression-flexure under static loading;
- 7 were initially subjected to a cyclic load in axial compression-flexure and then to an axial compression-flexure static load;

- 3 were made of normal strength concrete (38 MPa);
- 5 were made of normal strength concrete (38 MPa) reinforced with steel fibres (*SFRC* with $V_F = 1{,}0$ %);
- 4 were made of high performance concrete (*HPC* of 50 MPa);
- 4 were made of high performance concrete reinforced with steel fibres (*HPFRC* of 50 MPa with $V_F = 1{,}0$ %).

The principal conclusions drawn from these tests are as follows:

- Prediction of the composite columns axial resistance: The average value of the ratio $P_{experimental}/P_{analytical}$ is 1.033 excluding local buckling and 1.123 when considering local buckling. Consequently, the inclusion of the local buckling in the analyses led to over-conservative results for the composite columns studied. Moreover, the columns bent along their weak axis exhibit slightly more sensitivity to local buckling than the columns bent along their strong axis.

- Cyclic loading: Negligible differences in resistance and failure mode were observed between the columns tested under static and cyclic loading histories. Hence, this parameter can be neglected in the evaluation of the composite columns axial capacity.

- Concrete types:

    - *HPC* vs normal concrete: For the same concrete strength, the residual capacity at a given transverse deflection is very similar after the maximum axial load is reached. However, the columns made with high performance concrete show a greater capacity under combined axial and flexure loading.

    - *SFRC* vs normal concrete: The addition of steel fibres increases the column axial capacity by 10 % in average. An important increase of the residual axial capacity is observed at two times the peak axial strain (± 28 %), and a 1.8 times increase of the area under the column axial load vs the axial strain curve is also noted.

- *HPC* vs *HPFRC*: The addition of steel fibres does not increase the column axial capacity. An increase of the residual axial capacity is observed at two times the peak axial strain, $2\delta_{axial}$ (± 24 %) and the flexural capacity from the P-M curves is increased 1.3 in average.

- Failure mode: The failure of all the columns tested have been initiated either by the simultaneous compressive crushing of the concrete and the local buckling of the steel flanges or by the compressive crushing of the concrete followed by the local buckling in the post-peak range.

Axial compression and axial compression – flexural capacity prediction of partially encased composite columns

The relations proposed by CAN/CSA-S16-01 (Cl. 18.3.2) but modified to use $F_1 = 1.025\psi$ for concrete without steel fibres, and $F_1 = 1.155\psi$ for concrete with steel fibres, instead of $F_1 = 0.8$ in the C_{rc} equation give very good results to predict both the axial capacity for partially encased composite columns under axial compression and axial compression – flexural loadings.

The relations given by the CAN/CSA-S16-01 (Cl. 18.2.4) standard for concrete-filled hollow structural sections is adapted to evaluate the axial capacity of partially encased composite columns subjected to axial compression – flexural loadings. An addionnal parameter is also proposed to reduce the flexural capacity of columns subjected to bendings moments along their weak axis.

Original scientific contributions

The main scientific contributions of this research project are:

- To make the synthesis of the knowledge on the partially encased composite column system;

- To broader the use of the partially encased composite columns by proposing design equations and rules, to include composite columns made of *SFRC* and/or *HPC* and composite columns subjected to axial compression and flexural loading, for possible inclusion in the Canadian Design Standard CAN/CSA-S16.

The addition of design equations to the standards is a key element to allow the use on a large scale of these new types of innovating and economic structural elements by the skyscraper designers.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS ..... **iii**
RÉSUMÉ ..... **v**
ABSTRACT ..... **ix**
TABLE DES MATIÈRES ..... **xiv**
LISTE DES TABLEAUX ..... **xxiii**
LISTE DES FIGURES ..... **xxvi**
LISTE DES ABRÉVIATIONS ET SYMBOLES ..... **xxxv**
LISTE DES ANNEXES ..... **xlvi**

CHAPITRE 1 - INTRODUCTION **1**
1.1 Contexte historique **1**
1.1.1 Poteaux d'acier et de béton armé 1
1.1.2 Poteaux composites 2
1.1.3 Poteaux composites partiellement enrobés de béton 4
1.2 Problématique **6**
1.3 Portée et objectifs du programme de recherche **9**
1.4 Méthodologie **10**
1.4.1 Modèles analytiques 10
1.4.2 Programme expérimental 12
1.5 Contributions scientifiques **14**
1.6 Structure de la thèse **14**

CHAPITRE 2 - REVUE BIBLIOGRAPHIQUE **16**
2.1 Modélisation du comportement des matériaux et des poteaux **16**
2.1.1 Béton normal 16
2.1.1.1 Comportement en compression 16
2.1.1.2 Comportement en traction 21

2.1.2 Béton renforcé de fibres métalliques (*BRF*) 23
2.1.3 Béton haute performance (*BHP*) 28
2.1.3.1 Propriétés mécaniques 28
2.1.3.2 Béton haute performance renforcé de fibres métalliques (*BFHP*) 29
2.1.4 Acier structural 29
2.1.4.1 Propriétés mécaniques 29
2.1.4.2 Contraintes résiduelles 31
2.1.5 Comportement de poteaux 32
2.1.5.1 Courbe *P-M* d'un poteau de béton armé 32
2.1.5.2 Voilement local des semelles d'un poteau d'acier 33

2.2 Poteaux composites partiellement enrobés de béton 41
2.2.1 Comportement des poteaux composites partiellement enrobés de béton – travaux de recherche effectués en dehors du groupe de recherche 41
2.2.1.1 Étude expérimentale de Hunaiti et Fattah (1994) 41
2.2.1.2 Étude expérimentale de Elnashai et Broderick (1994) 42
2.2.1.3 Étude expérimentale de Plumier et al. (1995) 42
2.2.1.4 Étude expérimentale de Muise (2000) 43
2.2.2 Comportement des poteaux composites partiellement enrobés de béton – travaux de recherche effectués dans le groupe de recherche 45
2.2.3 Normes en vigueur 48
2.2.3.1 Spécifications de la norme canadienne CAN/CSA-S16-01 (CSA, 2001) 48
2.2.3.2 Spécifications de la norme américaine ANSI/AISC 360-05 (AISC, 2005) 54
2.2.3.3 Spécifications de l'Eurocode prEN 1994-2:2005 (E) (ECS, 2005) 58
2.2.3.4 Résumé des dispositions prévues par les normes en fonction des différents types de poteaux composites. 64
2.2.4 Étude comparative des normes 65
2.2.4.1 Résistance axiale à la compression 65
2.2.4.2 Résistance à la flexion 66
2.2.4.3 Résistance à la combinaison compression-flexion 69

CHAPITRE 3 - ANALYSE INCRÉMENTALE DE POTEAUX COMPOSITES ÉLANCÉS 75

3.1 Frontispice et avertissement 82

3.2 Géométrie du poteau composite 82

3.3 Position des barres d'armature 83

3.3.1 Sous-programme « PositionArmature » 85

3.4 Matériaux constituants 86

3.4.1 Propriétés du béton en compression 86

3.4.1.1 Béton normal 86

3.4.1.2 Béton renforcé de fibres d'acier 87

3.4.2 Propriétés du béton en traction 88

3.4.3 Contrainte dans le béton en fonction de la déformation 89

3.4.4 Propriétés des plaques d'acier et des barres d'armature 91

3.4.5 Contrainte dans les plaques d'acier en fonction de la déformation 92

3.4.6 Contrainte dans les aciers d'armature en fonction de la déformation 92

3.5 Contraintes résiduelles des plaques d'acier 92

3.5.1 Sous-programme « ContraintesResiduelles » 93

3.6 Imperfections initiales des ailes du profilé d'acier 95

3.6.1 Analyse du poteau composite en considérant le voilement local 97

3.6.1.1 Sous-programme « $\varepsilon_{matériau}$ » 98

3.7 Critères de convergence et constantes 101

3.8 Type de chargement 102

3.8.1 Partie pré-pic : Chargement du poteau composite 105

3.8.1.1 Sous-programme « M-φ » 105

3.8.1.2 Sous-programme « P + e » 110

3.8.1.3 Sous-programmes de type « P + F » 114

3.8.1.4 Sous-programmes de type « P + M » 117

3.8.1.5 Sous-programme « $\varepsilon_{maximum}$ » 119
3.8.2 Partie post-pic : Déchargement du poteau composite 120
3.8.2.1 Sous-programme « *M-φ (PP)* » 120
3.8.2.2 Sous-programme « *P + e (PP)* » 121
3.8.2.3 Sous-programmes de type « *P + F (PP)* » 124
3.8.2.4 Sous-programmes de type « *P + M (PP)* » 124
3.8.2.5 Sous-programme « $\varepsilon_{maximum}$ *(PP)* » 125
3.8.2.6 Sous-programme « CourbureMax (PP) » 125

CHAPITRE 4 - ANALYSE DES RÉSULTATS DU LOGICIEL DE CALCULS 126

4.1 Comparaison avec des résultats expérimentaux obtenus de Bouchereau et Toupin (2003) Erreur ! Signet non défini.
4.1.1 Comparaison des comportements pré-pic et post-pic 128
4.1.1.1 Voilement local dans les modèles analytiques 128
4.1.1.2 Précision des modèles analytiques 130
4.1.2 Poteau composite B1-X-1 132
4.1.3 Autres poteaux composites de Bouchereau et Toupin (2003) 139
4.1.4 Comparaison des charges et moments maximaux atteints 140
4.1.5 Sources d'écart entre les résultats expérimentaux et analytiques 143

4.2 Comparaison avec des résultats expérimentaux obtenus de Fillion (1998) et Chicoine (2001) 144

4.3 Comparaison avec des résultats expérimentaux obtenus de Prickett et al. (2006)....146

4.4 Comparaison avec des résultats numériques obtenus de Begum et al. (2007).....149

4.5 Influence des paramètres d'analyse du logiciel 156
4.5.1 Comportement d'un poteau composite par rapport à un poteau de béton ou un poteau d'acier 158
4.5.2 Comportement d'un poteau composite chargé en compression-flexion suivant l'axe fort ou l'axe faible 164

4.5.2.1 Analyses sans voilement local 164
4.5.2.2 Analyses avec voilement local 166
4.5.2.3 Analyses supplémentaires du poteau B1-X-3 avec ou sans voilement local 168
4.5.3 Comportement d'un poteau composite fonction de l'élancement 172
4.5.4 Comportement d'un poteau composite fonction du voilement local 177
4.5.4.1 Poteau composite dont l'analyse inclut ou non l'effet du voilement local 177
4.5.4.2 Représentation graphique des calculs du voilement local 179
4.5.4.3 Poteau composite selon différents espacements de tirants 182
4.5.4.4 Poteau composite selon différents rapports *b/t* 187
4.5.4.5 Poteau composite selon différentes imperfections initiales des ailes du profilé d'acier 190
4.5.5 Comportement d'un poteau composite avec ou sans armatures 191
4.5.6 Comportement d'un poteau composite selon diverses caractéristiques du béton 193
4.5.6.1 Poteau composite fait de béton de haute performance, *BHP* 195
4.5.6.2 Poteau composite fait de béton renforcé de fibres d'acier, *BRF* 197
4.5.6.3 Poteau composite fait de béton de haute performance et renforcé de fibres d'acier, *BFHP* 199
4.5.6.4 Poteaux composites faits de différents bétons, analysés en compression pure et incluant l'effet du voilement local 201
4.5.6.5 Poteau composite dont l'analyse n'inclut pas la contribution du béton en traction 204
4.5.6.6 Poteau composite dont le module élastique du béton est modifié selon Chicoine (2001) 205
4.5.6.7 Poteau composite dont le facteur de réduction de la résistance du béton a été négligé 206
4.5.7 Comportement d'un poteau composite selon diverses caractéristiques de l'acier 206
4.5.7.1 Poteau composite sans contraintes résiduelles 206
4.5.7.2 Poteau composite qui utilise un comportement élastique-parfaitement plastique pour caractériser l'acier 208
4.5.7.3 Poteau composite avec comportement linéaire élastique sans plateau plastique pour caractériser l'acier 209

4.5.8 Comportement d'un poteau composite dont l'état de déchargement est négligé d'un pas de chargement à l'autre 212
4.5.9 Comportement d'un poteau composite dont le chargement s'effectue selon des incréments de charge différents 213
4.5.10 Comparaison des charges et moments maximaux atteints 214
4.5.11 Résumé de l'analyse paramétrique 216

CHAPITRE 5 - PROGRAMME EXPÉRIMENTAL 220

5.1 Description du programme d'essais 221
5.1.1 Première série de tests 221
5.1.1.1 Vérification de la résistance axiale maximale des poteaux 222
5.1.1.2 Paramètres à l'étude 223
5.1.2 Deuxième série de tests 225
5.1.2.1 Vérification de la résistance axiale maximale des poteaux 226
5.1.2.2 Paramètres à l'étude 226
5.1.3 Sommaire du programme expérimental 227
5.1.4 Validité statistique des essais 229

5.2 Propriétés des poteaux composites 230
5.2.1 Description des poteaux composites 231
5.2.2 Fabrication des poteaux composites 235
5.2.2.1 Assemblage des profilés d'acier, tirants et armatures 235
5.2.2.2 Évaluation des défauts de rectitude 235
5.2.2.3 Évaluation des contraintes résiduelles 238
5.2.2.4 Bétonnage des poteaux composites 238

5.3 Description de l'instrumentation 242
5.3.1 Capteurs de déplacement 242
5.3.2 Mesures de la flèche transversale 243
5.3.3 Jauges de déformation 245

5.4 Essais de chargement des poteaux composites 248

5.4.1 Conditions d'appui 248
5.4.1.1 Chargement en compression pure 248
5.4.1.2 Chargement en compression-flexion 249
5.4.2 Positionnement du poteau 249
5.4.3 Procédures d'essai 250
5.4.3.1 Chargement en compression pure 250
5.4.3.2 Chargement en compression-flexion 252
5.4.3.3 Chargement en compression-flexion avec charges axiales cycliques 257

5.5 Bilan du programme de recherche expérimentale 259

CHAPITRE 6 - ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX 260

6.1 Comparaison avec les résultats analytiques 260

6.2 Résultats expérimentaux, analytiques et théoriques 264
6.2.1 Sommaire de l'ensemble des essais 264
6.2.2 Voilement local 271
6.2.3 Facteur de réduction de la résistance du béton et interaction acier-béton 272
6.2.4 Chargement cyclique 273
6.2.5 Types de béton 274
6.2.5.1 Sommaires des résultats 274
6.2.5.2 Poteau composite fait de béton haute performance, *BHP* 278
6.2.5.3 Poteau composite fait de béton renforcé de fibres d'acier, *BRF* 279
6.2.5.4 Poteau composite fait de béton haute performance et renforcé de fibres d'acier, *BFHP* 281
6.2.5.5 Comparaisons additionnelles entre poteaux composites faits de béton avec ou sans fibres d'acier 283
6.2.6 Moment fléchissant 288
6.2.7 Capacités théoriques sur la section 288
6.2.8 Modes de rupture 291
6.2.9 Sources d'écart entre les résultats expérimentaux et analytiques 292
6.2.10 Résumé des résultats expérimentaux, analytiques et théoriques 293

CHAPITRE 7 - PRÉDICTION DE LA CAPACITÉ AXIALE ET EN COMPRESSION-FLEXION DES POTEAUX COMPOSITES PARTIELLEMENT ENROBÉS DE BÉTON 296

7.1 Résistance axiale des poteaux composites 296

7.1.1 Norme CAN/CSA-S16 302

7.1.2 Propositions de Chicoine (2001) 302

7.1.3 Facteur de réduction de résistance du béton 303

7.1.4 Facteur d'échelle 304

7.1.5 Facteur d'ajustement pour fibres métalliques 306

7.1.6 Recommandations pour le calcul de résistance axiale 308

7.2 Résistance à la compression-flexion des poteaux composites 309

7.2.1 Évaluation du moment résistant 314

7.2.2 Résistance à la combinaison compression-flexion suivant l'axe faible 317

7.2.3 Paramètres affectant l'équation d'interaction 321

7.2.3.1 Élancement du poteau et facteur ω_l 321

7.2.3.2 Facteur B 321

7.2.3.3 Rapport P_f / C_{ec} 321

7.2.3.4 Norme CAN/CSA-S16 322

7.2.3.5 Propositions de Chicoine (2001) 323

7.2.3.6 Facteur de réduction de la résistance du béton 323

7.2.3.7 Facteur d'échelle 323

7.2.3.8 Facteur d'ajustement pour fibres métalliques 324

7.2.3.9 Réduction du moment résistant suivant l'axe faible 324

7.2.3.10 Recommandations pour le calcul de résistance à la compression-flexion 326

7.2.4 Ajustement d'analyses de poteaux composites du Chapitre 6 329

7.3 Règles de dimensionnement 330

7.3.1 Types de chargements autorisés 330

7.3.2 Densité et résistance à la compression du béton utilisé 330

7.3.3 Dimensions de la section 330

7.3.3.1 Aire de la surface d'acier par rapport à la section complète 330
7.3.3.2 Dimensions b_f vs d 331
7.3.3.3 Dimensions de w vs t 331
7.3.3.4 Rapport b/t 331
7.3.4 Soudures entre les semelles et l'âme 331
7.3.5 Espacement, section et soudure des tirants 332
7.3.5.1 Espacement des tirants 332
7.3.5.2 Section des tirants 332
7.3.5.3 Soudure des tirants 333
7.3.6 Défaut de rectitude 333
7.3.7 Limite élastique de l'acier du profilé 334
7.3.8 Limite élastique de l'acier d'armature 334
7.3.9 Rapport H/d 334
7.3.10 Barres d'armature 335

7.4 Résumé des changements proposés à la norme CAN/CSA-S16 335

CHAPITRE 8 - CONCLUSION 338

8.1 Sommaire 338

8.2 Modèles analytiques 339
8.2.1 Validation des résultats expérimentaux et numériques 339
8.2.2 Étude paramétrique 341

8.3 Programme expérimental 343

8.4 Prédiction de la capacité axiale et en compression-flexion des poteaux composites partiellement enrobés de béton 347

8.5 Recommandations pour les futures recherches sur le sujet 349

BIBLIOGRAPHIE 351

ANNEXES 361

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 1

Tableau 1-1 Distribution et identification des poteaux composites du programme de recherche expérimentale 13

CHAPITRE 2

Tableau 2-1 Poteaux composites partiellement enrobés de béton testés à l'École Polytechnique 46

Tableau 2-2 Poteaux composites partiellement enrobés de béton testés à l'Université de l'Alberta 47

CHAPITRE 4

Tableau 4-1 Caractéristiques générales de poteaux composites testés par Bouchereau et Toupin (2003) 127

Tableau 4-2 Incréments de charge calculés par le logiciel pour l'analyse du poteau composite B1-X-1 131

Tableau 4-3 Résultats expérimentaux et analytiques des 12 poteaux composites 141

Tableau 4-4 Résultats expérimentaux et analytiques de 4 poteaux composites testés par Fillion (1998) et Chicoine (2001) 145

Tableau 4-5 Caractéristiques générales de 6 poteaux composites testés par Prickett et al. (2006) 147

Tableau 4-6 Résultats expérimentaux et analytiques de 5 poteaux composites testés par Prickett et al. (2006) 148

Tableau 4-7 Comparaison entre modèles numériques, modèles analytiques et résultats expérimentaux de Bouchereau et Toupin (2003) 150

Tableau 4-8 Comparaison entre modèles numériques, modèles analytiques et résultats expérimentaux de Fillion (1998) et Chicoine (2001) 151

Tableau 4-9 Comparaison entre modèles numériques, modèles analytiques et résultats expérimentaux de Prickett et al. (2006) 152

Tableau 4-10 Résumé de l'influence des paramètres d'analyse du logiciel sur le comportement global des poteaux composites 215

CHAPITRE 5

Tableau 5-1 Distribution et identification des poteaux composites du programme de recherche expérimentale 227
Tableau 5-2 Différentes dimensions des plaques des profilés d'acier à fabriquer 234
Tableau 5-3 Largeurs moyennes des semelles des poteaux 235
Tableau 5-4 Épaisseurs moyennes des semelles des poteaux 235
Tableau 5-5 Pires défauts de rectitude mesurés entre les tirants des poteaux 237
Tableau 5-6 Identification des poteaux en fonction de leur instrumentation respective 246
Tableau 5-7 Charge axiale maximale et excentricité calculées sur la section de chacun des poteaux composites à tester en laboratoire 255
Tableau 5-8 Efforts axiaux et de flexion à induire dans les poteaux composites lors du chargement cyclique 258

CHAPITRE 6

Tableau 6-1 Caractéristiques communes des poteaux composites testés 261
Tableau 6-2 Caractéristiques spécifiques des poteaux composites testés 262
Tableau 6-3 Résultats expérimentaux et analytiques des 16 poteaux composites 265
Tableau 6-4 Résultats expérimentaux et de 2 modèles analytiques pour 4 des 16 poteaux composites 268
Tableau 6-5 Déplacement vertical au début de l'essai monotonique des poteaux soumis initialement à un chargement cyclique 274
Tableau 6-6 Ensemble des comparaisons établies entre les poteaux faits de béton renforcé de fibres d'acier et ceux faits de béton normal ou de *BHP* (résultats expérimentaux) 284
Tableau 6-7 Ensemble des comparaisons établies entre les poteaux faits de béton renforcé de fibres d'acier et ceux faits de béton normal ou de *BHP* (résultats analytiques) 286
Tableau 6-8 Résultats expérimentaux et théoriques des 16 poteaux composites 289
Tableau 6-9 Modes de rupture des 16 poteaux composites 291

CHAPITRE 7

Tableau 7-1 Propriétés des 34 poteaux composites testés en compression pure.....299

Tableau 7-2 Moyennes de rapports $P_{exp.} / C_{pred.}$ obtenues en fonction de différentes variantes d'équation de conception des poteaux sollicités en compression pure 301

Tableau 7-3 Propriétés des 35 poteaux composites testés en compression-flexion.....311

Tableau 7-4 Moyennes de rapports $P_{exp.} / C_{pred.}$ obtenues en fonction de différentes variantes d'équation de conception des poteaux sollicités en compression-flexion.....313

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE 1

Figure 1-1 Exemples de poteaux mixtes (croquis tirés de Chicoine, Tremblay et Massicotte, 2000)……....3

Figure 1-2 Séquence de construction des poteaux composites partiellement enrobés de béton (Vincent, 2000)……5

CHAPITRE 2

Figure 2-1 Résistance et modes de rupture du béton soumis à des contraintes biaxiales (extrait tiré de MacGregor et Wight, 2005). 17

Figure 2-2 Courbe contrainte-déformation typique du béton 20

Figure 2-3 Courbe contrainte-déformation typique de l'acier 30

Figure 2-4 Courbe P-M typique pour une section de béton armé 32

Figure 2-5 Tranche d'analyse typique pour calcul du voilement local 33

Figure 2-6 DCL de la tranche d'extrémité de l'aile du profilé, étudiée sur sa demi-longueur ... 34

Figure 2-7 Déformée de la partie pré-pic du voilement local 36

Figure 2-8 Déformée et rotules plastiques de la partie post-pic du voilement local 38

Figure 2-9 Juxtaposition des déformées des parties pré-pic et post-pic du voilement local à la valeur de la charge axiale maximale 39

Figure 2-10 Graphique typique de la charge axiale, *P*, en fonction du raccourcissement, *u*, d'une tranche d'extrémité d'une aile de profilé d'acier 40

Figure 2-11 Courbe charge axiale – moment de flexion typique d'un poteau composite..... 50

Figure 2-12 Approches simplifiées pour déterminer la courbe *P-M* de poteaux composites (AISC, 2005) 58

Figure 2-13 Sections de poteaux composites pouvant être conçues selon prEN 1994-2:2005 (E) (extrait tiré de la norme) 59

Figure 2-14 Valeurs maximales des rapports d/t, h/t et b/t_f avec f_y en MPa selon prEN 1994-2:2005 (E) (extrait tiré de la norme)..... 60

Figure 2-15 Courbe *P-M* d'un poteau composite selon prEN 1994-2:2005 (E) (extrait tiré de la norme) 62

Figure 2-16 Courbe *P-M* simplifiée d'un poteau composite selon prEN 1994-2:2005 (E) (extrait tiré de la norme) 63
Figure 2-17 Répartition des efforts permettant de déterminer le moment résistant d'un poteau composite sollicité suivant l'axe fort (extrait tiré de Bolduc, 2005) 68
Figure 2-18 Répartition des efforts permettant de déterminer le moment résistant aux points B et C d'un poteau composite sollicité suivant l'axe fort (extrait tiré de Bolduc, 2005) . 70
Figure 2-19 Courbe d'interaction adaptée de la norme S16 pour les poteaux composites partiellement enrobés de béton (extrait tiré de Bolduc, 2005) 73

CHAPITRE 3

Figure 3-1 Types de chargement possible avec le logiciel de calculs 77
Figure 3-2 Déformée dans les parties pré-pic et post-pic du voilement local 79
Figure 3-3 Variation de la déformée causée par le voilement local entre l'extrémité d'une aile et l'âme d'un poteau sollicité en compression-flexion suivant l'axe fort 80
Figure 3-4 Profil des contraintes dans le béton d'un section de poteau composite en fonction du nombre de tranches de calcul utilisées 84
Figure 3-5 Tranches d'analyse pour un chargement en compression-flexion suivant l'axe fort .. 84
Figure 3-6 Schéma illustrant le déchargement élastique sur une courbe caractéristique typique d'un matériau 90
Figure 3-7 Exemple de feuille de calculs de contraintes résiduelles corrigées 94
Figure 3-8 Schéma de la tranche d'analyse d'extrémité de l'aile pour le voilement local 98
Figure 3-9 Variation linéaire de la déformation causée par le voilement local entre l'extrémité d'une aile et l'âme du profilé d'acier. 100
Figure 3-10 Exemple de feuille de calculs de courbe moment-courbure 104
Figure 3-11 Variation de la position de l'axe neutre 107
Figure 3-12 Cheminement des itérations selon la méthode de la sécante 109
Figure 3-13 DCL du chargement de type « P + e » 110
Figure 3-14 Schéma d'un poteau pour le calcul de la flèche transversale pour le cas de chargement de type « P+e » 111
Figure 3-15 Forces nodales équivalentes 113
Figure 3-16 DCL du chargement de type « P + F » 115

Figure 3-17 DCL du chargement de type « P + M » 117
Figure 3-18 Exemple typique d'une courbe moment-courbure et d'une droite indiquant le moment à la position de la flèche maximale 123
Figure 3-19 Schéma du calcul de la courbure supplémentaire, φ_{suppl} 124

CHAPITRE 4

Figure 4-1 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale du poteau B1-X-1 132
Figure 4-2 Graphique du moment fléchissant en fonction de la courbure du poteau B1-X-1 .. 134
Figure 4-3 Graphique de la charge axiale en fonction du moment du poteau B1-X-1 135
Figure 4-4 Agrandissement d'une portion du graphique de la charge axiale en fonction du moment du poteau B1-X-1 136
Figure 4-5 Graphique du moment fléchissant en fonction de la courbure d'un poteau composite pour différents niveaux de charge axiale 138
Figure 4-6 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite par rapport à un poteau de béton ou d'acier 159
Figure 4-7 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite par rapport à un poteau de béton 159
Figure 4-8 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite par rapport à un poteau d'acier 161
Figure 4-9 Graphique montrant la position de la déformation au pic du béton par rapport à l'acier pour le poteau composite témoin 162
Figure 4-10 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite par rapport à l'addition des réponses d'un poteau de béton et d'un poteau d'acier 163
Figure 4-11 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite par rapport à l'addition des réponses d'un poteau de béton et d'un poteau d'acier 163
Figure 4-12 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite chargé en compression-flexion suivant l'axe fort ou l'axe faible (sans voilement local) 165

Figure 4-13 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite chargé en compression-flexion suivant l'axe fort ou l'axe faible (sans voilement local) 166
Figure 4-14 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite chargé en compression-flexion suivant l'axe fort ou l'axe faible (avec voilement local) 167
Figure 4-15 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite chargé en compression-flexion suivant l'axe fort ou l'axe faible (avec voilement local) 168
Figure 4-16 Graphique de la charge axiale en fonction de la déformation axiale du poteau composite B1-X-3 chargé en compression-flexion avec ou sans voilement local .. 169
Figure 4-17 Graphique de la répartition des déformations et des efforts dans le béton et l'acier du poteau B1-X-3 à P_{max} en fonction de la position sur la section du poteau 170
Figure 4-18 Graphique de la répartition des déformations dans l'acier des ailes du poteau B1-X-3 à P_{max} en fonction de la position sur la section du poteau 171
Figure 4-19 Graphique de la répartition des efforts dans l'acier des ailes du poteau B1-X-3 à P_{max} en fonction de la position sur la section du poteau 171
Figure 4-20 Graphique de la répartition des efforts dans le béton du poteau B1-X-3 à P_{max} en fonction de la position sur la section du poteau 172
Figure 4-21 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite chargé en compression-flexion de 3 hauteurs différentes 173
Figure 4-22 Graphique de la charge axiale en fonction du rapport de la flèche transversale sur la hauteur d'un poteau composite chargé en compression-flexion de 3 hauteurs différentes 173
Figure 4-23 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite chargé en compression-flexion de 3 hauteurs différentes 174
Figure 4-24 Graphiques des rapports A_{se} / A_s et b_e / b_f en fonction de différent élancements du poteau composite témoin sollicité en compression pure 176
Figure 4-25 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite avec ou sans voilement local 177

Figure 4-26 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite avec ou sans voilement local 178
Figure 4-27 Graphique de la charge axiale reprise par un segment de plaque d'acier d'extrémité en fonction du type de raccourcissement entre deux étriers 179
Figure 4-28 Graphique de la contrainte axiale reprise par un segment de plaque d'acier d'extrémité en fonction de la déformation entre deux étriers 180
Figure 4-29 Graphique du raccourcissement du matériau d'un segment de plaque d'acier d'extrémité en fonction de la rotation de la rotule plastique 182
Figure 4-30 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite selon différents espacements de tirants 183
Figure 4-31 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite selon différents espacements de tirants 183
Figure 4-32 Graphique de la charge axiale en fonction de la déformation totale axiale d'une tranche de calcul de la semelle comprimée d'acier selon différents espacements de tirants 185
Figure 4-33 Graphiques des rapports A_{se} / A_s et b_e / b_f en fonction de différent rapports *s/d* du poteau composite témoin sollicité en compression pure 186
Figure 4-34 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite selon différents rapports *b/t* 187
Figure 4-35 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite selon différents rapports *b/t* 188
Figure 4-36 Graphiques des rapports A_{se} / A_s et b_e / b_f en fonction de différent rapports *b/t* du poteau composite témoin sollicité en compression pure 189
Figure 4-37 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite avec ou sans aciers d'armature 192
Figure 4-38 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite avec ou sans aciers d'armature 193
Figure 4-39 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite avec différents types de bétons 194
Figure 4-40 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite avec béton normal ou *BHP* 196

Figure 4-41 Graphique de la contrainte en fonction de la déformation d'un béton normal et d'un *BHP (où f_c= 0.9 f'_c)* 197
Figure 4-42 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite avec béton normal et *BRF* 198
Figure 4-43 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite avec béton normal ou *BRF(où f_c= 0.9 f'_c)* 199
Figure 4-44 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite avec béton normal et *BFHP* 200
Figure 4-45 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite avec béton normal ou *BFHP(où f_c= 0.9 f'_c)* 201
Figure 4-46 Graphique de la charge axiale en fonction de la déformation axiale pour un poteau composite fait de béton normal et sollicité en compression pure 202
Figure 4-47 Graphique de la charge axiale en fonction de la déformation axiale pour un poteau composite fait de *BRF* et sollicité en compression pure 202
Figure 4-48 Graphique de la charge axiale en fonction de la déformation axiale pour un poteau composite fait de *BHP* et sollicité en compression pure 203
Figure 4-49 Graphique de la charge axiale en fonction de la déformation axiale pour un poteau composite fait de *BFHP* et sollicité en compression pure 203
Figure 4-50 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite avec ou sans contraintes résiduelles 207
Figure 4-51 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite avec ou sans contraintes résiduelles 208
Figure 4-52 Graphique de la contrainte en fonction de la déformation de l'acier avec ou sans plateau plastique 210
Figure 4-53 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour poteau composite avec ou sans plateau plastique pour l'acier des plaques 211
Figure 4-54 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite avec ou sans plateau plastique pour l'acier des plaques 212

CHAPITRE 5

Figure 5-1 Schéma illustrant la répartition de la première série de tests de poteaux composites 221
Figure 5-2 Schéma illustrant la répartition de la seconde série de tests de poteaux composites 225
Figure 5-3 Vue en élévation du profilé d'acier 400 x 400 x 2000 mm avec la disposition des tirants 231
Figure 5-4 Section du profilé d'acier 400 x 400 x 2000 mm 232
Figure 5-5 Vue en plan de la plaque d'appui 500 x 500 x 25.4 mm du haut des profilés d'acier 400 x 400 x 2000 mm 232
Figure 5-6 Schéma montrant la mesure des défauts de rectitude 236
Figure 5-7 Vue d'ensemble des poteaux à couler avant la mise en place des coffrages 239
Figure 5-8 Chutes à béton construites pour faciliter le bétonnage des poteaux : a) chute pour le niveau inférieur (0 à 400 mm) b) chute pour le niveau intermédiaire (400 à 1600 mm) 240
Figure 5-9 Arrivée d'un camion de béton au laboratoire 240
Figure 5-10 Vues des tests effectués sur le béton frais : a) Teneur en air b) Affaissement 241
Figure 5-11 Photographies typiques de l'activité se déroulant au laboratoire de structures le 28 septembre 2006 241
Figure 5-12 a) Position initiale de l'appareil d'appui 243
Figure 5-13 Position des jauges résistives pour la mesure des déformations longitudinales des plaques d'acier à mi-hauteur 245
Figure 5-14 Deux photographies montrant les jauges résistives installées sur les semelles des poteaux à mi-hauteur 247
Figure 5-15 Photographie du montage utilisé pour les tests de compression pure 252
Figure 5-16 Courbes *P-M* typiques et points de calculs 254
Figure 5-17 Photographie du montage utilisé pour les tests de compression-flexion (autour de l'axe fort) 256

CHAPITRE 6

Figure 6-1 Graphique de la contrainte en fonction de la déformation du béton utilisé dans les modèles analytiques du poteau NF-1 270
Figure 6-2 Graphique de la charge axiale en fonction de la déformation axiale avec différents types de bétons – résultats expérimentaux 275
Figure 6-3 Graphique de la charge axiale en fonction de la déformation axiale avec différents types de bétons – résultats analytiques 276
Figure 6-4 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite avec différents types de bétons – résultats expérimentaux 276
Figure 6-5 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite avec différents types de bétons – résultats analytiques 277
Figure 6-6 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour les poteaux N-1 et H-1 279
Figure 6-7 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour les poteaux NF-1 et N-1 280
Figure 6-8 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour les poteaux HF-1 et H-1 282

CHAPITRE 7

Figure 7-1 Graphique de la valeur de F_1 requise pour obtenir un rapport $P_{exp.} / C_{pred.} = 1$, en fonction de f'_c des poteaux testés en compression pure (avec $\psi = 1.0$) 303
Figure 7-2 Graphique de la valeur de F_1 requise pour obtenir un rapport $P_{exp.} / C_{pred.} = 1$, en fonction de b_f des poteaux testés en compression pure et des différents types de béton utilisés (avec $\psi = 1.0$) 305
Figure 7-3 Courbes contrainte-déformation expérimentales et analytiques des bétons de 30 MPa 307
Figure 7-4 Courbe d'interaction adaptée de la norme S16 pour les poteaux composites partiellement enrobés de béton (extrait tiré de Bolduc, 2005) 317
Figure 7-5 Répartition des efforts permettant de déterminer le moment résistant aux points B et C respectivement d'un poteau composite sollicité suivant l'axe faible 318

Figure 7-6 Répartition graphique des capacités axiales et des résistances en flexion correspondantes, normalisées par rapport aux résultats expérimentaux, des poteaux composites testés en laboratoire en fonction des différents types de béton – Équations de conception adaptées de la norme CAN/CSA-S16 avec $F_1 = 0.8$ et $\psi = 1.0$ 322

Figure 7-7 Répartition graphique des capacités axiales et des résistances en flexion correspondantes, avec tous les ajustements proposés, normalisées par rapport aux résultats expérimentaux, des poteaux composites testés en laboratoire en fonction des différents types de béton 325

Figure 7-8 Courbe P-M proposée pour le poteau B1-X-1 ($P_{exp.}/ C_{pred.} = 0.98$) 327

Figure 7-9 Courbe P-M proposée pour le poteau NF-1 ($P_{exp.}/ C_r = 1.10$) 327

Figure 7-10 Courbe P-M proposée pour le poteau H-1 ($P_{exp.}/ C_r = 1.00$) 328

Figure 7-11 Courbe P-M proposée pour le poteau H-2 ($P_{exp.}/ C_r = 0.95$) 328

LISTE DES ABRÉVIATIONS ET SYMBOLES

LISTE DES ABRÉVIATIONS

BFHP	Béton de fibres haute performance
BHP	Béton haute performance
BRF	Béton renforcé de fibres
CFT	*Concrete filled tubes*
DCL	Diagramme de corps libres
HSS	*Hollow structural section*
LVDT	*Linear variable differential transformers*
PEC	*Partially encased composite*
P-M	Combinaison d'effort axial et de moment fléchissant (kN)
PP	Post-pic
RI	*Reinforcing Index* (indice de renfort)
SFRC	*Steel fibres reinforced concrete*
SRC	*Steel reinforced concrete*

LISTE DES SYMBOLES LATINS

A	Selon le cas, constante du modèle pour le béton renforcé de fibres (Ramesh et al., 2003) OU section d'un tirant d'acier (mm^2) OU distance séparant l'extrémité d'une poutre jusqu'à la première des deux charges transversales appliquées symétriquement au centre de la poutre (mm)
A_a	Section du profilé d'acier (Eurocode)
A_c	Section de béton (mm^2)
A_g	Section du poteau composite (mm^2)
A_r, A_{sr}	Section d'acier d'armature (mm^2)
A_s	Selon le cas, section de plaque d'acier OU d'acier d'armature (mm^2)
$A_{s\ arm}$	Section de l'acier d'armature d'une tranche de calcul du logiciel (mm^2)
A_{se}	Section d'acier effective du profilé d'acier (mm^2)

$A_{s\ pl}$ Section de plaque d'acier d'une tranche de calcul du logiciel (mm^2)

AN_i Position de l'axe neutre par rapport à la fibre la moins « comprimée », ou la plus « tendue » de la section (mm)

AN_{it} Position de l'axe neutre calculée durant une itération (mm)

AN_{max} Position de l'axe neutre associée au $P = 0$ d'une courbure donnée (mm)

AN_{min} Position de l'axe neutre associée au P_{max} d'une courbure donnée (mm)

AN_{mini} Plus petite position d'axe neutre admissible (mm)

AN_0 Position de l'axe neutre associée à P_0 d'une courbure donnée (mm)

AN_1 Selon le cas, position de l'axe neutre associée à la borne supérieure de P_i recherché par la méthode de la sécante OU position de l'axe neutre pour M_1 (mm)

AN_2 Position de l'axe neutre associée à la borne inférieure de P_i recherché par la méthode de la sécante (mm)

b Demie-largeur de la section du profilé d'acier (mm)

b_e Largeur effective d'une aile de profilé d'acier (mm)

b_f Largeur de la section du profilé d'acier (mm)

b_T Largeur d'une tranche d'analyse des ailes du profilé d'acier (mm^2)

B Selon le cas, constante du modèle pour le béton renforcé de fibres (Ramesh et al., 2003) OU coefficient entrant dans l'équation d'interaction de la charge axiale et du moment fléchissant des sections creuses remplies de béton de la norme CAN/CSA-S16.

cg Centre de gravité (mm)

cg_{As} Centre de gravité de l'acier d'armature (mm)

$cg_{Tranche}$ Centre de gravité des tranches d'analyse sur la section du poteau (mm)

C_c Force dans les sections de béton (kN)

C_{ec} Résistance nominale d'un poteau composite élancé soumis à une charge axiale concentrique (kN)

C_f Charge axiale totale appliquée sur un poteau (kN)

C_{fs} Charge axiale permanente appliquée sur un poteau (kN)

C_i Mesure pour l'évaluation d'un défaut de rectitude au niveau de l'élévation au centre de l'espacement entre deux tirants (mm)

C_{max} Résistance axiale déterminée à l'aide d'équations de conception proposées (kN)

C_p	Résistance nominale d'un poteau composite non élancé soumis à une charge axiale concentrique (kN)
C_{rc}	Résistance axiale d'un poteau composite (kN)
C_{rcm}	Résistance axiale de la partie béton d'un poteau composite avec $\lambda = 0$ (kN)
C_{rco}	Résistance axiale d'un poteau composite avec $\lambda = 0$ (kN)
C_1	Constante entrant dans le calcul de EI_{eff} (AISC)
C_2	Constante entrant dans le calcul de P_o (AISC)
d	Profondeur de la section du profilé d'acier (mm)
delta	Épaisseur d'une tranche d'analyse sur la section du poteau (mm)
D	Selon le cas, exposant utilisé dans le calcul de la courbe contrainte-déformation de l'acier, de ε_{hard} à ε_u OU Diamètre d'une section creuse d'acier (mm)
DF	Incrément de force transversale appliquée à mi-hauteur du poteau (kN)
DF_{min}	Plus petit incrément de force transversale admissible (kN)
Dif_{it}	Écart entre P_i et la charge axiale calculée à AN_{it} pour une courbure donnée (kN)
Dif_1	Écart entre Pi et la charge axiale calculée à AN_1 pour une courbure donnée (kN)
Dif_2	Écart entre P_i et la charge axiale calculée à AN_2 pour une courbure donnée (kN)
Diff	Variable de programmation pour identifier le résultat d'une soustraction
DL	Incrément sur la hauteur du poteau (mm)
DM_{min}	Plus petit incrément de moment admissible (kN.m)
DM_1	Incrément de moment sur le plus grand des deux moments d'extrémité (kN.m)
DM_2	Incrément de moment sur le plus petit des deux moments d'extrémité (kN.m)
DP	Incrément de charge axiale (kN)
DP_{min}	Plus petit incrément de charge axiale admissible (kN)
$D\varphi$	Incrément de courbure (rad/m)
$D\varphi_{min}$	Plus petit incrément de courbure admissible (rad/m)
e	Excentricité de la charge axiale pour un chargement en compression-flexion (mm)
e_x	Excentricité de la charge axiale pour un chargement en compression-flexion suivant l'axe faible (mm)
e_y	Excentricité de la charge axiale pour un chargement en compression-flexion suivant l'axe fort (mm)

E	Selon le cas, module élastique de l'acier (MPa) OU module élastique du poteau composite (MPa)
E_c	Module élastique du béton (MPa)
E_{ce}	Module élastique modifié du béton (MPa) (Chicoine, 2001)
E_{ct}	Module élastique du béton en traction (MPa)
$E_{écrouissage}$, $E_{hardening}$, E_h	Module tangent des plaques d'acier à l'écrouissage (MPa)
E_{ha} E_{sa}	Module élastique de l'acier d'armature (MPa)
E_s	Module élastique de l'acier (MPa)
Exp	Exposant de l'équation caractéristique de Belarbi et Hsu (1994)
f_{avant}	Contrainte maximale atteinte à un niveau donné dans les pas de charge précédents (MPa)
f'_c, f'_{cf}	Résistance maximale du béton en compression (MPa)
f'_{cm}	Résistance moyenne du béton en compression (MPa)
f_c, f'_{ce}	Résistance effective du béton en compression (MPa)
f_{ci}	Contrainte de compression dans le béton (MPa)
f_{cu}	Résistance en compression du béton à la déformation ultime (MPa)
f_{cd}	Résistance à la compression du béton (Eurocode)
f_i	Contrainte atteinte à un niveau donné et pour un matériau donné (MPa)
f_t	Résistance en traction du béton (MPa)
f_r	Module de rupture du béton (MPa)
f_s	Selon le cas, contrainte dans l'acier des plaques OU des armatures (MPa)
$f_{s\ pl}$	Contrainte dans l'acier des plaques (MPa)
f_{sd}	Limite élastique de l'acier d'armature (Eurocode)
f_{yd}	Limite élastique du profilé d'acier (Eurocode)
F_i	Force transversale appliquée à mi-hauteur du poteau (kN)
F_{max}	Force transversale maximale atteinte par le poteau (kN)
F_s	Force dans les sections d'acier des plaques et des armatures (kN)
$F_{utilisateur}$	Force transversale maximale demandée par l'utilisateur (kN)
F_{ya}, F_{yarm}, F_{yr}, f_{yr}	Limite élastique des aciers d'armature (MPa)
F_{ypl}, F_y, f_y	Limite élastique des plaques d'acier (MPa)
F_u, F_{upl}	Résistance ultime des plaques d'acier (MPa)

F_{ua}, $F_{u\ arm}$ Résistance ultime de l'acier d'armature (MPa)

F_1 Facteur de réduction de la résistance du béton

F_2 Facteur d'augmentation de la résistance du béton

H Hauteur du poteau (mm)

I Moment d'inertie d'une tranche de calcul de l'aile du profilé d'acier (mm^4)

I_c Moment d'inertie du béton (mm^4)

I_e, I_{eff} Moment d'inertie effectif d'un poteau composite (mm^4)

I_s Moment d'inertie de l'acier (mm^4)

I_{sr} Moment d'inertie de l'acier d'armature (mm^4)

InfAN Selon le cas, position de l'axe neutre associée à la borne inférieure de la courbure OU du moment recherché (mm)

InfM Selon le cas, moment associé à la borne inférieure de la courbure OU du moment recherché (kN.m)

InfU Borne inférieure à U_{total} (mm)

$InfU_{mat}$ Borne inférieure à $U_{matériau}$ (mm)

Infφ Selon le cas, courbure associée à la borne inférieure de la courbure OU du moment recherché (rad/m)

Interpolφ Valeur interpolée de la courbure pour un moment M_i donné (rad/m)

k Selon le cas, variable utilisée dans le calcul de la contrainte du béton dans la partie post-pic OU variable prenant la valeur de $k = \sqrt{\frac{P}{E_s I}}$ OU rigidité axiale initiale d'un poteau composite OU variable entrant dans le calcul de λ_p

k_{fl} Coefficient de flambement d'une plaque

K Coefficient de la longueur effective d'une membrure comprimée (constante qui caractérise les conditions d'appui)

L Hauteur du poteau (mm)

L_{appui} Distance horizontale entre deux points qui mesurent le déplacement vertical de part et d'autre du poteau pour établir la rotation des appuis (mm)

L_i Position longitudinale sur le poteau (mm)

M Somme de M_c et M_s (kN.m)

M_c	Selon le cas, moment causé par le béton sur la section du poteau (kN.m) OU résistance à la flexion nominale de la section d'acier (AISC)
M_{excel}	Moment calculé sur la section par le chiffrier (kN.m)
$M_{excel\ avant}$	Moment calculé sur la section par le chiffrier à la courbure précédente (kN.m)
M_{Ed}	Plus grande valeur du moment de flexion le long d'un poteau composite (Eurocode)
M_f	Moment fléchissant total appliqué sur un poteau composite (kN.m)
M_i	Moment calculé à une position donnée le long du poteau (kN.m)
M_{max}	Valeur tampon à M_{excel} (kN.m)
$M_{max\ avant}$	Valeur tampon à $M_{excel\ avant}$ (kN.m)
M_p	Moment plastique d'une tranche de calcul de l'aile du profilé d'acier (kN.m)
$M_{pl,\ N,\ Rd}$	Résistance plastique à la flexion tenant compte de la charge axiale appliquée (Eurocode)
$M_{pl,\ Rd}$	Résistance plastique à la flexion (Eurocode)
M_s	Moment causé par les aciers sur la section du poteau (kN.m)
M_r, M_{rc}	Moment résistant d'un poteau composite (kN.m)
M_1	Plus grand des deux moments d'extrémité du cas de chargement $P+M$ (kN.m)
M_2	Plus petit des deux moments d'extrémité du cas de chargement $P+M$ (kN.m)
Min	Variable de programmation pour identifier le résultat d'une soustraction
n	Selon le cas, variable utilisée dans le calcul de ε_{cpic} du béton OU variable de l'équation caractéristique du béton OU exposant utilisé dans plusieurs équations dont la valeur est indiquée à chaque endroit cité
N	Identification d'une tranche d'analyse sur la section du poteau (N1 à N100)
N_{cr}	Résistance au flambement global du Poteau (Eurocode)
$N_{pl,\ Rd}$	Résistance plastique axiale nominale à la compression (Eurocode)
$N_{pl,\ Rk}$	Résistance plastique axiale à la compression (Eurocode)
$N_{pm,\ Rd}$	Charge axiale sur le graphique P-M correspondant à $0{,}85\, f_{cd} A_c$ (Eurocode)
NbrDL	Nombre d'incrément sur la longueur du poteau à utiliser pour itérations plus petites
NbrDP	Nombre d'incrément de charge axiale à utiliser pour itérations plus petites
NbrDφ	Nombre d'incrément de courbure à utiliser pour itérations plus petites
NbrIncr	Nombre d'incrément d'axe neutre à utiliser pour itérations plus petites
$pt_{Inflexion}$	Position du point d'inflexion (mm)

P, P_i Charge axiale appliquée (kN)

$P_{analytique}$ Résistance axiale du poteau composite déterminée de façon analytique (kN)

P_b Charge axiale causant une rupture équilibrée

P_c Résistance axiale nominale en compression de la section composite (AISC)

P_{cr} Charge critique d'une tranche d'analyse (kN)

P_e Charge d'Euler (kN)

P_{excel} Charge axiale calculée sur la section dans le chiffrier (kN)

$P_{expérimental}$ Résistance axiale du poteau composite déterminée de façon expérimentale (kN)

P_{min} Charge axiale négative qui tend vers 0 (kN)

P_{max} Charge axiale maximale atteinte par le poteau (kN)

P_n Résistance axiale à la compression d'un poteau composite (AISC)

$P_{numérique}$ Résistance axiale du poteau composite déterminée de façon numérique (kN)

P_o Résistance axiale à la compression de la section d'un poteau composite (AISC)

P_r Capacité en compression pure d'un poteau composite (kN)

$P_{r\ factorisé}$ Capacité factorisée en compression pure d'un poteau composite (kN)

$P_{théorique}$ Résistance axiale du poteau composite déterminée en fonction des propriétés de la section du poteau uniquement (kN)

P_u Charge axiale maximale (kN)

$P_{ult.pred.}$ Capacité axiale maximale prédite pour un poteau composite (kN)

P_y Charge axiale élastique maximale d'une tranche de calcul de l'aile du profilé d'acier (kN)

P_0 Charge axiale positive qui tend vers 0 (kN)

$Pos_{Flèche}$ Position de la flèche transversale maximale le long du poteau (mm)

Pos_{Min} Position de la ligne associée au résultat de la soustraction « Min »

$Pos_{\sigma res}$ Position des contraintes résiduelles mesurées (mm)

P-δ Effet combiné de la charge axiale et de l'augmentation de la déformation transversale sous cette charge axiale jusqu'à la convergence ou la rupture du poteau

r Rayon de la rotule d'appui des poteaux composites (mm)

s Espacement maximal des étriers du centre (mm)

SupAN	Selon le cas, position de l'axe neutre associée à la borne supérieure de la courbure OU du moment recherché (mm)
SupM	Selon le cas, moment associé à la borne supérieure de la courbure OU du moment recherché (kN.m)
SupU	Borne supérieure à U_{total} (mm)
$SupU_{mat}$	Borne supérieure à $U_{matériau}$ (mm)
Supφ	Selon le cas, courbure associée à la borne supérieure de la courbure OU du moment recherché (rad/m)
t	Épaisseur des ailes de la section d'acier (mm)
T_i	Mesure pour l'évaluation d'un défaut de rectitude au niveau de l'élévation d'un tirant (mm)
$Tranche_i$	Ligne correspondant à une tranche d'analyse donnée
$U_{flexion}$	Raccourcissement d'une plaque d'acier causé par la flexion de la plaque (mm)
$U_{matériau}$	Raccourcissement d'une plaque d'acier causé par le raccourcissement du matériau (mm)
U, U_{total}	Selon le cas, raccourcissement total d'une plaque d'acier (mm) OU déplacement vertical de la presse (mm)
v_{appui}	Flèche transversale causée par la rotation des rotules d'appui (mm)
$v_{approxi}$	Hypothèse sur la valeur de la flèche transversale à un point donné le long du poteau (mm)
v_i	Flèche transversale à un point donné le long du poteau (mm)
v_{ii}	Valeur tampon de la flèche transversale le long du poteau (mm)
v_{max}	Flèche transversale maximale le long du poteau (mm)
v_n	Dernière flèche transversale calculée le long du poteau avant d'appliquer une correction à toutes les flèches transversales (mm)
V_f	Fraction volumique de fibres (%)
w	Épaisseur de l'âme de la section d'acier (mm)
W_f	Fraction massique des fibres (%)
x_{As}	Position du centre de gravité de l'acier d'armature par rapport à la fibre la plus « tendue » de la section soumise à un chargement en compression-flexion suivant l'axe faible (mm)

y_{As} Position du centre de gravité de l'acier d'armature par rapport à la fibre la plus « tendue » de la section soumise à un chargement en compression-flexion suivant l'axe fort (mm)

Z Module de section plastique d'une tranche de calcul de l'aile du profilé d'acier (mm^3)

LISTE DES SYMBOLES GRECS

α_1 Rapport de la contrainte moyenne dans le diagramme de compression rectangulaire sur la résistance spécifiée du béton

α_M Limite du rapport d'interaction de flexion (Eurocode)

β Selon le cas, variable utilisée dans le calcul de f_{ci} du béton normal en compression OU paramètre qui dépend du type de fibres et de l'indice de renforcement (Ezeldin et Balaguru, 1992)

β_1 Rapport de la profondeur du bloc de compression dans le diagramme de compression rectangulaire sur la profondeur comprimée de la section

χ Facteur de réduction tenant compte du mode de flambement du poteau (Eurocode)

δ Selon le cas, imperfection transversale maximale entre les étriers du centre (mm) OU rapport de la contrainte de l'acier à la résistance axiale à la compression du poteau (Eurocode)

δ_{axial} Raccourcissement axial (mm)

$\delta_{flexion}$ Imperfection transversale entre les étriers du centre causée par la flexion (mm)

δ_o Imperfection transversale initiale maximale entre les étriers du centre (mm)

ε Déformation ($\mu\varepsilon$)

ε_{avant} Déformation maximale atteinte à un niveau donné dans les pas de charge précédents ($\mu\varepsilon$)

ε_{cmax}, ε_{cu} Déformation maximale du béton ($\mu\varepsilon$)

$\varepsilon_{comprimé}$ Déformation du segment de plaque d'acier le plus « comprimé » (ou le moins « tendu ») de la section du poteau ($\mu\varepsilon$)

ε_{cpic}, ε_{of} Déformation au pic du béton normal ($\mu\varepsilon$)

ε_{cr} Déformation maximale du béton en traction correspondant à $f_{ci} = f_t$ ($\mu\varepsilon$)

$\varepsilon_{écrouissage}$, ε_{hard}, $\varepsilon_{hardening}$ Déformation au début de l'écrouissage (με)

ε_{harda} Déformation au début de l'écrouissage de l'acier d'armature (με)

$\varepsilon_{matériau}$ Déformation causée par le raccourcissement du matériau (με)

ε_{res} Déformation causée par les contraintes résiduelles (με)

ε_s Déformation dans la plaque d'acier (με)

ε_{tendu} Déformation du segment de plaque d'acier le plus « tendu » (ou le moins « comprimé ») de la section du poteau (με)

ε_{tmax} Déformation maximale en traction (με)

ε_u Déformation de l'acier à la résistance ultime (με)

ε_{ua} Déformation de l'acier d'armature à la résistance ultime (με)

ε_y Déformation de l'acier à la limite élastique (με)

ε_1, ε_2 Déformation de l'instrumentation permettant de calculer la courbure du poteau (με)

ϕ Coefficient de tenue de l'acier du profilé

ϕ_c Coefficient de tenue du béton

ϕ_r Coefficient de tenue de l'acier d'armature

γ_c Masse volumique du béton (kg/m^3)

φ, φ_i Courbure sur la section (rad/m)

φ_{max} Courbure maximale ayant été atteinte à la position de la flèche maximale sur le poteau (rad/m)

φ_0 Variable de la méthode de Newmark identifiant la courbure à $L_i = L_i\text{-}DL$ (rad/m)

φ_{suppl} Courbure supplémentaire (rad/m)

φ_1 Selon le cas, variable de la méthode de Newmark identifiant la courbure à $L_i = L_i$ (rad/m) OU courbure associée au moment M_1 (rad/m)

φ_2 Variable de la méthode de Newmark identifiant la courbure à $L_i = L_i+DL$ (rad/m)

κ Papport entre le moment pondéré le plus faible et le moment pondéré le plus fort à l'extrémité d'un élément non contreventé

λ Selon le cas, facteur de modification qui tient compte de la densité du béton OU racine carrée du ratio C_p / C_{ec} OU paramètre d'élancement relatif (Eurocode)

λ_{fl} Rapport d'élancement de l'aile du profilé d'acier

λ_p Variable servant au calcul de b_e pour un poteau mixte partiellement enrobé de béton

μ_d	Facteur reliant la résistance plastique à la flexion à la charge axiale appliquée (Eurocode)
μ_ε	Déformation d'une tranche de calcul (logiciel de calcul)
$\mu_{\varepsilon\ res}$	Déformation causée par les contraintes résiduelles d'une tranche de calcul (logiciel de calcul)
ν	Coefficient de Poisson
θ	Selon le cas, rotation des rotules plastiques pour le calcul du voilement local OU rotation le long du poteau utilisée pour le calcul de la flèche selon la méthode de Newmark (rad) OU rotation de la rotule d'appui durant les tests de chargement (rad)
θ_0	Rotation initiale de la rotule d'appui durant les tests de chargement (rad)
θ_p	Rotation des rotules plastiques pour le calcul du voilement local
ρ	Rapport d'armature longitudinale
σ_1, σ_2	Contraintes principales perpendiculaires l'une par rapport à l'autre
σ_{res}	Contrainte résiduelle (MPa)
$\sigma_{res\ Tranche}$	Contrainte résiduelle associée à une tranche d'analyse donnée (MPa)
τ, τ'	Coefficients pour tenir compte du confinement du béton
ω	Variable dépendant du rapport entre le moment pondéré le plus faible et le moment pondéré le plus grand aux extrémités d'un poteau
ψ	Facteur qui tient compte du volume de béton du poteau (Chicoine, 2001)

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A – Organigrammes du logiciel de calculs 361
ANNEXE B – Interfaces visuelles pour les utilisateurs du logiciel de calculs 389
ANNEXE C – Validation du logiciel de calculs – Extraits des feuilles de calculs Excel.....406
ANNEXE D – Résultats graphiques des poteaux B1-X-3, B1-Y-1, B1-Y-3, B2-X-1, B2-X-3, B2-Y-1, B2-Y-3, B1-Axial, B2-Axial, C1-Poutre et C2-Poutre 416
ANNEXE E – Résultats graphiques des poteaux N-C, NF-C, N-1, NF-1, NF-2, H-1, HF-1, H-2 et HF-2.....445
ANNEXE F – Graphiques de la dispersion des résultats analytiques en fonction des facteurs *b/t*, *s/d*, f'_c et λ.....475
ANNEXE G – Graphiques de la dispersion des résultats des équations de conception proposées en fonction des paramètres étudiés.....507
ANNEXE H – Description des projets de Fillion (1998), Maranda (1998), Chicoine (2001), Bouchereau et Toupin (2003), Prickett (2006) et Begum (2007).....517
ANNEXE I – Propriétés des types de béton et des acier utilisés dans le programme expérimental546
ANNEXE J – Poteaux testés selon un chargement statique et testés selon un chargement cyclique et statique.....562

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Contexte historique

1.1.1 Poteaux d'acier et de béton armé

Jusqu'au milieu du 18e siècle, les matériaux traditionnellement utilisés pour la construction des bâtiments et des ponts étaient le bois et la pierre. À cette époque, le fer commençait tout juste à être utilisé comme matériau de construction. À la fin du 19e siècle, en modifiant les éléments d'alliage et la méthode d'élaboration du matériau, on obtint l'acier : un matériau plus résistant et plus ductile que le fer. Au début du 20e siècle, l'acier devint rapidement le principal matériau utilisé dans la construction de bâtiments de grande hauteur (Hirt et Crisinel, 2001).

Le grand avantage des charpentes d'acier est qu'elles peuvent être érigées rapidement et que les coûts de main-d'œuvre s'en trouvent diminués. Les assemblages simples et les procédures de mise en place rapides furent les conditions majeures qui ont promu l'utilisation des structures d'acier durant cette période.

Dès que des éléments structuraux sont assemblés, les poteaux d'acier peuvent soutenir leur pleine capacité axiale pour laquelle ils ont été conçus. Cependant, plus la hauteur des bâtiments augmente, plus les charges verticales augmentent et les sections d'acier requises deviennent très grandes. Parmi les autres considérations à prendre en compte avec l'utilisation de l'acier, il y a les coûts relativement élevés de ce matériau de construction ainsi que les aspects relatifs à la protection ignifuge des structures d'acier.

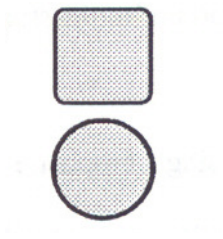
Au cours de la seconde moitié du 20e siècle, les poteaux de béton armé sont devenus une alternative intéressante du point de vue économique par rapport aux poteaux d'acier, principalement à cause du coût peu élevé du béton pour soutenir les charges axiales (MacGregor and Bartlett, 2000).

L’utilisation de bétons de haute performance en remplacement du béton normal pour la conception des bâtiments multi-étagés, permet d’accroître la capacité axiale des poteaux et/ou réduire la taille des poteaux afin d’augmenter l’espace disponible aux étages inférieurs des bâtiments. Toutefois, le béton haute performance montre généralement un comportement plus fragile à la rupture et ses propriétés mécaniques, comme le module élastique, sont plus sensibles à la fissuration que le béton normal (Aïtcin, 2001).

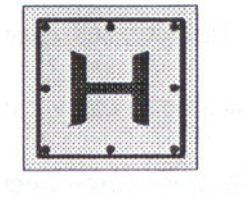
L'addition des fibres métalliques aux mélanges de béton a également été étudiée afin de valider si cet ajout peut contrer ces effets indésirables. Les fibres d’acier ont pour but de réduire la propagation de fissures et ainsi, préserver plus longtemps la rigidité du béton. De plus, la ductilité post-pic des poteaux est généralement améliorée par l'addition des fibres d’acier au mélange de béton (Massicotte et al., 1999; Casanova, 1995).

1.1.2 Poteaux composites

Depuis les années 60, les poteaux composites sont utilisés pour la construction de bâtiments multi-étagés. Des exemples de poteaux composites communément utilisés sont les tubes d’acier (HSS) remplis de béton (« concrete filled tubes » ou « CFT ») et les poteaux de béton armé avec un profilé d’acier noyé à l’intérieur (« steel reinforced concrete columns » ou « SRC »). Ces types de poteaux composites ont été largement décrits dans de nombreuses références dont quelques-unes sont citées par Chicoine (2001) et même un ouvrage entier traite de ces poteaux composites (Oehlers et Bradford, 1995). Ces deux types de poteaux sont illustrés à la Figure 1-1.



(a) Poteaux faits d'un tube d'acier (HSS) rempli de béton (« CFT »)



(b) Poteau de béton armé avec profilé d'acier à l'intérieur (« SRC »)

Figure 1-1 Exemples de poteaux mixtes (croquis tirés de Chicoine, Tremblay et Massicotte, 2000).

En comparaison avec les poteaux d'acier, les avantages d'utiliser les poteaux composites sont les suivants :

- Rapport coût / performance plus petit;
- Plus grande résistance au feu;
- Résistance au voilement local améliorée.

Comparativement aux poteaux de béton armé, les poteaux composites offrent également d'autres avantages :

- Construction plus rapide car la section d'acier peut soutenir les charges de construction et servir plus tard de coffrage pour le béton;
- Sections requises plus petites pour soutenir une même charge axiale à cause du confinement du béton par la section d'acier (« CFT »).

Cependant, les poteaux composites montrent certaines limitations lors de la construction de bâtiments multi-étagés. Pour les tubes d'acier remplis de béton (« CFT »), les sections disponibles des profilés laminés sont limitées. Si des sections plus grandes sont requises, des poteaux de béton armé avec un profilé d'acier à l'intérieur (« SRC ») peuvent être utilisés. Toutefois, ces derniers requièrent des coffrages sur tout le périmètre du poteau. Par conséquent,

une partie de leurs avantages est en quelque sorte perdue avec l'augmentation de la taille des bâtiments.

1.1.3 Poteaux composites partiellement enrobés de béton

Ces poteaux, appelés aussi « partially encased composite (PEC) columns », furent d'abord introduits en Europe. Ils sont fabriqués à partir de profilés « W » laminés, de Classe 3 ou moins, lesquels ne sont pas susceptibles de voiler localement (Schleich et Baus, 1988; Schleich et al., 1986; ECS, 2005).

Au début des années 90, un nouveau type de poteau composite partiellement enrobé de béton a été développé et breveté par l'entreprise Groupe Canam, en collaboration avec l'École Polytechnique de Montréal (Vincent, 2000; Vincent et Tremblay, 2001). Ces poteaux sont faits de plaques minces (Classe 4) soudées ensemble pour obtenir une section en « I », renforcée sur la hauteur du poteau par des tirants entre les ailes. En utilisant des plaques minces, la fraction de la charge supportée par le béton augmente et la conception des poteaux composites devient plus économique en procurant un meilleur ratio « coût / performance ».

Comparativement aux poteaux de type « CFT », « SRC » et les « PEC » européens, les avantages de ces nouveaux poteaux sont les suivants :

- Dimensions des profilés d'acier non limitées aux profilés laminés;
- Contrairement aux poteaux « SRC », les coffrages sont requis sur seulement la moitié du périmètre de la section;
- Les assemblages avec les poutres sont plus simples qu'avec les poteaux « SRC ».

La Figure 1-2 montre la séquence de construction typique pour un poteau composite partiellement enrobé de béton dans un bâtiment.

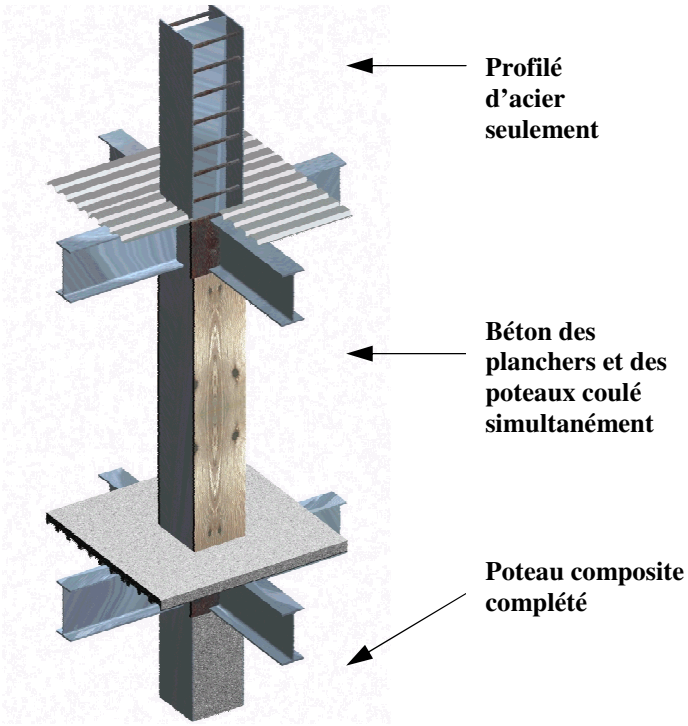


Figure 1-2 Séquence de construction des poteaux composites partiellement enrobés de béton (Vincent, 2000)

Les tirants transversaux sont soudés à intervalles réguliers entre les ailes afin d'améliorer la résistance du poteau au voilement local et d'assurer l'intégrité du béton à l'approche de la charge axiale ultime.

Durant les premières étapes de la construction d'un bâtiment, seuls les profilés d'acier doivent supporter les charges de construction jusqu'à un maximum d'environ 12 étages (Zanni, 1999). En parallèle, des coffrages sont installés autour des poteaux d'acier et sous les planchers, et le béton est coulé étage par étage. Au fur et à mesure de l'avancement de la construction, le béton des poteaux des étages inférieurs est devenu assez résistant pour agir de façon composite avec la structure métallique pour supporter les charges de construction. Par conséquent, la construction du bâtiment peut continuer sans interruption.

Un autre avantage des poteaux composites partiellement enrobés de béton, réside dans la réalisation des assemblages en chantier. Contrairement aux poteaux de béton armé où la congestion des barres d'armature est une source importante des difficultés de construction, les

poutres d'acier peuvent être assemblées directement aux ailes d'acier du poteau composite du côté de l'axe fort du poteau. Les poutres d'acier peuvent également être assemblées au poteau composite du côté de son axe faible par l'intermédiaire de plaques d'acier soudées aux ailes du poteau composite. Ces techniques facilitent la construction du bâtiment et ainsi, augmentent la vitesse de la construction et réduisent encore une fois les coûts.

1.2 Problématique

Depuis le milieu des années 90, plusieurs projets de recherche expérimentaux et analytiques ont été réalisés sur les poteaux composites partiellement enrobés de béton principalement à l'École Polytechnique de Montréal (Fillion, 1998; Maranda, 1998; Chicoine, 2001; Bouchereau et Toupin, 2003) et à l'Université de l'Alberta (Prickett et al., 2006; Begum et al. 2007). À partir des résultats de ces projets de recherche, des équations de conception ont été proposées pour les poteaux composites faits de matériaux traditionnels et conçus pour résister aux charges verticales.

Cependant, bien que les charges gravitaires composent une grande partie des charges supportées par les poteaux des bâtiments multi-étagés, les poteaux sont également soumis à diverses combinaisons de charge, qui incluent, entre autres, les charges latérales causées par le vent et les efforts sismiques.

Parmi les poteaux composites qui ne peuvent pas être conçus selon les équations de conception actuelles et qui devraient faire l'objet d'une étude plus approfondie, il y a :

- Les poteaux gravitaires soumis aux efforts sismiques;
- Les poteaux gravitaires soumis à des efforts axiaux appliqués suivant des excentricités;
- Les poteaux gravitaires soumis aux efforts sismiques et à des efforts axiaux appliqués suivant des excentricités;
- Les poteaux encadrant les contreventements soumis aux efforts sismiques, etc.

Deux programmes de recherche expérimentale ont été effectués pour évaluer le comportement en compression-flexion de poteaux composites (Bouchereau et Toupin, 2003; Prickett et al., 2006) :

- L'étude de Bouchereau et Toupin (2003) a tout d'abord permis d'évaluer les principaux niveaux de chargement en compression-flexion des poteaux des bâtiments multi-étagés. Ensuite, des essais majoritairement en compression-flexion (avec chargement cyclique ou non) ont été réalisés sur 22 poteaux composites et 2 poutres composites.

- Prickett et al. (2006) ont effectué des essais sur 11 poteaux composites dont deux étaient faits de béton haute performance renforcé de fibres d'acier et quatre subissaient un chargement en compression-flexion selon des niveaux de chargement déterminé précédemment par Bouchereau et Toupin (2003). Ce dernier programme de recherche expérimentale n'incluait toutefois pas de chargements cycliques.

- À noter que dans ces deux programmes de recherche expérimentale, l'analyse des résultats a été limitée. La banque de données recueillies est toutefois impressionnante et mérite que des analyses plus approfondies soient réalisées à ce sujet.

- En excluant les essais effectués par Prickett et al. (2006), tous les essais réalisés jusqu'ici portaient sur des poteaux composites faits de béton normal dont la résistance à la compression variait entre 25 et 35 MPa. Les équations de conception disponibles dans la norme CAN/CSA-S16 ne peuvent pas être directement transposées aux poteaux composites construits à partir de béton haute performance et de béton renforcé de fibres d'acier. Plus de détails concernant les limites d'application de la norme CAN/CSA-S16 sont donnés au Chapitre 2 (Section 2.2.3.1). Comme ces nouveaux matériaux sont de plus en plus employés dans la construction de bâtiments (Aïtcin, 2001; Rossi, 1998), d'autres investigations sont requises pour développer de nouvelles équations de conception.

Pour ce qui est des simulations par éléments finis :

- Les recherches effectuées par Chicoine (2001) et Maranda (1998) ont montré une corrélation relativement bonne avec les essais expérimentaux avant que la charge maximale ne soit atteinte. Cependant, le comportement post-pic des analyses n'a pas permis de reproduire la capacité en ductilité des poteaux composites. De plus, seuls des poteaux composites soumis à des charges axiales ont été modélisés.

- Pour leur part, Begum et al. (2007) ont ensuite reproduit numériquement le comportement de 34 poteaux composites testés dans le cadre de quatre programmes de recherche expérimental. Cette étude recommandait de réaliser des essais supplémentaires sur des poteaux composites faits de béton haute performance et soumis à des chargements cycliques et aussi de proposer des équations de conception pour inclure l'effet des charges cycliques et/ou l'effet de l'utilisation de béton haute performance.

Le présent projet de recherche s'intègre à l'intérieur d'un programme de recherche initié depuis 1996 par l'entreprise Groupe Canam en collaboration avec l'École Polytechnique de Montréal et depuis 2002, University of Alberta et Lehigh University.

Par rapport aux principaux objectifs du groupe de recherche qui seront décrits à la Section 2.2.2, ce projet vise plus particulièrement les objectifs 1, 4 et 5 :

- Objectif No.1 : Études du comportement en flexion des poteaux composites. Ce volet comprend entre autres l'évaluation des dommages causés par des cycles de chargement et également l'étude de l'apport des fibres métalliques aux mélanges de béton.

- Objectif No.4 : Utilisation de bétons haute performance. Ce volet comporte l'évaluation du gain en capacité axiale et en ductilité des poteaux composites faits de bétons haute performance, avec ou sans fibres métalliques.

- Objectif No.5 : Études par éléments finis. Ce volet a pour buts de :
    - Prédire le comportement post-pic des poteaux composites;
    - Valider les résultats obtenus expérimentalement;
    - Déterminer des courbes d'effort axial en fonction du moment fléchissant (*P-M*) pour les poteaux composites;
    - Étendre l'application des poteaux composites à l'aide d'analyses paramétriques;
    - Déterminer si des essais additionnels sont requis à la fin de ce programme de recherche.

1.3 Portée et objectifs du programme de recherche

L'application de ces nouveaux types de poteaux composites consiste en un système de reprise des efforts verticaux et de flexion pour les bâtiments multi-étagés.

Les principaux objectifs du présent projet de recherche ciblent :

- Les poteaux composites partiellement enrobés de bétons normaux ou de bétons haute performance, renforcés ou non de fibres métalliques, sollicités par des efforts axiaux de compression ou de compression-flexion, préalablement soumis à des chargements cycliques ou non;

et sont les suivants :

- Effectuer des tests en laboratoire pour évaluer les capacités et examiner les modes de rupture de ces poteaux composites.

  En particulier, valider si le mode de rupture des poteaux sollicités en flexion suivant leur axe faible est de nature fragile et si les capacités axiales prédites sont atteintes, et examiner le comportement des poteaux composites faits de béton haute performance et de béton renforcé de fibres métalliques;

- Modifier et proposer des équations de conception pour tenir compte de l'ensemble des paramètres étudiés.

Les innovations proposées ont été étudiées avec des modèles analytiques et des essais en laboratoire sur des spécimens à grande échelle afin de comparer les paramètres qui affectent le comportement des poteaux composites partiellement enrobés de béton à ceux précédemment étudiés dans d'autres projets de recherche. Par conséquent, le projet sera divisé selon deux parties principales : un volet analytique et un volet expérimental.

1.4 Méthodologie

1.4.1 Modèles analytiques

Étant donné que les poteaux composites partiellement enrobés de béton avaient déjà fait l'objet de plusieurs analyses par éléments finis, une approche analytique a été adoptée pour ce programme de recherche afin de comparer les trois types de résultats, i.e. expérimentaux, analytiques et éléments finis. Cette approche différente permettait également de vérifier s'il est possible de mieux cerner les limites des approches par éléments finis. De plus, le modèle analytique a permis de réaliser facilement une étude paramétrique sur des poteaux complets.

Les modèles analytiques ont été effectués à l'aide d'un logiciel de calculs mis au point avec un langage de programmation VisualBasic et d'un chiffrier Excel. À la différence des logiciels d'analyse par éléments finis, ce programme permet d'obtenir des résultats plus rapidement car seules quelques caractéristiques des poteaux sont à spécifier et les résultats sont disponibles après quelques minutes de compilation. Aucune modification au logiciel n'est requise avant de procéder à une analyse.

Parmi les différents paramètres qui peuvent être pris en charge par le modèle analytique, il y a :

- Chargement en compression-flexion suivant l'axe fort ou l'axe faible;
- 3 types de chargements en compression-flexion possibles : charge axiale appliquée avec une excentricité, charge axiale avec deux charges transversales centrées, charge axiale avec deux moments d'extrémité. Pour les deux derniers cas de chargement, l'utilisateur

doit spécifier lequel des efforts varie au cours du chargement du poteau-poutre. De plus, en utilisant une excentricité minimale, le chargement en compression pure peut être réalisé;

- Analyse de poteaux composites ou de poteaux de béton ou de poteaux d'acier;
- Ajout d'acier d'armature;
- Utilisation de béton normal ou de béton haute performance, avec ou sans fibres métalliques;
- Résistance du béton en traction;
- Écrouissage de l'acier du profilé (et/ou des barres d'armature, le cas échéant);
- Contraintes dans les matériaux en fonction du déchargement des matériaux;
- Contraintes résiduelles dans l'acier du profilé;
- Élancement des poteaux;
- Stabilité des poteaux, effets « P-δ »;
- Voilement local des ailes du profilé d'acier en fonction de l'espacement des tirants et des imperfections initiales;
- Possibilité d'augmenter la précision des résultats en modifiant les critères de convergence.

Des modèles analytiques ont été réalisés d'abord sur des poteaux composites précédemment étudiés afin de reproduire le comportement entier des poteaux et valider le modèle analytique. Une analyse paramétrique a également été effectuée afin de quantifier l'effet des différents paramètres à l'étude.

Une fois que les modèles ont été calibrés, de nouveaux modèles ont été réalisés pour simuler les essais expérimentaux qui ont été effectués au cours du présent programme de recherche.

Étant donné que le comportement tridimensionnel des matériaux n'est pas inclus dans le modèle analytique, l'effet de l'interaction acier-béton n'est pas considéré. Des analyses comparatives entre les résultats numériques (Begum, 2007) et analytiques sur des spécimens identiques ont permis d'évaluer approximativement l'effet de l'interaction acier-béton.

À partir des résultats des essais expérimentaux et des modèles analytiques, des équations de conception seront modifiées et/ou développées pour tenir compte des effets des chargements en compression-flexion aussi bien que des différents types de béton.

1.4.2 Programme expérimental

Dans le but de compléter les essais expérimentaux et de valider certains résultats au sujet des poteaux composites partiellement enrobés de béton, un programme de recherche expérimentale a été mis sur pied. La taille des spécimens a été maximisée en fonction de la capacité de la presse d'essais disponible (12 MN) tout en essayant de se rapprocher le plus possible des dimensions des poteaux qui ont déjà été testés précédemment afin de ne pas introduire de facteurs d'échelle et de pouvoir établir des comparaisons les plus directes possible.

Le programme d'essais est présenté au Tableau 1-1. Un total de 16 essais ont été effectués dans l'étude expérimentale. De ce nombre, 2 spécimens ont été soumis uniquement à des efforts axiaux et 14 ont subi des combinaisons de charges de type « compression-flexion » afin de simuler des chargements excentriques sur les poteaux. Ce deuxième type de chargement cause la fissuration du béton et, ainsi, affecte la capacité axiale des poteaux. En plus de l'évaluation de la capacité axiale des poteaux, la ductilité est également un paramètre important à évaluer.

De plus, les essais expérimentaux ont étudié les effets de l'utilisation de bétons de haute performance pour 4 spécimens (béton 60, pour béton de 60 MPa nominal dans le Tableau 1-1) et de bétons renforcés de fibres métalliques pour 9 spécimens (bétons 30F et 60F, pour bétons de 30 et 60 MPa nominal avec fibres métalliques dans le Tableau 1-1) sur le comportement des poteaux composites.

Tableau 1-1 Distribution et identification des poteaux composites du programme de recherche expérimentale

BÉTON NORMAL - 30 MPa

	Types de béton	
	30 ---	30F Fibres 1,0%
Pr	N-C	NF-C
0,85 Pr Axe Faible	N-1	NF-1
Cyc. + 0,85 Pr Axe Faible	N-1cyc	NF-1cyc
0,55 Pr Axe Faible	---	NF-2
Cyc. + 0,55 Pr Axe Faible	---	NF-2cyc

BÉTON HAUTE PERFORMANCE - 60 MPa

	Types de béton	
	60 ---	60F Fibres 1,0%
Pr	---	---
0,85 Pr Axe Fort	H-1	HF-1
Cyc. + 0,85 Pr Axe Fort	H-1cyc	HF-1cyc
0,55 Pr Axe Faible	H-2	HF-2
Cyc. + 0,55 Pr Axe Faible	H-2cyc	HF-2cyc

Dans le Tableau 1-1, la première lettre du code d'identification des poteaux indique si le poteau est fait de béton normal « **N** » ou de béton de haute résistance « **H** ». Le cas échéant, si cette lettre est suivie d'un « **F** », cela indique que le béton du poteau possède une teneur en fibres métalliques de 1.0 %.

Après le premier tiret, la lettre « **C** » indique que le poteau est testé en **C**ompression pure. Le chiffre « **1** » signifie que le poteau est testé en compression-flexion selon « 0.85 P_r ». Le chiffre « **2** » signifie que le poteau composite est testé en compression-flexion selon « 0.55 P_r ». Les lettres « **cyc** » signifient que le poteau composite est d'abord chargé en compression-flexion de façon cyclique, pour ensuite poursuivre le chargement jusqu'à la rupture en compression-flexion selon l'axe et l'excentricité spécifiés.

Les 16 poteaux composites partiellement enrobés de béton ont une section transversale de 400x400 et sont faits de plaques d'acier de 7.94 mm d'épaisseur. La hauteur des poteaux est de 2000 mm et les propriétés nominales des matériaux constituants de ces poteaux composites sont :

- 30 MPa nominal pour la résistance à la compression du béton normal;
- 60 MPa nominal pour la résistance à la compression du béton haute performance;
- 350 MPa nominal pour la limite élastique de l'acier.

1.5 Contributions scientifiques

Les nombreux avantages des poteaux composites partiellement enrobés de béton ont déjà fait l'objet de discussions dans ce rapport.

Les principales contributions scientifiques de ce projet de recherche sont :

- Élargir l'étendue des applications possibles de ces éléments structuraux par la proposition d'équations de conception, qui portent sur l'utilisation de poteaux composites partiellement enrobés de béton faits de béton normal ou haute performance, avec ou sans fibres d'acier et soumis à des combinaisons de charges axiales, pour possible inclusion dans la norme de conception canadienne CAN/CSA-S16;

- Faire la synthèse des connaissances acquises sur les poteaux composites partiellement enrobés de béton.

L'ajout d'équations de conception aux normes en vigueur est la clé pour permettre l'utilisation à grande échelle de ces nouveaux types d'éléments structuraux innovateurs et économiques par les ingénieurs concepteurs de bâtiments multi-étagés.

1.6 Structure de la thèse

Cette thèse est composée de huit chapitres distincts. Ce premier chapitre sert à introduire le sujet dans son contexte historique, exposer la problématique, définir les objectifs et la portée du projet de recherche et décrire sommairement le contenu des chapitres composant le développement de la thèse.

Le second chapitre consiste en la revue de littérature. Cette dernière est divisée en deux principales parties pour mieux évaluer les différents aspects étudiés par ce programme de recherche. Les deux parties traiteront respectivement des sujets qui suivent :

- **Modélisation du comportement des matériaux :** Étude de différents modèles de béton et d'acier en vue de leur intégration dans le modèle analytique.

- **Poteaux composites partiellement enrobés de béton** : Puisque le projet de recherche porte précisément sur ce type de poteau, cette partie de la revue de littérature est également de grande importance.

Par la suite, le rapport est structuré de la façon suivante :

- Le Chapitre 3 porte sur l'élaboration du modèle analytique.

- Le Chapitre 4 valide le logiciel à partir de résultats expérimentaux d'études antérieures. De plus, ce chapitre montre les résultats d'une étude paramétrique.

- Le Chapitre 5 détaille le programme de recherche expérimentale.

- Le Chapitre 6 fait l'analyse des résultats expérimentaux.

- Le Chapitre 7 propose des modifications et ajouts aux équations de conception pour les poteaux composites.

- Le Chapitre 8 conclut la thèse avec une synthèse de tous les résultats et analyses du présent projet de recherche ainsi qu'un rappel des contributions scientifiques apportées par cette thèse.

CHAPITRE 2

REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

2.1 Modélisation du comportement des matériaux et des poteaux

2.1.1 Béton normal

2.1.1.1 Comportement en compression

Le béton est un matériau composite, constitué de composants fragiles, qui montre un comportement non linéaire lorsqu'il est soumis à des charges. D'ailleurs, une fois que sa résistance maximale en compression, f'_c, est atteinte, la partie post-pic de la courbe contrainte-déformation de ce matériau devient adoucissante (« *softening* »).

Comme décrit par MacGregor et Wight (2005) et Chen (1982), sous un chargement monotonique, les microfissures existantes dans le béton demeurent pratiquement inchangées jusqu'à environ 30 % f'_c. Cela est une indication que l'énergie interne est moins élevée que l'énergie requise pour créer de nouvelles microfissures. À environ 30 % f'_c, on observe l'initiation de microfissures localisées. Ceci correspond à la « limite d'élasticité ». Entre 30 à 50 % f'_c, les fissures d'adhérence (entre la pâte et les granulats) commencent à se prolonger et l'énergie interne disponible est approximativement équilibrée par l'énergie requise pour créer des fissures. À cette étape, la propagation des fissures est stable. Entre 50 à 75 % f'_c, les fissures dans la pâte se forment et les fissures d'adhérence continuent à se développer lentement. Au-delà de 75 % f'_c, l'énergie interne disponible est maintenant plus grande que l'énergie requise pour créer de nouvelles fissures. Par conséquent, le taux de propagation des fissures augmente et le système devient instable, puisque la rupture peut se produire même si la charge est maintenue constante. À 75 % f'_c il s'agit du début de la propagation instable de la rupture ou « contrainte critique » (Chen, 1982).

La variation du volume du béton se fait de façon pratiquement proportionnelle jusqu'à 80 % f'_c. Le coefficient de Poisson du béton, ν, varie généralement de 0.15 à 0.22 dans l'intervalle 0 – 80 % f'_c. Ce coefficient demeure constant jusqu'à approximativement 80 % f'_c. À 80 % f'_c, le changement de volume s'accélère avec l'apparition des fissures; ce qui a pour résultat une

expansion volumétrique près de f'_c, de sorte que le coefficient de Poisson apparent commence à augmenter et peut devenir plus grand que 0.5. Le phénomène lié à cette augmentation non élastique du volume, causé par la croissance progressive des microfissures dans le béton, s'appelle dilatance (« dilatancy »).

Sous des efforts biaxiaux de type « compression-compression », la résistance à la compression augmente. Une augmentation d'environ 25 % est atteinte pour un rapport des contraintes principales de l'ordre de $\sigma_2 / \sigma_1 = 0.5$ (où σ_1 et σ_2 sont deux contraintes agissant perpendiculairement l'une par rapport à l'autre sur un élément, voir la Figure 2-1). Pour des efforts biaxiaux de type « compression-traction », la résistance à la compression diminue presque linéairement à mesure que la contrainte de traction augmente. Finalement, pour des efforts biaxiaux de type « traction-traction », la résistance à la traction demeure inchangée. Sous des efforts triaxiaux élevés, l'apparition de fissures d'adhérence est considérablement réduite et le mode de rupture du béton passe du fendage à l'écrasement de la pâte de ciment.

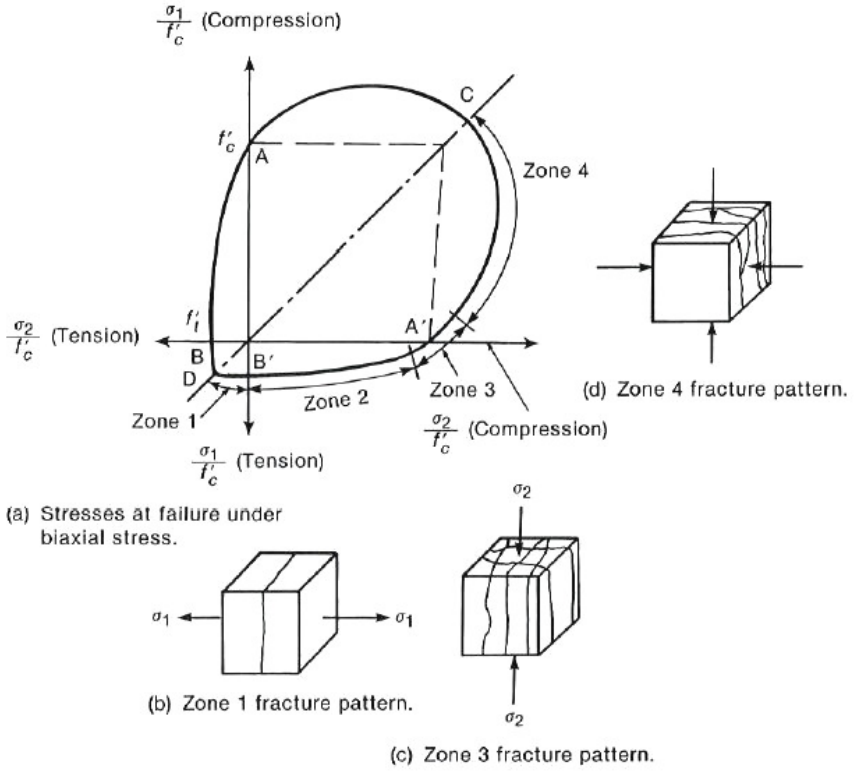


Figure 2-1 Résistance et modes de rupture du béton soumis à des contraintes biaxiales (extrait tiré de MacGregor et Wight, 2005).

Le comportement non linéaire des structures composées de béton armé est principalement causé par :

- La fissuration du béton;
- La plastification de l'acier d'armature;
- La perte d'adhérence entre le béton et l'acier d'armature;
- Les interférences entre les fissures et les agrégats dans le béton;
- L'effet « goujon » (« *dowel effect* ») de l'acier d'armature, etc.

Les principales caractéristiques qui définissent la courbe contrainte-déformation du béton en compression sont : la résistance à la compression, le module élastique, la déformation au pic et la déformation maximale. Les équations qui suivent permettent d'évaluer ces paramètres et de tracer la courbe contrainte-déformation d'un béton normal, non armé, en compression.

Module élastique (E_c)

La norme CAN/CSA-A23.3, à l'article 8.6.2.2 donne une équation pour déterminer la valeur du module élastique du béton, E_c :

$$E_c = (3300\sqrt{f_c^{'}} + 6900)\left(\frac{\gamma_c}{2300}\right)^{1.5} \qquad \textbf{(2-1)}$$

où : γ_c est la masse volumique du béton (kg/m^3)

À noter que la valeur de E_c correspond à la sécante de la courbe contrainte-déformation du béton à 40 % f'_c.

Déformation au pic (ε_{cpic})

MacGregor et Bartlett (2000) décrivent les équations qui ont été proposées par Collins et Mitchell (1990) pour évaluer cette propriété du béton :

$$\varepsilon_{cpic} = \frac{f_c}{E_c} * \frac{n}{(n-1)} \qquad \textbf{(2-2)}$$

où $n = 0.8 + \frac{f_c}{17}$ **(2-3)**

f_c est la résistance effective du béton en compression :

$$f_c = F_1 F_2 f_c^{'} \qquad \textbf{(2-4)}$$

F_1 est le facteur de réduction de résistance qui tient compte du fait que la résistance du béton obtenue d'essais de compression sur des cylindres de 150 mm de diamètre x 300 mm de hauteur est généralement légèrement supérieure à la résistance du béton dans les éléments de structure. La valeur par défaut de 0.9 est celle suggérée par la norme CAN/CSA-A23.3 à l'article 10.1.6.

F_2 est le facteur d'augmentation de résistance servant à corriger la valeur de la résistance spécifiée du béton pour tenir compte du fait que le béton fourni possède généralement une résistance moyenne plus grande que la valeur nominale spécifiée, f'_c. La valeur par défaut maximale de 1.15 a été déterminée par MacGregor (1976). Voir également la norme CAN/CSA-A23.3 art.8.6.2.2. Si c'est la résistance « mesurée » du béton qui est utilisée, on pose F_2 = 1.0.

Déformation maximale (ε_{cmax})

La valeur généralement atteinte pour un béton normal est de 3500 με (article 10.1.6 de la norme CAN/CSA-A23.3). MacGregor et Bartlett (2000) décrivent d'autres valeurs très similaires, soit 3800 με et 3500 με qui ont été proposées respectivement par Hognestad (1951) et Todeschini et al. (1964) pour évaluer cette propriété du béton.

Au-delà de cette déformation, la rupture en compression du béton est complète (éclatement) et il n'y a donc plus de résistance résiduelle du béton.

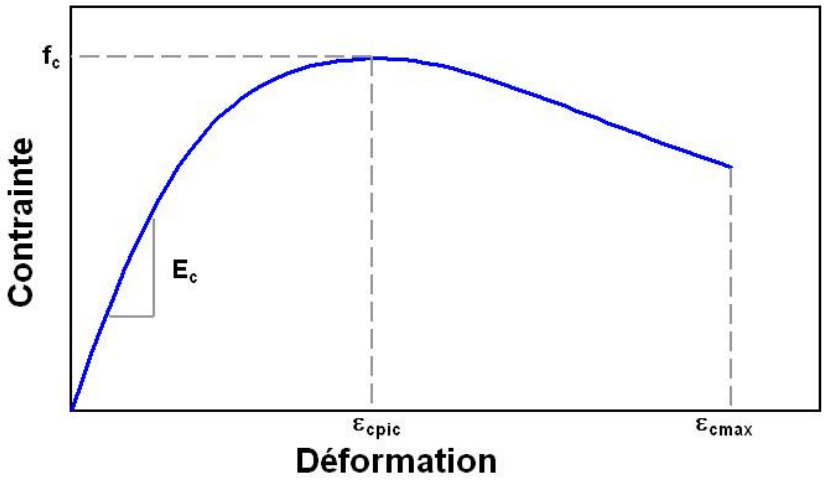


Figure 2-2 Courbe contrainte-déformation typique du béton

<u>Équation de la courbe caractéristique</u>

Une fois tous ces paramètres évalués, MacGregor et Bartlett (2000) décrivent les équations proposées par Popovics (1970) et Thorenfeldt et al. (1987) pour définir la courbe caractéristique du béton normal en compression :

Pré-pic : $$f_{ci} = f_c \left[\frac{n\left(\varepsilon / \varepsilon_{cpic} \right)}{n - 1 + \left(\varepsilon / \varepsilon_{cpic} \right)^n} \right] \quad \textbf{(2-5)}$$

Post-pic : $$f_{ci} = f_c \left[\frac{k\left(\varepsilon / \varepsilon_{cpic} \right)}{k - 1 + \left(\varepsilon / \varepsilon_{cpic} \right)^k} \right] \quad \textbf{(2-6)}$$

où $k = \left(0.67 + \frac{f_c}{62}\right)\left(0.8 + \frac{f_c}{17}\right)$ pour un béton normal **(2-7)**

D'autres chercheurs ont également proposé des équations de formes similaires pour la courbe caractéristique (Tsai, 1988; Wee et al., 1996; Barr et Lee, 2003) mais celles présentées par MacGregor et Bartlett (2000) étaient plus représentatives des résultats obtenus en laboratoire dans le cadre du présent projet de recherche.

2.1.1.2 Comportement en traction

Lorsque le béton est sollicité en traction, l'intervalle définissant la propagation des fissures stables est relativement court. Le début de la propagation des fissures instables a lieu à environ 75 % f_t, où f_t est la résistance en traction du béton. Le rapport entre f_t et f'_c varie habituellement de 0.05 à 0.1 (Chen, 1982).

Les principales caractéristiques qui définissent la courbe contrainte-déformation du béton en traction sont : la résistance à la traction, le module élastique et par conséquent, la déformation à la fissuration, et la déformation maximale. Les équations qui suivent permettent d'évaluer ces paramètres et de tracer la courbe contrainte-déformation d'un béton normal, non armé, en traction.

<u>Résistance à la traction (f_t)</u>

Il est difficile de mesurer directement la résistance à la traction. Cette caractéristique du béton peut être approximée par le calcul du module de rupture, f_r, défini à l'article 8.6.4 de la norme canadienne CAN/CSA-A23.3 :

$$f_r = 0{,}6\lambda\sqrt{f_c^{'}} \qquad \textbf{(2-8)}$$

où λ est un facteur de modification qui tient compte de la masse volumique du béton

Toutefois, le module de rupture surestime la résistance à la traction. Une autre façon plus conservatrice de calculer la résistance à la traction est donnée par l'équation suivante (Li et al., 2002) :

$$f_t = \frac{-\sqrt{f_c^{'}}}{3} \qquad \textbf{(2-9)}$$

Une équation pratiquement identique, utilisant un facteur de 0.37 au lieu de ⅓, a été proposée par Fields et Bischoff (2004).

Module élastique (E_{ct})

Comme approximation, MacGregor et Bartlett (2000) proposent d'utiliser la même valeur que le module élastique du béton en compression.

Déformation à la fissuration (ε_{cr})

Connaissant la résistance à la traction et le module élastique du béton en traction, cette déformation se calcule directement de la façon suivante :

$$\varepsilon_{cr} = \frac{f_t}{E_c} \qquad \textbf{(2-10)}$$

Équation de la courbe caractéristique en traction (partie post-pic)

L'équation caractéristique proposée par Belarbi et Hsu (1994) s'énonce comme suit :

$$f_{ci} = f_t \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon} \right)^{Exp} \qquad \textbf{(2-11)}$$

La valeur suggérée de Exp = 0.4 s'applique à un béton sans armatures et sans fibres d'acier. En diminuant la valeur de l'exposant dans cette équation, la résistance résiduelle à la traction du béton augmente.

Plusieurs autres équations de courbe caractéristique du béton en traction ont été développées et sont disponibles dans la littérature. Ces équations montrent, pour la plupart, une forme exponentielle pour décrire la partie post-pic du béton en traction (ex : Guo et Zhang, 1987; Barr et Lee, 2003). D'ailleurs, plusieurs références donnent des équations qui sont fonction de l'ouverture des fissures (ex : Li et al., 2002; Li et Ansari, 2000). Une foule d'autres références ont été également répertoriées par Begum et al. (2007). Comparativement aux modèles complexes mettant en relation des ouvertures de fissures ou qui nécessitent l'emploi de logiciels d'analyse numérique pour leur utilisation, l'équation montrée ci-haut de Belarbi et Hsu (1994) se prêtait particulièrement bien à l'implantation dans un modèle analytique. De plus, au besoin, cette courbe caractéristique peut s'adapter à des résultats expérimentaux en ajustant la valeur de l'exposant.

2.1.2 Béton renforcé de fibres métalliques (*BRF*)

Malgré le fait que le béton soit utilisé avec de l'acier d'armature, son comportement demeure relativement fragile; les barres d'armature peuvent disperser les fissures pour éviter la formation de fissures de traction trop grandes et éviter la rupture des éléments tendus. Une autre solution à la fragilité du béton est l'addition des fibres métalliques au mélange de béton. Une fois renforcé avec des fibres d'acier, le béton devient à la fois plus rigide et montre plus de ductilité en traction et en compression. De plus, les fissures sont réparties plus uniformément (Rossi, 1998; Casanova, 1995).

La résistance à la traction du béton renforcé de fibres d'acier est à peu près identique à celle du béton normal. Pour un fort dosage en fibres, la résistance à la traction et le module élastique du béton augmentent légèrement. Cependant, ce qui caractérise principalement le béton renforcé de fibres d'acier est son gain en ductilité dans la partie post-pic de la courbe contrainte-déformation.

La longueur des fibres varie de 30 à 60 mm et leur diamètre varie entre 0.5 et 1.0 mm. Généralement, lorsque le rapport longueur sur diamètre augmente, la maniabilité du béton diminue.

L'action des fibres d'acier est directement liée à leur distribution et quantité. Généralement, les fibres en acier représentent entre 0.4 à 1.25 % du volume du béton (Casanova, 1995). En dessous de 0.5 % en volume de fibres, les effets bénéfiques ne sont pas significatifs et un volume de fibres de plus de 1.0 % est plus difficile à réaliser en chantier. Toutefois, de tels volumes seraient probablement plus facilement atteignables dans des éléments préfabriqués (Massicotte et al., 1999).

Soumis à des contraintes de compression, le comportement du béton renforcé de fibres métalliques (aussi appelé « steel fibres reinforced concrete » ou « SFRC ») se comporte de la façon suivante :

- Étape de propagation des microfissures : En faisant le « pont » entre les microfissures, les fibres d'acier plus courtes (moins de 15 mm) retardent la formation de fissures. À ce stade, la résistance du béton et sa ductilité sont améliorées.

- Étape de propagation des fissures : La propagation de microfissures mène à la formation de fissures. Les fibres métalliques plus longues (30 à 60 mm de longueur environ) peuvent alors réduire la propagation des fissures un peu à la manière des barres d'armature mais à une échelle réduite. Ici encore, la résistance du béton et sa ductilité s'en trouvent améliorées.

Des poteaux faits de béton renforcé de fibres d'acier ont été testés sous compression uniaxiale à l'École Polytechnique de Montréal (Mossor, 1999; Massicotte et al., 1999). Un total de 18 poteaux de 250x250x1000 mm ont été testés. Trois volumes en fibres d'acier ont été étudiés : 0 %, 0.5 % et 1.0 %, et différents renforts transversaux ont été employés. Les conclusions principales de ces essais sont :

- Les fibres augmentent sensiblement la ductilité en compression des poteaux;

- Augmenter le volume de fibres permet d'augmenter l'espacement maximum des étriers;

- Les fibres dans le recouvrement de béton ne fournissent pas de confinement additionnel mais contribuent à retarder la perte du recouvrement de béton, en limitant la propagation de fissures et en augmentant les interférences entre les agrégats et les plans de rupture.

Des essais de flexion ont été réalisés sur des poutres rectangulaires de 2.3 m de longueur (Casanova, 1995). La capacité en flexion et la ductilité étaient à peu près identiques pour le béton armé et le béton renforcé de fibres d'acier. Pour ces spécimens, un volume en fibres de 1.25 % a

permis ici de substituer environ 1.0 % d'acier d'armature (0.5 % pour des étriers et 0.5 % pour les barres d'armature longitudinales). D'autres considérations structurales pour la conception de poutres et de dalles sont disponibles dans Rossi (1998) et Bélanger et al. (2000).

Même si le coût du matériau « béton renforcé de fibres d'acier » est plus élevé qu'un béton normal, le coût global demeure avantageux en raison de l'économie en acier d'armature et de temps de mise en place en chantier. De plus, les poutres de béton renforcé de fibres d'acier développent de plus petites fissures et, ainsi, semblent être une meilleure alternative pour la durabilité à long terme de ces éléments.

Le béton renforcé de fibres d'acier semble être un matériau prometteur mais son utilisation dans la pratique est toujours très limitée en partie en raison de la quasi non-existence de méthodes de conception reconnues.

Les principales caractéristiques qui définissent la courbe contrainte-déformation du béton renforcé de fibres sont sensiblement les mêmes que pour un béton normal sauf en ce qui concerne les paramètres qui suivent : la déformation maximale et l'équation de la courbe caractéristique de la partie post-pic. Les équations qui suivent permettent d'évaluer ces paramètres et de tracer la courbe contrainte-déformation d'un béton renforcé de fibres métalliques.

<u>Déformation maximale (ε_{cmax})</u>

L'équation qui suit a été développée par Ramesh et al. (2003) :

$$\varepsilon_{cmax} = \epsilon_{cpic}(1.8847 + 0.121RI) \qquad \textbf{(2-12)}$$

où *RI* est l'indice de renfort (« *Reinforcing Index* »)

$$RI = W_f * Elancement \qquad \textbf{(2-13)}$$

W_f est la fraction massique des fibres (%)
(« *Weight fraction of fibres* »)

$$W_f = V_f * \frac{7850\,kg/m^3}{2300\,kg/m^3} \qquad \textbf{(2-14)}$$

Élancement = Rapport Longueur / Diamètre des fibres

(appelé aussi « Aspect Ratio »)

V_f est la fraction volumique des fibres (%)

À titre comparatif, si ε_{cpic} est de 1857 με alors la valeur calculée de ε_{cmax} à l'aide de l'Équation (2-12) est supérieure à 3500 με pour toute valeur de *RI* supérieure à 0.

L'Équation (2-12) a été validée pour des valeurs de V_f comprises entre 0 et 1.2 %. Les valeurs de *RI* variaient de 0 à 2.96 et les fibres utilisées possédaient un élancement de 75 (Ramesh, Seshu et Prabhakar, 2003).

<u>Équation de la courbe caractéristique</u>

L'équation de la courbe caractéristique (Équation 2-5) ne change pas par rapport à l'équation caractéristique du béton normal mais l'évaluation de la constante *k* est différente lorsqu'il s'agit d'un béton renforcé de fibres.

Un calcul itératif doit être fait pour déterminer la valeur de *k* à partir de l'Équation 2-7 lorsque :

$$f_{cu} = f_c \left[\frac{k\left(\varepsilon / \varepsilon_{cpic} \right)}{k - 1 + \left(\varepsilon / \varepsilon_{cpic} \right)^k} \right] \qquad \textbf{(2-15)}$$

où f_{cu} est la résistance en compression du béton à la déformation ultime (Ramesh et al., 2003)

Par rapport à f_c, f_{cu} est évalué à :

$$f_{cu} = 0,85 * f_c \qquad \textbf{(2-16)}$$

D'autres équations caractéristiques ont également été développées par d'autres équipes de recherche. Entre autres, il y a la courbe caractéristique donnée par Ezeldin et Balaguru (1992) qui prend la forme suivante :

$$\frac{f_c}{f_{cf}^{'}} = \frac{\beta \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{of}}}{\beta - 1 + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{of}} \right)^{\beta}} \qquad \textbf{(2-17)}$$

où β est un paramètre qui dépend du type de fibres (droites ou courbées) et de l'indice de renfort, *RI*.

Ce modèle ajuste également les valeurs de la résistance à la compression du béton et la valeur de la déformation au pic en fonction de l'indice de renfort.

Une autre référence donnait des indications pour le calcul des paramètres du béton renforcé de fibres comme le module sécant, la déformation au pic et la déformation à 85 % de la contrainte maximale de traction, dans la partie post-pic de la courbe contrainte-déformation (Amziane et Loukili, 1999). D'autres références ont également été consultées à ce sujet (Neves et Fernandes de Almeida, 2005; Mansur et al., 1999; Nataraja et al., 1999).

Le premier modèle présenté (Ramesh, Seshu et Prabhakar,2003) a été sélectionné car les résultats obtenus avec ce modèle s'apparentaient plus aux résultats expérimentaux obtenus au laboratoire dans le présent projet de recherche et se prêtait bien à son implantation dans le modèle analytique.

2.1.3 Béton haute performance (*BHP*)

Cette section est une introduction au comportement et aux propriétés des bétons haute performance, basée sur la référence Aïtcin (2001).

Les bétons haute performance (*BHP*) ne sont pas uniquement des bétons avec une résistance à la compression plus élevée que les bétons normaux. Voici les principaux avantages de ces types de béton par rapport aux bétons normaux :

- Une résistance à la compression plus élevée;
- Un plus grand module élastique;
- Une meilleure durabilité et imperméabilité;
- Le fluage s'effectue plus rapidement.

2.1.3.1 Propriétés mécaniques

Les bétons normaux ont généralement un rapport eau / ciment compris entre 0.5 et 0.6 tandis que les bétons haute performance ont un rapport eau / ciment de l'ordre de 0.3 (Aïtcin, 2001; MacGregor et Bartlett, 2000; CPCA, 1995). Lorsque ce rapport diminue, la résistance à la compression du béton augmente jusqu'à ce qu'il atteigne la résistance des agrégats.

Les propriétés du béton, comme le module élastique, peuvent être approximées en utilisant des relations empiriques. Pour le béton normal, de telles propriétés sont documentées dans beaucoup de normes traitant du béton. Cependant, ces relations ne peuvent pas être transposées directement aux bétons haute performance.

Des équations ont été proposées pour évaluer le module élastique du béton. Relier empiriquement E_c et f'_c est valable pour les bétons normaux parce que la porosité de la pâte de ciment est le lien le plus faible du béton et influence les deux paramètres f'_c et E_c. Pour les bétons haute performance, une attention spéciale doit être prêtée au type d'agrégats utilisé dans le mélange du béton. L'Équation 2-1, donnée par la norme canadienne CAN/CSA-A23.3, article 8.6.1.1, est valide pour les bétons de 20 jusqu'à 80 MPa.

2.1.3.2 Béton haute performance renforcé de fibres métalliques (*BFHP*)

Généralement, la résistance à la compression des bétons renforcés de fibres d'acier demeure sans changement avec l'addition des fibres en acier. Cependant, l'ajout des fibres d'acier dans le béton améliore aussi le comportement post-pic des poteaux de béton haute performance. Cette amélioration est proportionnelle au volume en fibres d'acier inclus dans le béton.

Les avantages d'utiliser des fibres d'acier dans les structures faites de béton haute performance situées dans des zones sismiques élevées sont les suivants :

- Augmenter la résistance au cisaillement du béton;
- Éviter la congestion des aciers d'armature;
- Plus économique que l'ajout d'étriers.

L'utilisation de bétons haute performance renforcés de fibres d'acier semble être une alternative aux cadres métalliques conventionnels en raison de la rigidité du béton haute performance alliée à la ductilité apportée par les fibres métalliques.

2.1.4 Acier structural

2.1.4.1 Propriétés mécaniques

Les principales caractéristiques de la courbe contrainte-déformation de l'acier sont les suivantes :

- Module élastique, E_s;
- Limite élastique, F_y;
- Déformation au début de l'écrouissage, $\varepsilon_{écrouissage}$ ou $\varepsilon_{hardening}$;
- Module tangent à l'écrouissage, $E_{écrouissage}$ ou $E_{hardening}$;
- Déformation à la résistance ultime, ε_u;
- Résistance ultime, F_u.

La courbe contrainte-déformation typique de l'acier soumis à un chargement uniaxial montre les trois principales parties qui suivent (Chen, 1982) :

- La partie linéaire élastique initiale;

- Le plateau élastique dont le rapport $\varepsilon_{écrouissage}$ / ε_y donne une valeur d'environ 4 (voir résultats des tests sur les plaques d'acier à l'Annexe I). L'intersection entre le plateau plastique et la partie de la courbe initiale linéaire élastique, indique la limite élastique de l'acier, F_y;

- L'écrouissage permet à l'acier d'atteindre une résistance ultime, F_u, équivalente à environ 1.5 fois la valeur de la limite élastique, F_y.

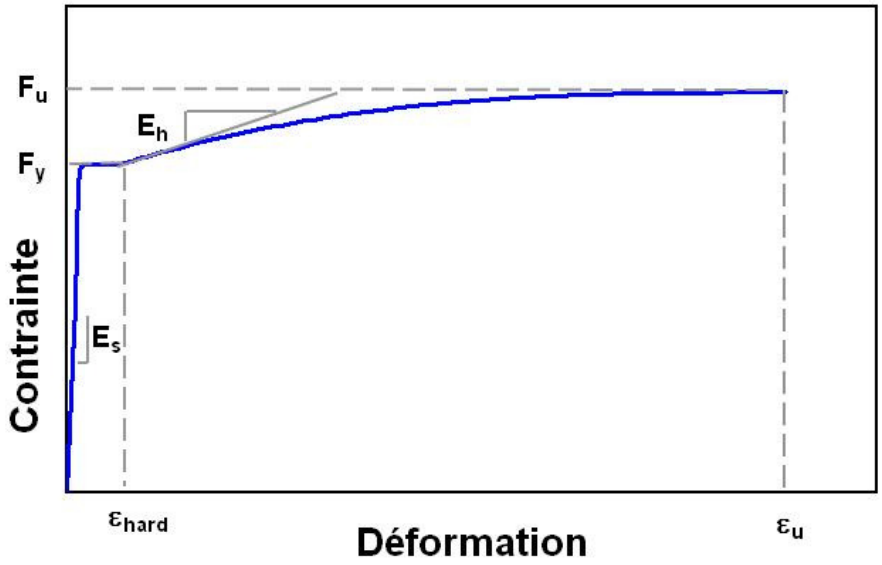


Figure 2-3 Courbe contrainte-déformation typique de l'acier

L'équation de la courbe contrainte-déformation, de l'écrouissage jusqu'à la rupture de l'acier, peut être décrite par l'équation proposée par Mau et El-Mabsout (1989) :

$$f_s = F_u + \left(F_y - F_u\right)\left[\frac{\varepsilon_u - \varepsilon}{\varepsilon_u - \varepsilon_{hard}}\right]^D \leq F_u \qquad \textbf{(2-18)}$$

$$\text{où } D = E_h \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon_{hard}}{F_u - F_y} \right) \qquad \textbf{(2-19)}$$

2.1.4.2 Contraintes résiduelles

Lors de la fabrication des profilés d'acier, les soudures nécessaires pour joindre l'âme aux semelles élèvent localement la température de l'acier, suivi d'un refroidissement qui varie selon la position sur la section. Ce refroidissement différentiel induit des contraintes dans l'acier de sorte que généralement, les parties du profilé d'acier qui se refroidissent en premier deviennent comprimées. Par la suite, elles empêchent les parties situées près des soudures de se contracter librement lors du refroidissement. Ces dernières deviennent alors tendues par rapport aux parties qui se sont refroidies plus rapidement.

Ces contraintes sont connues sous le nom de « contraintes résiduelles ». Elles peuvent affecter plus ou moins significativement la rigidité des profilés d'acier et peuvent réduire la capacité axiale de ces derniers.

Les contraintes résiduelles des profilés de section 300 x 300, 450 x 450 ainsi que 600 x 600 mm ont déjà été mesurées en laboratoire lors de séries d'essais précédentes sur des poteaux composites (Chicoine, 2000; Maranda, 1998). Cependant, ces contraintes n'ont pas été évaluées pour des profilés dont la section est de 400 x 400 mm qui sont utilisés pour tester des poteaux composites faits de béton de haute performance.

2.1.5 Comportement de poteaux

2.1.5.1 Courbe *P-M* d'un poteau de béton armé

La Figure 2-4 illustre le comportement d'un poteau-poutre de béton armé typique en fonction des différentes combinaisons de charge et de moment de flexion. Ce type de graphique est construit à partir d'analyses sur la section de poteau-poutres. Le « nez » de la courbe est le point où la rupture du poteau-poutre s'effectue simultanément en compression et en traction. La charge axiale atteinte à ce point est notée P_b.

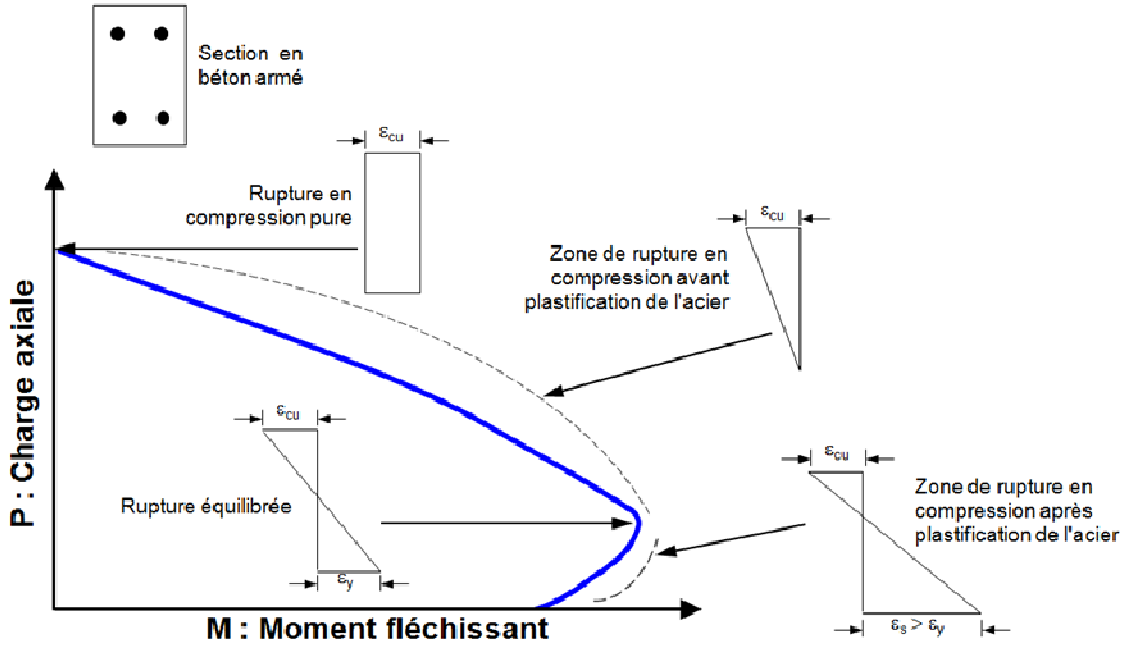


Figure 2-4 Courbe P-M typique pour une section de béton armé

Le point où le moment résistant cesse d'augmenter pour diminuer avec l'augmentation de la charge axiale indique la position de la condition de la rupture équilibrée du poteau-poutre. Cette rupture se caractérise par une déformation maximale du béton en compression de ε_{cu} et une déformation maximale de l'acier en traction de ε_y. Pour des charges axiales inférieures à P_b, la combinaison de charge axiale et de moment fléchissant qui cause la rupture du poteau-poutre surviendra lorsque la déformation maximale du béton en compression atteindra ε_{cu} et celle de l'acier en traction sera alors supérieure à ε_y. Pour des charges axiales supérieures à P_b la rupture du poteau aura lieu lorsque la déformation maximale du poteau en compression atteindra ε_{cu} alors

que la déformation maximale de l'acier en traction sera inférieure à ε_y (MacGregor et Bartlett, 2000).

2.1.5.2 Voilement local des semelles d'un poteau d'acier

Les sections qui suivent expliquent comment le calcul du voilement local peut être calculé de façon analytique. La partie étudiée est une extrémité d'aile d'un profilé d'acier en « I », située entre deux tirants d'acier espacé d'une distance « *s* ». Le voilement local produit un raccourcissement total composé d'une partie causée par la flexion (hors plan) et d'une partie causée par le raccourcissement élastique du matériau.

2.1.5.2.1 Partie pré-pic du raccourcissement de la plaque d'acier

La tranche d'extrémité étudiée pour le voilement local sur une hauteur de *s* est considérée comme encastrée à ses deux extrémités. La forme de la déformée obtenue en utilisant des encastrements aux appuis reflète mieux la forme adoptée par les ailes du profilé d'acier lorsque les tirants sont soudés entre les ailes (voir la Figure 2-7 et l'Équation 2-30).

La Figure 2-5 montre une tranche d'analyse typique utilisée dans le calcul du voilement local.

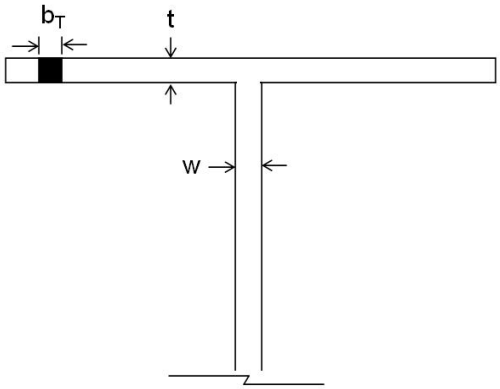


Figure 2-5 Tranche d'analyse typique pour calcul du voilement local

Le diagramme des corps libres (DCL) qui suit montre la tranche d'analyse étudiée sur sa demi-longueur avec les efforts et dimensions à considérer :

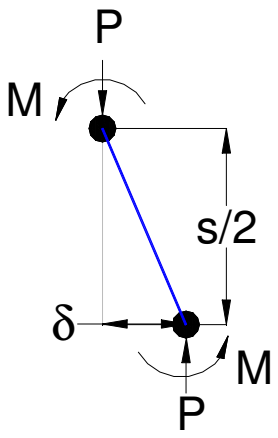


Figure 2-6 DCL de la tranche d'extrémité de l'aile du profilé, étudiée sur sa demi-longueur

En faisant l'équilibre du DCL présenté, on détermine une expression pour définir le moment, M :

$$M = \frac{P\delta}{2} \qquad \textbf{(2-20)}$$

où δ = Imperfection aux extrémités des semelles du profilé d'acier, à mi-hauteur entre deux tirants ($s/2$)

Tout d'abord, on détermine la valeur maximale que peut prendre P, c'est-à-dire P_u, en résolvant l'équation d'interaction suivante :

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_p} = 1 \qquad \textbf{(2-21)}$$

qui peut aussi prendre la forme suivante en substituant l'expression du moment :

$$\frac{P_u}{P_y} + \frac{P_u \delta_0}{2M_p} = 1 \qquad \textbf{(2-22)}$$

où : P_y = charge axiale à la plastification

$$P_y = A_s F_{ypl} \qquad \textbf{(2-23)}$$

A_s = Aire d'une tranche d'analyse d'extrémité d'une aile du profilé d'acier

$$A_s = b_T t \qquad \textbf{(2-24)}$$

b_T = largeur d'une tranche d'analyse des ailes du profilé d'acier

= (b-w) / (100 tranches)

t = épaisseur des ailes de la section d'acier

M_p = moment plastique

$$M_p = ZF_{ypl} \quad \textbf{(2-25)}$$

Z = module de section plastique du segment de calcul

$$Z = \frac{b_T t^2}{4} \quad \textbf{(2-26)}$$

Une fois la valeur de P_u déterminée, on vérifie que cette valeur est inférieure ou égale à la valeur de la charge critique P_{cr} qui est ici 4 fois plus grande que la charge d'Euler puisque les appuis aux extrémités de la tranche analysée sont traités comme des encastrements.

où P_e = charge d'Euler

$$P_e = \frac{\pi^2 E_s I}{s^2} \quad \textbf{(2-27)}$$

et

$$P_{cr} = \frac{P_e}{(K)^2} \quad \textbf{(2-28)}$$

avec K = constante qui caractérise les conditions d'appui

K = 0.5 si les deux appuis sont des encastrements

D'où

$$P_{cr} = 4P_e \quad \textbf{(2-29)}$$

Ensuite, une série de points sont calculés de 0 à P_u afin de caractériser le comportement pré-pic de la charge axiale en fonction du raccourcissement de la plaque d'acier. Dans la partie pré-pic, la plaque d'acier est soumise à un chargement de type « contrôle de force ».

La Figure 2-7 montre l'allure générale de la déformée d'une tranche d'analyse pour le voilement élastique.

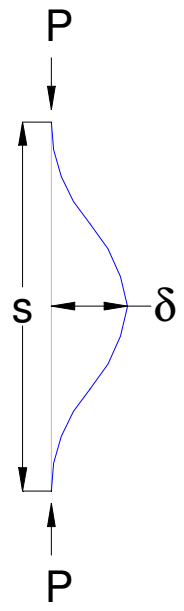


Figure 2-7 Déformée de la partie pré-pic du voilement local

L'expression de la forme de la flèche transversale initiale est donnée par :

$$\delta(x) = \frac{\delta_0}{2}\left[1 - \cos\left(\frac{2\pi x}{s}\right)\right] \qquad \textbf{(2-30)}$$

Afin de déterminer le raccourcissement de la plaque d'acier causé par la flexion, l'équation différentielle suivante doit d'abord être dérivée :

$$E_s I \delta''_{flexion} + \frac{P}{2}\left(\delta_{flexion} + \delta_0\right) = 0 \qquad \textbf{(2-31)}$$

La solution de cette équation donne la flèche transversale le long de la plaque entre deux étriers en fonction de la charge axiale appliquée :

$$\delta_{flexion} = \frac{\delta_0}{2}\tan\left(\frac{ks}{2}\right)\left[1 - \frac{1}{\left(1 - \frac{8P_e}{P}\right)}\right]\sin(kx) + \frac{\delta_0}{2}\left[1 - \frac{1}{\left(1 - \frac{8P_e}{P}\right)}\right]\cos(kx) + \ldots$$

$$\frac{\delta_0 \cos\left(\frac{2\pi x}{s}\right)}{2\left(1-\frac{8P_e}{P}\right)} - \frac{\delta_0}{2} \qquad \textbf{(2-32)}$$

où $$k = \sqrt{\frac{P}{E_s I}} \qquad \textbf{(2-33)}$$

I = moment d'inertie du segment de calcul

$$I = \frac{b_T t^3}{12} \qquad \textbf{(2-34)}$$

L'Équation 2-32 est ensuite dérivée et les paramètres x, δ, δ' et $(\delta')^2$ sont évalués pour les points de calcul le long de la plaque pour obtenir le raccourcissement de la plaque causé par la flexion, $U_{flexion}$, de la façon suivante :

$$U_{flexion} = \int_0^s \frac{\left(\delta'_{flexion}\right)^2}{2} dx \qquad \textbf{(2-35)}$$

Cette série d'opérations est répétée pour chaque valeur de force axiale imposée. Le raccourcissement du matériau entre les deux étriers, $U_{matériau}$, étant de :

$$U_{matériau} = \frac{Ps}{A_s E_s} \qquad \textbf{(2-36)}$$

où A_s a été défini à l'Équation 2-24

alors le raccourcissement total de la plaque devient :

$$U_{total} = U_{flexion} + U_{matériau} \qquad \textbf{(2-37)}$$

2.1.5.2.2 Partie post-pic du raccourcissement de la plaque d'acier

Afin de caractériser le comportement post-pic de la tranche d'extrémité de l'aile du profilé d'acier, le chargement passe en « contrôle de rotation ». La rotation, θ, des rotules plastiques a été évaluée de 0.001 à $\pi/2$ radians. Un total de 500 points sont ainsi calculés pour définir le comportement post-pic du segment d'acier. La Figure 2-8 montre la déformée utilisée pour calculer le comportement de la tranche d'extrémité de l'aile du profilé dans la partie post-pic du voilement local.

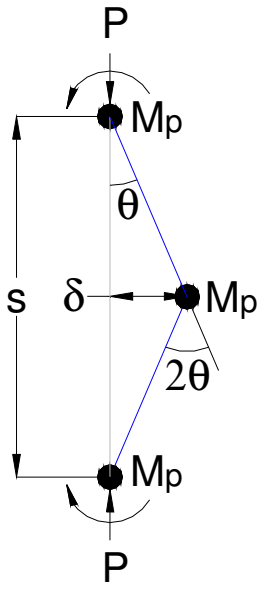


Figure 2-8 Déformée et rotules plastiques de la partie post-pic du voilement local

La Figure 2-9 montre la juxtaposition de la forme simplifiée de la déformée adoptée dans la partie post-pic à la forme du voilement élastique dans la partie pré-pic. La flèche transversale est la même à la valeur de la charge axiale maximale. Seule la déformée change lorsque le chargement axial passe de pré-pic à post-pic.

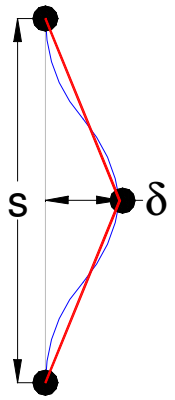


Figure 2-9 Juxtaposition des déformées des parties pré-pic et post-pic du voilement local à la valeur de la charge axiale maximale

La forme de la déformée simplifiée adoptée permet d'obtenir directement les valeurs de la flèche transversale, δ, et du raccourcissement causé par la flexion de la plaque, $U_{flexion}$. Les expressions suivantes sont utilisées à cet effet :

$$\delta = \frac{s}{2}\sin(\theta_p) \qquad \textbf{(2-38)}$$

$$U_{flexion} = s\left[1-\cos(\theta_p)\right] \qquad \textbf{(2-39)}$$

Les valeurs de $U_{matériau}$ et U_{total} sont calculées exactement comme dans la partie pré-pic du chargement.

La valeur de la charge axiale qui permet de respecter l'équation d'interaction peut alors être évaluée suivant l'équation suivante :

$$P = \frac{1}{\left(\frac{1}{P_y} + \frac{\delta}{2M_p}\right)} \qquad \textbf{(2-40)}$$

Une fois les calculs de la partie pré-pic et post-pic réalisés, la courbe complète de la charge axiale en fonction du raccourcissement est déterminée pour la tranche d'extrémité de l'aile du profilé

d'acier. La Figure 2-10 montre un graphique typique de la charge axiale appliquée en fonction du raccourcissement entre deux tirants d'une tranche d'extrémité d'une aile de profilé d'acier.

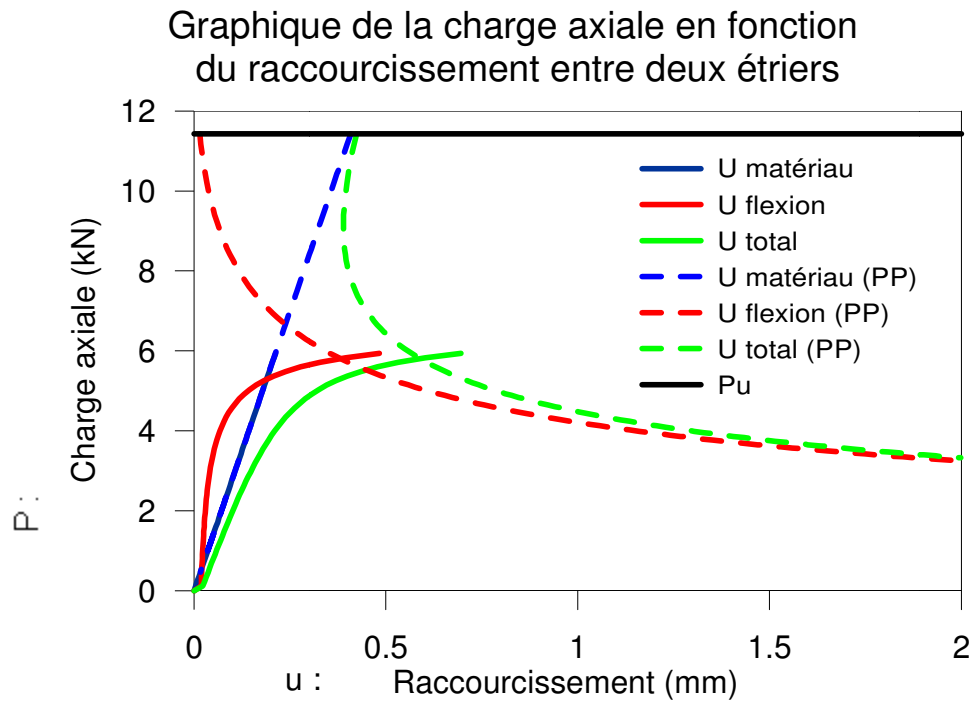


Figure 2-10 Graphique typique de la charge axiale, *P*, en fonction du raccourcissement, *u*, d'une tranche d'extrémité d'une aile de profilé d'acier

Les courbes pleines montrent le cheminement des raccourcissements jusqu'à la valeur maximale de la charge axiale pouvant être reprise par la tranche de calcul. Les courbes pointillées illustrent les raccourcissements dans la partie post-pic. La plaque suit les courbes pleines jusqu'à la jonction entre les courbes pré-pic et post-pic. Ensuite, la plaque adopte le comportement post-pic montré en pointillé. À noter qu'il n'y a pas de discontinuité possible dans la solution juste après le pic car l'atteinte de P_u est impossible dans l'équation d'interaction dès qu'une imperfection est spécifiée.

Les segments de courbes dépassent la jonction pré-pic et post-pic dès que les points calculés ne respectent pas l'une ou l'autre des 3 conditions suivantes :

- Équation d'interaction ≤ 1;
- $P / P_u \leq 1$;
- $M / M_p > 0$ (deuxième partie de l'équation d'interaction).

2.2 Poteaux composites partiellement enrobés de béton

2.2.1 Comportement des poteaux composites partiellement enrobés de béton – travaux de recherche effectués en dehors du groupe de recherche

Cette section fait d'abord un compte-rendu des travaux qui ont été réalisés à l'extérieur du groupe de chercheurs impliqué dans le présent projet.

On décrit ensuite les travaux qui ont été faits à l'École Polytechnique de Montréal, à l'Université de l'Alberta et à l'Unversité Lehigh en collaboration avec le Groupe Canam.

2.2.1.1 Étude expérimentale de Hunaiti et Fattah (1994)

Cette étude expérimentale avait pour but de tester 19 poteaux composites partiellement enrobés de béton sous une charge axiale appliquée selon différentes excentricités. Les profilés d'acier sélectionnés étaient des IPE 200x100x22 (profilé laminé d'origine allemande) d'une hauteur de 2.4 m et d'un rapport *b/t* (demie-largeur de l'aile / épaisseur) de 5.9.

Les 10 poteaux composites du premier groupe ne comportaient pas de goujons de cisaillement. La moitié de ces poteaux étaient faits de béton de faible résistance à la compression (9.7 MPa) et l'autre moitié de ces poteaux étaient faits de béton normal (32.5 MPa). Lors des tests, aucun de ces profilés n'a montré des signes de voilement local avant d'atteindre la charge axiale maximale prévue; et la capacité théorique en flexion du poteau composite, pour une charge axiale donnée, a été atteinte.

Des 9 poteaux du second groupe, 3 poteaux étaient munis de goujons de cisaillement disposés le long du centre de l'âme, 3 poteaux étaient munis de plaques métalliques de 190x20x3 mm soudées entre les ailes du profilé et 3 poteaux ne contenaient pas d'acier supplémentaire (goujons ou plaques). Les poteaux étaient faits d'un béton de 51 MPa. Les résultats obtenus ont montré que les goujons de cisaillement et les plaques métalliques soudées entre les ailes n'étaient pas requis pour atteindre la pleine capacité des poteaux. Toutefois, il était quand même recommandé d'utiliser des goujons de cisaillement car les propriétés du béton mis en place dans les bâtiments

multi-étagés peuvent être altérées par des facteurs ne se retrouvant pas dans un laboratoire comme la perte d'adhérence dans le temps entre le béton et l'acier.

2.2.1.2 Étude expérimentale de Elnashai et Broderick (1994)

Cette étude expérimentale portait sur 4 poteaux composites partiellement enrobés de béton soumis à des chargements cycliques et pseudo-dynamiques. Les poteaux d'acier sélectionnés étaient des UC 152x152x23 (profilé laminé d'origine anglaise) d'une hauteur de 845 mm et d'un rapport *b/t* (demi-largeur de l'aile / épaisseur) de 11.2. Des tiges d'acier de 6 mm de diamètre étaient soudées entre les ailes du profilé d'acier, 4 barres d'armature longitudinales de 10 mm de diamètre et des étriers formés de barres de 6 mm de diamètre ont été ajoutés à l'intérieur des ailes du profilé d'acier.

Le gain apporté au comportement des poteaux composites par les barres d'armature supplémentaires était marginal et ne justifiait pas l'augmentation des coûts de fabrication. Lors des tests, ici également aucun de ces profilés n'a montré des signes de voilement local avant d'atteindre la charge axiale maximale prévue. Une autre étude similaire avait également été réalisée par Elnashai et al. (1991).

2.2.1.3 Étude expérimentale de Plumier et al. (1995)

L'objectif de cette étude expérimentale était de tester 12 systèmes constitués d'une poutre composite assemblée à un poteau composite en les soumettant à des charges cycliques.

Les poutres d'acier sélectionnées étaient des HE 260 A (profilé laminé d'origine européenne) de 2.4 m de longueur. Le rapport *b/t* (demi-largeur de l'aile / épaisseur) du profilé était de 10.4. Des barres d'acier de 6 mm de diamètre étaient soudées entre les ailes du profilé à tous les 150 mm d'espacement et 2 barres d'armature longitudinales étaient placées à l'intérieur des poutres.

Les poteaux d'acier sélectionnés étaient des HE 300 B (profilé laminé d'origine européenne) de 3.0 m de haut. Le rapport b/t (demi-largeur de l'aile / épaisseur) du profilé était de 14.3. Des barres d'acier de 6 mm de diamètre étaient également soudées entre les ailes du profilé à tous les

150 mm d'espacement et 2 barres d'armature longitudinales étaient placées à l'intérieur des poteaux.

Le béton des deux composantes du système avait une résistance de 53 MPa et des assemblages soudés et boulonnés avec des plaques de différentes épaisseurs ont été testés.

Les résultats obtenus ont démontré que la capacité des poteaux et poutres composites n'était pas affectée par le type d'assemblage lui transmettant les charges. Encore une fois, les profilés d'acier (poutres) n'ont pas montré des signes de voilement local avant d'atteindre la charge axiale maximale prévue.

2.2.1.4 Étude expérimentale de Muise (2000)

Dans les bâtiments munis de poteaux composites partiellement enrobés de béton, les assemblages entre les poutres et les poteaux composites sont typiquement réalisés à l'aide d'assemblages standards en cisaillement du côté de l'axe fort des poteaux. Toutefois, une approche différente doit être réalisée pour les assemblages du côté de l'axe faible car les poutres ne peuvent pas s'y rattacher directement comme c'est le cas pour les poteaux d'acier.

Cette étude expérimentale avait pour but de tester des assemblages pour relier les poutres à l'axe faible des poteaux composites. Une plaque soudée entre les deux ailes du profilé d'acier du poteau permettait à la poutre de venir s'y attacher. Contrairement aux études expérimentales présentées précédemment, cette étude porte sur des profilés d'acier dont les ailes minces sont sensibles au voilement local (rapports *b/t* de 22.5 et 30 pour les sections de 450x450 mm et 600x600 mm respectivement).

Pour ce faire, 14 spécimens à grande échelle ont été testés en laboratoire : 4 spécimens en acier seulement pour refléter l'installation en chantier et 10 spécimens composites.

Tous les poteaux composites avaient une section de 450x450 mm sauf 3 qui avaient une section de 600x600 mm. Les variables étudiées étaient :

- la longueur de l'assemblage relié aux ailes du profilé d'acier du poteau;

- l'épaisseur de la plaque d'assemblage;
- la grosseur du poteau.

Différents types d'assemblages ont été étudiés :

- courtes et longues cornières doubles;
- plaques de cisaillement simples;
- cornières d'appui raidies ou non.

Des goujons de cisaillement ont également été ajoutés au dos de certains assemblages pour évaluer leur contribution. Les poteaux étaient d'abord soumis à une charge axiale représentant 100 % du poids propre et 50 % de la charge vive prévus et ensuite l'assemblage était testé jusqu'à la rupture de l'assemblage.

Les principales conclusions concernant les essais réalisés sont les suivantes :

- La rupture des assemblages aux poteaux composites s'est passée de façon similaire aux mêmes assemblages réalisés sur des profilés d'acier creux (« HSS »). Il n'y a donc pas de spécifications particulières à prévoir pour ce type d'assemblage.
- Les assemblages utilisant des cornières doubles ont montré une plus grande flexibilité rotationnelle mais cette flexibilité est réduite lorsque l'épaisseur des cornières augmente;

- Les plaques d'assemblage plus longues permettent d'obtenir un gradient de contrainte plus uniforme sous l'assemblage;

- Les goujons de cisaillement ont aidé à améliorer la résistance des assemblages;

- Les assemblages causant des efforts axiaux débalancés sur le poteau d'acier non composite ont affecté significativement la capacité axiale des poteaux en initiant du voilement local dans le poteau directement sous la plaque d'assemblage.

2.2.2 Comportement des poteaux composites partiellement enrobés de béton – travaux de recherche effectués dans le groupe de recherche

La collaboration entre le Groupe Canam et l'École Polytechnique de Montréal, l'Université de l'Alberta et l'Université Lehigh a été initiée en 1996. Elle vise à développer des équations de conception et des spécifications à respecter pour les poteaux composites partiellement enrobés de béton.

La Phase 1 des travaux de recherche est complétée et se limitait aux poteaux composites faits de béton normal et soumis à des efforts axiaux seulement.

La Phase 2 des travaux de recherche est toujours en cours et vise à étendre l'utilisation des poteaux composites partiellement enrobés de béton à des cas de chargement en compression-flexion et également à établir des équations de conception pour l'utilisation de bétons haute performance et de bétons renforcés de fibres d'acier.

L'ensemble des travaux de recherche prévus pour réaliser cette Phase 2 est divisé selon six principaux objectifs :

- Objectif No.1 : Études du comportement en flexion des poteaux composites;
- Objectif No.2 : Études de cadres contreventés;
- Objectif No.3 : Études de murs de refend;
- Objectif No.4 : Utilisation de bétons haute performance;
- Objectif No.5 : Études par éléments finis;
- Objectif No.6 : Interaction entre efforts axiaux et moments fléchissants.

Dans les prochaines sections, les projets de recherche réalisés à ce jour à l'École Polytechnique de Montréal et à l'Université de l'Alberta à Edmonton sont présentés. Le Tableau 2-1 présente tous les poteaux composites qui ont été testés en laboratoire à l'École Polytechnique de Montréal et le Tableau 2-2 présente les poteaux composites qui ont été testés en laboratoire à l'Université de l'Alberta.

Tableau 2-1 Poteaux composites partiellement enrobés de béton testés à l'École Polytechnique

Série de tests	ID	bf x d x t (mm)	L (mm)	b / t	s (mm)	ø tirant (mm)	Fy (MPa)	f'c (MPa)	Essais cyl.	P / Pr (%)
Fillion	C-1	300x300x4.76	1400	32	200	M10	454	27		
1998	C-2	450x450x9.53	2250	24	225	13	370	33		
	C-3	450x450x9.53	2250	24	338	13	370	33		
Petits	C-4	450x450x9.53	2250	24	450	13	370	32		
spécimens	C-5	450x450x9.53	2250	24	225	22	370	34		
	C-6	450x450x6.35	2250	35	338	13	374	33		
	C-7	300x300x6.35	1500	24	300	13	374	32		
Chicoine	C-8	600x600x12.9	3000	23	600	16	360	34		
2001	C-9	600x600x12.9	3000	23	600	16	360	34		
	C-10	600x600x12.8	3000	23	300	16	360	34		
Grands	C-11	600x600x9.7	3000	31	600	16	345	34		
spécimens	C-12	600x600x12.9	3000	23	300	16	360	34		
	CL-1	450x450x9.78	9000	23	450	13	345	35		
	CL-2	450x450x9.81	9000	23	450	13	345	35		78%
	CL-3	450x450x9.69	9000	23	300	13	345	35		
Chicoine	P-1	300x300x6.5	1500	24	300	13	390	37		
2001	P-2	300x300x6.5	1500	24	300	13	390	37		
	P-3	300x300x6.5	1500	24	300	13	390	37		
Chargement	P-4	300x300x6.5	1500	24	300	13	390	37		
à long terme	P-5	450x450x9.6	2350	23	450	13	345	30		
Bouchereau	A1-X	450x450x9.53	2250	24	300	16	357	34	x	70%
et Toupin	A2-X	450x450x9.53	2250	24	300	16	357	34	x	70%
2003	A1-Y	450x450x9.53	2250	24	300	16	357	34	x	70%
	A2-Y	450x450x9.53	2250	24	300	16	357	34	x	70%
Chargements :	B1-X-1	450x450x9.53	2250	24	300	16	358	34		55%
- axial	B1-X-2	450x450x9.53	2250	24	300	16	358	34	x	55%
- compression-	B1-X-3	450x450x9.53	2250	24	300	16	358	34		86%
flexion	B1-X-4	450x450x9.53	2250	24	300	16	358	34	x	86%
- charges	B1-Y-1	450x450x9.53	2250	24	300	16	358	34		54%
cycliques	B1-Y-2	450x450x9.53	2250	24	300	16	358	34	x	54%
	B1-Y-3	450x450x9.53	2250	24	300	16	358	34		84%
	B1-Y-4	450x450x9.53	2250	24	300	16	358	34		
	B2-X-1	450x450x9.53	2250	24	300	16	357	34		56%
	B2-X-2	450x450x9.53	2250	24	300	16	357	34	x	56%
	B2-X-3	450x450x9.53	2250	24	300	16	357	34		85%
	B2-X-4	450x450x9.53	2250	24	300	16	357	34	x	85%
	B2-Y-1	450x450x9.53	2250	24	300	16	357	34		54%
	B2-Y-2	450x450x9.53	2250	24	300	16	357	34	x	54%
	B2-Y-3	450x450x9.53	2250	24	300	16	357	34		85%
	B2-Y-4	450x450x9.53	2250	24	300	16	357	34		
	B1-Axial	450x450x9.53	2250	24	300	16	358	34		
	B2-Axial	450x450x9.53	2250	24	300	16	358	34		
	C1	450x450x9.53	2250	24	300	16	396	34		
	C2	450x450x9.53	2250	24	300	16	396	34		

Tableau 2-2 Poteaux composites partiellement enrobés de béton testés à l'Université de l'Alberta

Série de tests	ID	bf x d x t (mm)	L (mm)	b / t	s (mm)	Ø tirant (mm)	Fy (MPa)	f'c (MPa)	Essais cyl.	P / Pr (%)
Prickett et Driver 2006	H1	400x400x7.98	2000	25	200	13	393	29		
	H2	400x400x8.00	2000	25	400	16	393	30		
	H3	400x400x7.99	2000	25	120	13	393	60		
	H4	400x400x8.01	2000	25	200	13	393	59		
Chargements :	H5	400x400x8.02	2000	25	400	16	393	62		
- axial	H6	400x400x8.02	2000	25	200	13	393	49		
- compression-	H7	400x400x8.02	2000	25	400	16	393	53		
flexion	H8	400x400x7.95	2000	25	240	13	393	62		85%
	H9	400x400x7.98	2000	25	240	13	393	65		55%
	H10	400x400x8.01	2000	25	240	13	393	66		85%
	H11	400x400x7.95	2000	25	240	13	393	65		55%

Étant donné que toutes les recherches décrites portent sur des poteaux composites partiellement enrobés de béton, ils seront nommés simplement « poteau composite » pour alléger le texte.

Dans le but d'alléger le texte, l'Annexe H présente en détails les projets de recherche réalisés par :

- Fillion (1998);
- Maranda (1998);
- Chicoine (2001);
- Bouchereau et Toupin (2003);
- Prickett (2006);
- Begum (2007).

Voici le résumé des principales recommandations proposées des projets de recherche présentés à l'Annexe H :

- Réaliser des essais supplémentaires sur des spécimens soumis à des efforts de compression-flexion sur des poteaux composites faits de béton haute performance (Chicoine, 2001; Prickett et al., 2006);
- Effectuer d'autres essais en compression-flexion autour de l'axe faible (Bouchereau et Toupin, 2003);
- Réaliser des essais sur des poteaux composites faits de béton haute performance et soumis à des chargements cycliques (Begum et al., 2007);

- Améliorer la feuille de calcul permettant d'établir les courbes d'interaction des poteaux composites pour tenir compte du voilement local et des contraintes résiduelles (Bouchereau et Toupin, 2003);
- Réaliser des études paramétriques pour élargir le champ d'application des poteaux composites (Chicoine, 2001) et comparer l'utilisation de matériaux traditionnels aux matériaux de haute résistance dans les poteaux composites (Bouchereau et Toupin, 2003);
- Effectuer des analyses de poteaux composites sollicités en compression-flexion (Chicoine, 2001; Prickett et al., 2006);
- Effectuer les analyses des résultats expérimentaux, dont les poteaux composites faits de béton haute performance (Prickett et al., 2006).

C'est donc à partir de ces principales recommandations que les objectifs du présent projet de recherche ont été établis (voir Chapitre 1).

2.2.3 Normes en vigueur

2.2.3.1 Spécifications de la norme canadienne CAN/CSA-S16-01 (CSA, 2001)

L'édition précédente de la norme S16 (CAN/CSA-S16.1-94, article 18) ne fournissait des équations de conception que pour les poteaux faits de profilés tubulaires remplis de béton. Des équations de conception pour les poteaux composites de différents types ont été introduites dans l'édition 2001 de la norme S16. Ces équations sont présentées dans cette section.

2.2.3.1.1 Sections creuses remplies de béton

La résistance axiale pondérée de poteaux faits de profilés tubulaires remplis de béton est calculée selon l'article 18.2.2 :

$$C_{rc} = \left(\tau\phi A_s F_y + \tau' 0.85\phi_c A_c f_c'\right)\left(1+\lambda^{2n}\right)^{-1/n} \quad \textbf{(2-41)}$$

où τ et τ' sont des coefficients pour tenir compte du confinement du béton

(pour les sections circulaires : $\tau \leq 1.0$ pour tenir compte de l'effet négatif des contraintes transversales dans l'acier et $\tau' \geq 1.0$ pour tenir compte de l'effet bénéfique du confinement sur la résistance du béton)

n est une constante égale à 1.80

$$\lambda = \sqrt{\frac{C_p}{C_{ec}}} \quad \textbf{(2-42)}$$

où $C_p = C_{rc}$ calculé avec ϕ, ϕ_c et $\phi_r = 1.0$ et $\lambda = 0$

$$C_{ec} = \frac{\pi^2 EI_e}{(KL)^2} \quad \textbf{(2-43)}$$

$$EI_e = EI_s + \frac{0.6E_c I_c}{1+\frac{C_{fs}}{C_f}} \quad \textbf{(2-44)}$$

I_s et I_c sont les moments d'inertie des aires en acier et en béton, respectivement, calculés par rapport au centre de gravité de la section

C_{fs} la charge axiale permanente appliquée sur le poteau

C_f la charge axiale totale appliquée sur le poteau

Les poteaux faits de profilés tubulaires remplis de béton qui doivent résister à des moments de flexion et à des charges axiales sont conçus selon l'article 18.2.4 :

$$\frac{C_f}{C_{rc}} + \frac{B\omega_1 M_f}{M_{rc}\left(1-\frac{C_f}{C_{ec}}\right)} \leq 1.0 \quad \textbf{(2-45)}$$

et

$$\frac{M_f}{M_{rc}} \leq 1.0$$

(2-46)

où $$B = \frac{C_{rco} - C_{rcm}}{C_{rco}}$$ **(2-47)**

C_{rco} est la résistance pondérée à la compression avec $\lambda = 0$

$$C_{rcm} = \phi_c A_c f_c^{'}$$ **(2-48)**

M_{rc} est la résistance à la flexion

(définie à l'article 18.2.3 et détaillée plus bas)

$\omega_1 = 0.6 - 0.4k \geq 0.4$ (article 13.8.5) **(2-49)**

pour un poteau non soumis à des charges transversales entre les appuis, avec κ étant le rapport entre le moment pondéré le plus faible et le moment pondéré le plus fort à l'extrémité d'un élément non contreventé (ce rapport est positif dans le cas d'une courbure double et négatif dans le cas d'une courbure simple)

La Figure 2-11 illustre le comportement typique d'un poteau composite sollicité en compression-flexion

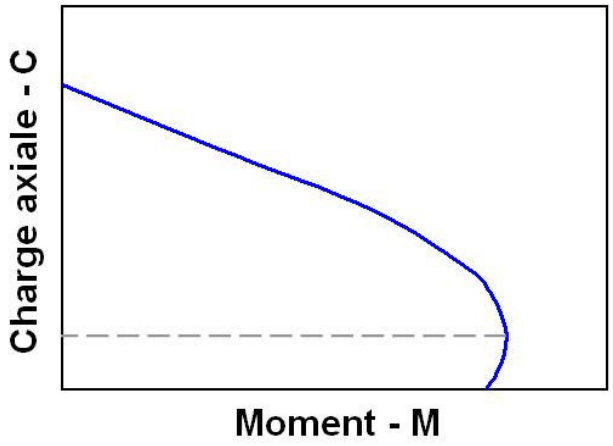


Figure 2-11 Courbe charge axiale – moment de flexion typique d'un poteau composite

$$M_{rc} = C_r e + C_r' e' \quad \textbf{(2-50)}$$

Pour une section rectangulaire creuse, les résultantes des forces de compression pour l'acier (C_r) et le béton (C_r') sont calculées comme suit :

$$C_r = \frac{\phi A_s F_y - C_r'}{2} \quad \textbf{(2-51)}$$

$$C_r' = \phi_c a(b - 2t) f_c' \quad \textbf{(2-52)}$$

et $C_r + C_r' = T_r = \phi A_{st} F_y$

(2-53)

La distance entre la position de la résultante d'une force et l'axe neutre plastique est définie par les variable *e* et *e'* respectivement pour les résultantes des forces de compression pour l'acier et le béton.

Pour une section circulaire creuse, les équations des résultantes des forces de compression pour l'acier (C_r) et le béton (C_r') sont définies à l'article 18.2.3 b) de la norme CAN/CSA-S16.

2.2.3.1.2 Poteaux mixtes partiellement enrobés

La résistance axiale pondérée de poteaux composites partiellement enrobés de béton est calculée selon l'article 18.3.2 de la norme CAN/CSA-S16 :

$$C_{rc} = \left(\phi A_{se} F_y + 0.8\phi_c A_c f_c' + \phi_r A_r F_{yr}\right)\left(1 + \lambda^{2n}\right)^{-1/n} \quad \textbf{(2-54)}$$

où A_{se} est l'aire effective de l'acier de la section

$$A_{se} = \left(d - 2t + 2b_e\right)t \quad \textbf{(2-55)}$$

où $$b_e = \frac{b_f}{\left(1+\lambda_p^3\right)^{1/1.5}} \leq b_f \quad \textbf{(2-56)}$$

$$\lambda_p = \frac{b_f}{t}\sqrt{\frac{F_y}{720000k}} \quad \textbf{(2-57)}$$

$$k = \frac{0.9}{\left({}^{s}/_{b_f}\right)^2} + 0.2\left({}^{s}/_{b_f}\right)^2 + 0.75$$

(2-58)

A_r est l'aire de l'armature longitudinale

n est une constante égale à 1.34

λ est défini à l'Équation 2-42

Il est à noter que la norme impose plusieurs limites pour l'utilisation de ces poteaux composites :

a) Les éléments doivent être soumis à une charge axiale seulement (pas de flexion);

b) Le béton doit avoir une densité normale et une résistance à la compression, f'_c, comprise entre 20 et 40 MPa;

c) $A_s + A_r \leq 0.20$ de l'aire brute de la section;

d) La pleine largeur de la semelle, b_f, doit être comprise entre 0.9 et 1.1 fois la profondeur de la section, d;

e) Les semelles et l'âme doivent être d'égales épaisseurs, t;

f) Le rapport entre la demi-largeur et l'épaisseur de la semelle, b / t, ne doit pas être supérieur à 32;

g) Une paire de soudures d'angle continues, suffisantes pour développer la résistance de l'âme au cisaillement, fixe l'âme à chaque semelle;

h) L'espacement vertical des tirants, s, ne dépasse pas 500 mm ni les 2/3 de la plus petite dimension de la section. L'aire d'un tirant correspond à la plus grande des valeurs suivantes :

   i. 63 mm^2;

   ii. 0.01 b_f t;

   iii. 0.5 mm^2 par mm d'espacement des tirants.

i) Les tirants doivent être soudés aux semelles de façon à développer la limite d'élasticité des tirants; l'enrobage doit être d'au moins 30 mm;

j) Le défaut de rectitude des semelles, mesuré entre deux tirants adjacents le long des bords du poteau, ne doit pas être supérieur à 0.005 fois l'espacement des tirants;

k) La limite élastique de l'acier, F_y, ne dépasse pas 350 MPa;

l) La limite élastique de l'armature, F_{yr}, ne dépasse pas 400 MPa;

m) Le rapport net hauteur/largeur du poteau ne doit pas être supérieur à 14.

À noter que des barres d'armature longitudinales sont requises pour les poteaux utilisés dans les bâtiments lorsque le rapport d'accélération spectrale de calcul pour une période de 1.0 s est supérieur à 0.30 (article 18.3.3). Dans ce cas, les barres longitudinales doivent :

a) avoir une aire équivalant à au moins 0.005 fois l'aire brute totale de la section;
b) être au moins deux dans chaque cellule;
c) être placées contre les tirants et selon un espacement non supérieur à celui des tirants, *s*.

et les barres transversales doivent :

a) être constituées de barres 15M en *U* disposées de manière à supporter les coins à au moins toutes les deux barres longitudinales, de façon qu'aucune barre longitudinale non appuyée ne soit à plus de 150 mm d'une barre supportée latéralement;
b) avoir leurs extrémités soudées à l'âme du profilé d'acier, en ligne droite avec les extrémités des barres transversales situées dans la cellule opposée, ou ancrées dans le noyau de béton situé du côté opposé de l'âme;
c) avoir un espacement vertical non supérieur à celui des tirants, *s*, ou équivalent à 16 fois le diamètre de la barre longitudinale la plus petite.

2.2.3.1.3 Poteaux mixtes encastrés

Finalement, la résistance axiale pondérée de poteaux composites faits d'un profilé d'acier noyé à l'intérieur d'un poteau de béton armé est calculée selon l'article 18.4.2 :

$$C_{rc} = \left(\phi A_s F_y + 0.85\phi_c A_c f_c^{'} + \phi_r A_r F_{yr}\right)\left(1 + \lambda^{2n}\right)^{-1/n} \qquad \textbf{(2-59)}$$

où λ, A_r et n ont été définis à l'article 18.3.

Selon l'article 18.4.6, la résistance à la flexion des poteaux mixtes encastrés doit être déterminée selon les dispositions prévues par le guide américain *Structural Stability Research Council Publication Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 5e édition (Galambos, 1998).

2.2.3.2 Spécifications de la norme américaine ANSI/AISC 360-05 (AISC, 2005)

Cette norme présente des équations de conception pour déterminer la capacité axiale de poteaux faits de profilés tubulaires remplis de béton et de poteaux faits de béton armé avec un profilé d'acier noyé à l'intérieur mais il n'y a pas d'équations pour les poteaux mixtes partiellement enrobés de béton**.**

Deux méthodes peuvent être utilisées pour déterminer la résistance nominale des sections composites : la méthode de distribution des contraintes plastiques et la méthode de compatibilité des déformations. La méthode de distribution des contraintes plastiques assume que l'acier atteint la limite élastique, F_y, et que le béton atteint une contrainte équivalente à $0.85\ f'_c$ (pour les profilés tubulaires remplis de béton cette valeur monte à $0.95\ f'_c$). La méthode de compatibilité des déformations assume que la déformation maximale du béton en compression est de 0.003 mm/mm et que les courbes contrainte-déformation du béton et de l'acier doivent être obtenues d'essais en laboratoire ou de résultats publiés pour des matériaux similaires (AISC, 2003).

Les limitations au niveau des matériaux sont les suivantes :

- La résistance du béton en traction est négligée;
- Le calcul des résistances doit être fait pour des bétons dont la résistance à la compression est comprise entre 21 et 70 MPa;
- La limite élastique de l'acier structural et de l'acier d'armature doit être inférieure à 525 MPa.

2.2.3.2.1 Poteaux mixtes encastrés

Afin de pouvoir utiliser les équations qui suivent et qui sont présentées au Chapitre I de la norme, les limitations suivantes doivent être respectées :

- La section du profilé d'acier noyé dans le béton doit représenter au moins 1 % de la section totale du poteau composite;
- De l'acier d'armature longitudinal et transversal doit être prévu de façon à fournir un minimum de :

0.229 mm^2 par mm d'espacement des étriers (armature transversale)

Espacement minimum de :

- 16 fois le diamètre des barres d'armature longitudinale;
- 48 fois le diamètre des barres d'armature des étriers;
- 0.5 fois la plus petite dimension de la section du poteau.

0.004 pour le rapport d'armature longitudinale défini par :

$$\rho = \frac{A_{sr}}{A_g} \qquad \textbf{(2-60)}$$

où A_{sr} est l'aire des barres d'armature longitudinale (minimum de 4 barres d'armature)

A_g est la section du poteau composite

- Recouvrement minimal du béton de 38 mm;
- Goujons de cisaillement distribués le long du profilé d'acier selon un espacement maximal de 405 mm sur au moins 2 des faces du profilé d'acier selon une configuration symétrique.

La résistance à la compression du poteau composite est de :

$$\phi_c P_n \qquad \textbf{(2-61)}$$

où $\phi_c = 0.75$

$$P_n = P_o\left[0.658^{\left(\frac{P_o}{P_e}\right)}\right] \quad \text{si } P_e \geq 0.44\ P_o \qquad \textbf{(2-62)}$$

$$P_n = 0.877 P_e \quad \text{si } P_e < 0.44\ P_o \qquad \textbf{(2-63)}$$

où $$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 A_c f_c^{'} \qquad \textbf{(2-64)}$$

$$P_e = \pi^2 (EI_{eff}) / (KL)^2 \qquad \textbf{(2-65)}$$

$$EI_{eff} = E_s I_s + 0.5 E_s I_{sr} + C_1 E_c I_c \qquad \textbf{(2-66)}$$

$$C_1 = 0.1 + 2\left(\frac{A_s}{A_c + A_s}\right) \leq 0.3 \qquad \textbf{(2-67)}$$

2.2.3.2.2 Sections creuses remplies de béton

Afin de pouvoir utiliser les équations qui suivent, et qui sont présentées au Chapitre I de la norme, les limitations suivantes doivent être respectées :

- La section du profilé d'acier doit représenter au moins 1 % de la section totale du poteau composite;
- Le rapport *b/t* d'une section creuse rectangulaire doit être inférieur à $2.26\sqrt{E/F_y}$
- Le rapport *D/t* d'une section creuse circulaire doit être inférieur à $0.15E/F_y$
- Lorsqu'ils sont requis, des goujons de cisaillement doivent être distribués le long du profilé d'acier selon un espacement maximal de 405 mm.

La résistance à la compression est déterminée de la même façon que pour les poteaux mixtes encastrés. Seules les équations qui suivent diffèrent :

$$P_o = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + C_2 A_c f_c^{'} \qquad \textbf{(2-68)}$$

où $C_2 = 0.85$

$$EI_{eff} = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \qquad \textbf{(2-69)}$$

$$\text{où } C_3 = 0.6 + 2\left(\frac{A_s}{A_c + A_s}\right) \leq 0.9 \qquad \textbf{(2-70)}$$

2.2.3.2.3 Résistance à la combinaison d'efforts axial de compression et de flexion

Le Commentaire I4 de la norme présente trois approches simplifiées pour déterminer la résistance des poteaux-poutres composites.

La première approche réfère à la Section H1 de la norme et s'applique aux sections d'acier doublement symétriques pour lesquelles $0.1 \leq (I_{yc}/I_y) \leq 0.9$ où I_{yc} représente le moment d'inertie de la semelle comprimée suivant l'axe y :

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0 \qquad \text{si } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \qquad \textbf{(2-71)}$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \frac{8}{9}\left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}}\right) \leq 1.0 \qquad \text{si } \frac{P_r}{P_c} < 0.2 \tag{2-72}$$

où P_r est la charge axiale maximale de conception

P_c est la résistance axiale nominale en compression de la section composite

M_r est le moment de flexion maximal de conception

M_c est la résistance à la flexion nominale de la section d'acier

x est l'indice pour la flexion suivant l'axe fort

y est l'indice pour la flexion suivant l'axe faible

La seconde approche consiste à déterminer cinq points (A à E) de la courbe d'interaction, comme illustré à la Figure 2-12, de la charge axiale en fonction du moment de flexion (*P-M*) et interpoler linéairement entre ces points pour vérifier les équations suivantes :

$$\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1{,}0 \qquad \text{si } P_r < P_c \tag{2-73}$$

$$\frac{P_r - P_C}{P_A - P_C} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \leq 1{,}0 \qquad \text{si } P_r \geq P_c \tag{2-74}$$

où P_A est la résistance axiale nominale en compression au point A

P_C est la résistance axiale nominale en compression au point C

M_C est le moment résistant nominal au point C

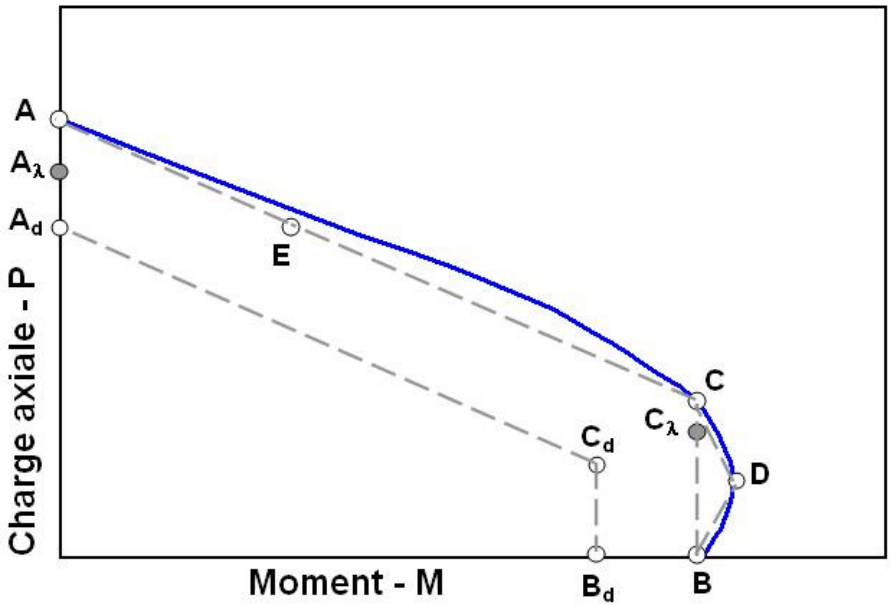


Figure 2-12 Approches simplifiées pour déterminer la courbe *P-M* de poteaux composites (AISC, 2005)

La troisième approche utilise les mêmes équations d'interaction que la seconde approche mais est elle basée sur une courbe d'interaction *P-M* bilinéaire déterminée uniquement à partir des points A, B et C de la courbe d'interaction de cinq points. Pour passer du point A au point A_λ et ensuite au point A_d, la valeur de A est multipliée par le facteur d'élancement des Équations 2-63 ou 2-64 et ensuite par ϕ_c (i.e. 0.75). Il en va de même pour passer du point C au point C_d. Pour passer du point B au point B_d, la valeur de B est multipliée par ϕ_b (i.e. 0.90).

2.2.3.3 Spécifications de l'Eurocode prEN 1994-2:2005 (E) (ECS, 2005)

Les dispositions de l'article 6.7 de la norme s'appliquent aux poteaux mixtes encastrés, aux sections creuses remplies de béton ainsi qu'aux poteaux mixtes partiellement enrobés de béton (voir Figure 2-13).

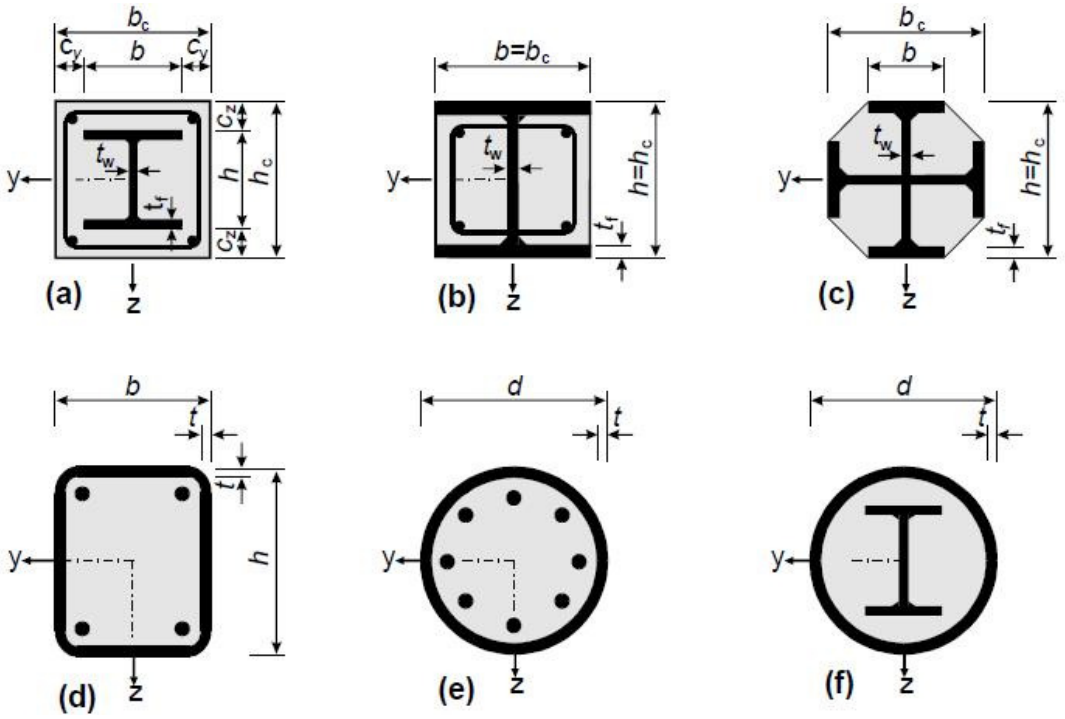


Figure 2-13 Sections de poteaux composites pouvant être conçues selon prEN 1994-2:2005 (E) (extrait tiré de la norme)

Les limitations au niveau des matériaux sont les suivantes :

- La résistance du béton en traction est négligée;
- Le calcul des résistances doit être fait pour des bétons dont la résistance à la compression est comprise entre 20 et 60 MPa;
- La limite élastique de l'acier structural doit être comprise entre 235 et 460 MPa.

Lors de la conception de poteaux composites, les effets du voilement local peuvent être négligés si les critères montrés à la Figure 2-14 sont respectés :

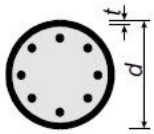
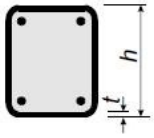
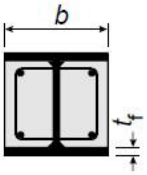
Cross-section		max (d/t), max (h/t) and max (b/t)
Circular hollow steel sections		$\max\ (d/t) = 90\dfrac{235}{f_y}$
Rectangular hollow steel sections		$\max\ (h/t) = 52\sqrt{\dfrac{235}{f_y}}$
Partially encased I-sections		$\max\ (b/t_f) = 44\sqrt{\dfrac{235}{f_y}}$

Figure 2-14 Valeurs maximales des rapports *d/t*, *h/t* et *b/t*$_f$ avec *f*$_y$ en MPa selon prEN 1994-2:2005 (E) (extrait tiré de la norme)

Le rapport δ de la contribution de l'acier à la résistance axiale en compression du poteau doit être compris entre 0.2 et 0.9 :

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \qquad (2\text{-}75)$$

où A_a est la section du profilé d'acier

f_{yd} est la limite élastique du profilé d'acier (« design value »)

$N_{pl,Rd}$ est la résistance plastique axiale à la compression

Parmi les autres limitations à respecter, il y a :

- Le recouvrement de béton pour les poteaux mixtes encastrés ne doit pas être inférieur à 40 mm ni à moins de 1/6 de la largeur des semelles;
- L'acier d'armature longitudinal doit correspondre à au moins 0.3 % de la section de béton des poteaux mixtes encastrés.

2.2.3.3.1 Méthode simplifiée de conception

La méthode simplifiée de conception s'applique aux sections doublement symétriques, uniformes sur toute leur hauteur. Le paramètre d'élancement relatif, $\overline{\lambda}$, doit être inférieur ou égal à 2.0 :

$$\overline{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \qquad \textbf{(2-76)}$$

où $N_{pl,Rk}$ est la résistance plastique axiale à la compression
(i.e. $N_{pl,Rd}$ selon les valeurs nominales et non de conception, voir Équation 2-78)
N_{cr} est la résistance au flambement global du poteau (charge critique) déterminée selon la rigidité effective de flexion $(EI)_{eff}$ décrite à l'article 6.7.3.3 (3) de la norme européenne.

La résistance plastique axiale à la compression d'un poteau composite est :

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0.85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \qquad \textbf{(2-77)}$$

où A_c est la section de béton
f_{cd} est la résistance à la compression du béton (« design value »)
A_s est la section d'acier d'armature
f_{sd} est la limite élastique de l'acier d'armature (« design value »)

Cette équation s'applique aux poteaux mixtes encastrés ainsi qu'aux poteaux mixtes partiellement enrobés de béton. Pour les sections creuses remplies de béton, le coefficient 0.85 peut être remplacé par 1.00. De plus, pour les sections creuses remplies de béton, les équations de l'article 6.7.3.2 (6) permettent de tenir compte de l'augmentation de la résistance axiale en compression du béton du poteau composite causée par le confinement du béton.

Une fois le calcul de la résistance plastique axiale à la compression du poteau composite complété, la vérification suivante permet de faire la conception en tenant compte de l'effet de flambement du poteau composite:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1{,}0 \qquad \textbf{(2-78)}$$

où N_{Ed} est la charge axiale maximale de conception

$N_{pl,Rd}$ est calculé comme montré précédemment mais en utilisant une valeur de f_{yd} modifiée selon un facteur γ_{M1} (norme EN 1993-1-1 : 2005, article 6.1 (1))

χ est un facteur de réduction qui tient compte du mode de flambement du poteau (norme norme EN 1993-1-1 : 2005, article 6.3.1.2)

La résistance d'une section de poteau composite soumise à une combinaison de charge axiale et de moment de flexion peut être graphiquement déterminée en établissant une courbe *P-M* basée sur l'utilisation d'un bloc de contrainte rectangulaire pour simplifier le comportement du béton (Figure 2-15).

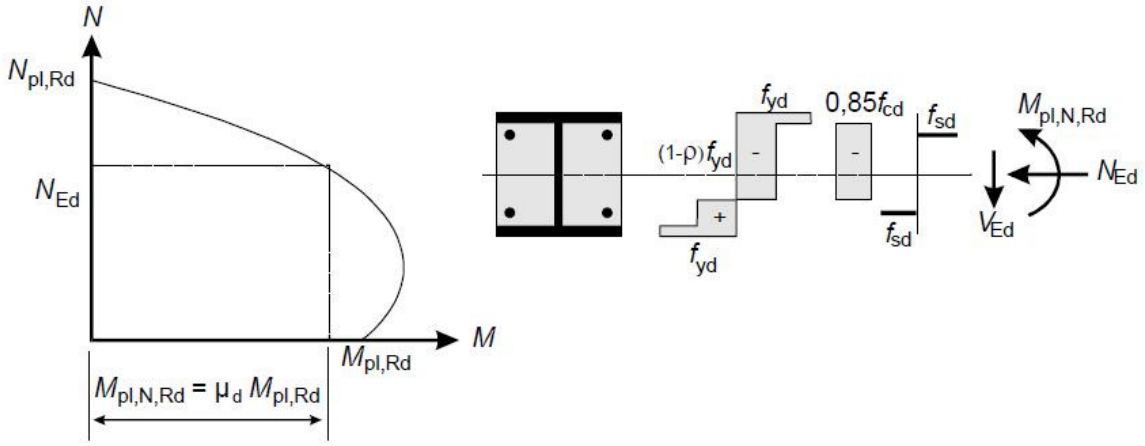


Figure 2-15 Courbe *P-M* d'un poteau composite selon prEN 1994-2:2005 (E) (extrait tiré de la norme)

Cette courbe peut être remplacée par une courbe simplifiée calculée selon quatre points avec une distribution plastique des contraintes sur la section (Figure 2-16).

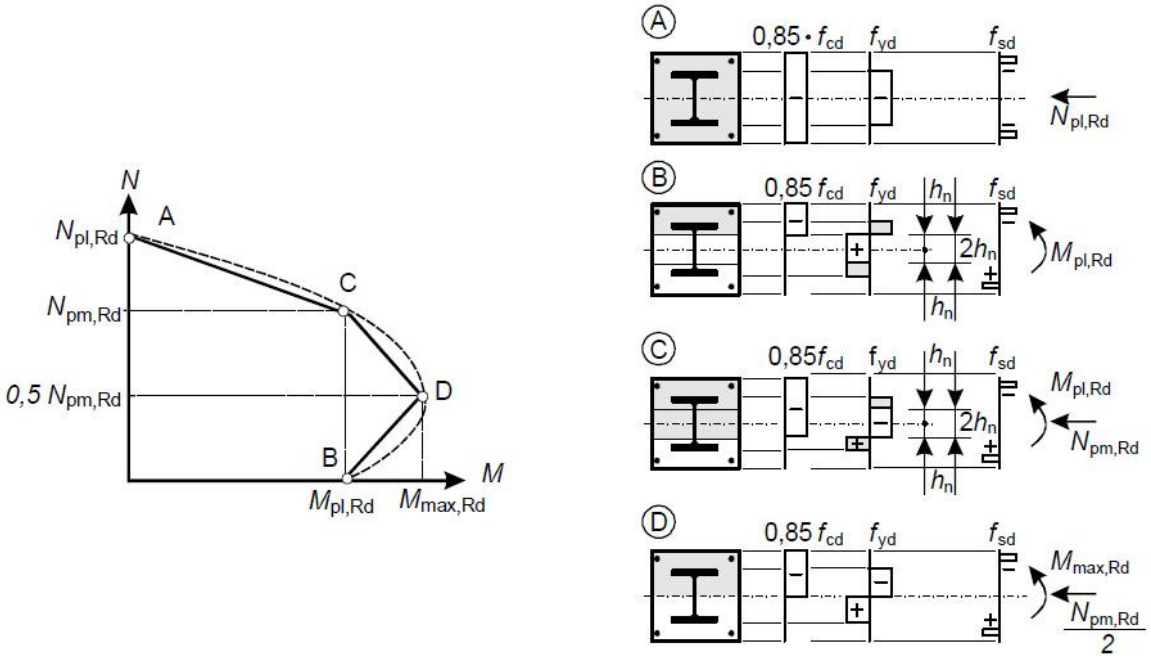


Figure 2-16 Courbe *P-M* simplifiée d'un poteau composite selon prEN 1994-2:2005 (E) (extrait tiré de la norme)

La valeur de $N_{pm,Rd}$ correspond à $0.85\ f_{cd}\ A_c$ pour les poteaux mixtes encastrés ainsi que les poteaux mixtes partiellement enrobés de béton et $f_{cd}\ A_c$ pour les sections creuses remplies de béton.

Une fois la courbe d'interaction établie, la vérification suivante peut être effectuée :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \qquad (2\text{-}79)$$

où M_{Ed} est la plus grande valeur du moment de flexion le long du poteau composite (incluant les effets de second ordre et des imperfections initiales du poteau)

$M_{pl,N,Rd}$ est la résistance plastique à la flexion qui tient compte de la charge axiale appliquée

$M_{pl,Rd}$ est est la résistance plastique à la flexion

α_M = 0.9 si l'acier a une limite élastique comprise entre 235 et 355 MPa et 0.8 si l'acier a une limite élastique comprise entre 420 et 460 MPa.

μ_d est le facteur reliant la résistance plastique à la flexion à la charge axiale appliquée

D'autres dispositions sont également données dans la norme européenne pour déterminer la résistance au cisaillement entre l'acier et le béton des poteaux composites. De même, les effets des imperfections géométriques des profilés d'acier et les effets de second ordre sont traités à l'article 6.7.3.4 de la norme européenne.

2.2.3.4 Résumé des dispositions prévues par les normes en fonction des différents types de poteaux composites.

Sections creuses remplies de béton :

- Dispositions prévues pour le calcul de la charge axiale dans les normes : canadienne, américaine et européenne.
- Dispositions prévues pour le calcul de combinaison de charge axiale et de flexion dans les normes : canadienne, américaine et européenne.

Poteaux mixtes encastrés :

- Dispositions prévues pour le calcul de la charge axiale dans les normes : canadienne, américaine et européenne.
- Dispositions prévues pour le calcul de combinaison de charge axiale et de flexion dans les normes : canadienne, américaine et européenne.

Poteaux composites partiellement enrobé de béton :

- Dispositions prévues pour le calcul de la charge axiale dans les normes : canadienne et européenne.
- Dispositions prévues pour le calcul de combinaison de charge axiale et de flexion dans les normes : européenne.

2.2.4 Étude comparative des normes

Une étude paramétrique a été réalisée sur les trois normes suivantes (Bolduc, 2005) :

- la norme canadienne (CAN/CSA-S16-01);
- la norme américaine (LRFD-2005);
- la norme européenne (prEN 1994-1-1:2004).

Les paramètres étudiés sont les suivants :

- la longueur du poteau;
- la résistance du béton (35 MPa sauf exception);
- le pourcentage d'acier d'armature.

Les propriétés suivantes de l'acier ont été utilisées : le module d'élasticité, E_s, de 200 000 MPa et la limite élastique, F_y, de 350 MPa. Le comportement en flexion et en compression-flexion a été étudié suivant l'axe fort.

Étant donné que la présente étude porte spécifiquement sur les poteaux composites partiellement enrobés de béton, seules les observations qui concernent ce type de poteau sont présentées ici et comme la norme américaine ne traite pas ce type de poteau pour l'instant, les comparaisons porteront uniquement sur la norme canadienne avec la norme européenne.

2.2.4.1 Résistance axiale à la compression

Les principales différences sont les suivantes :

- La norme européenne n'exige pas la mise en place de tirants en acier soudés entre les ailes. Toutefois, l'élancement maximal permis des ailes est beaucoup plus petit que dans la norme canadienne ($(44 / 2)\sqrt{235 / F_y}$ = 18 par rapport à 32).

- Contrairement à la norme canadienne, la norme européenne exige un minimum d'acier d'armature longitudinal et transversal et tient compte de l'acier d'armature dans le calcul de la rigidité effective du poteau composite.

- Le calcul de la résistance axiale à la compression des deux normes est basé sur la superposition des résistances plastiques des matériaux. Toutefois, la contrainte maximale de compression dans le béton ne peut dépasser 0.80 f'_c alors que la norme européenne permet d'atteindre 0.85 f'_c.

Les principales constatations de l'étude paramétrique sont les suivantes :

- Influence de l'armature : Le rapport d'acier ne semble pas avoir d'influence significative sur la forme et l'emplacement relatif des courbes d'un poteau composite à l'autre montrant la résistance axiale des poteaux en fonction de l'élancement.

- La rigidité provenant des profilés calculés selon la norme canadienne est plus grande que ceux calculés selon la norme européenne, et ce, même si le module élastique de l'acier de la norme européenne est de 210 000 MPa par rapport à 200 000 MPa pour la norme canadienne. Cela est causé par le coefficient de fluage élevé qui entre directement dans le calcul de la rigidité effective du poteau composite dans la norme européenne.

- Avec 2.7 % d'acier d'armature, le gain en résistance axiale est de l'ordre de 7 % pour les deux normes.

2.2.4.2 Résistance à la flexion

Étant donné que la norme canadienne ne comporte pas de spécifications relatives à la résistance à la flexion des poteaux composites partiellement enrobés de béton, une adaptation de la norme européenne est proposée pour la norme canadienne. Pour être consistant avec la norme canadienne, la largeur effective réduite doit être utilisée pour évaluer la résistance à la flexion du poteau composite partiellement enrobé de béton.

La norme européenne utilise une distribution plastique des contraintes pour tous les matériaux de la section du poteau composite. Cela constitue une entorse à la compatibilité des déformations (par exemple, l'acier d'armature n'atteint pas tout à fait sa limite élastique et une partie de l'âme du profilé est soumise à une contrainte inférieure à la limite élastique de l'acier) mais cette

simplification n'engendre pas d'erreur significative sur le calcul de la résistance étant donné que le moment résistant dépend principalement de la plastification des semelles.

Ainsi, afin de déterminer la résistance à la flexion d'un poteau composite, il faut d'abord calculer la position de l'axe neutre plastique en respectant l'équilibre des résultantes des forces de compression et de traction (voir Figure 2-17) :

$$\sum C_i = \sum T_i \tag{2-80}$$

i.e.

$$C_{béton} + C_{acier} + C_{armature} = T_{acier} + T_{armature} \tag{2-81}$$

<u>Résistance à la flexion suivant l'axe fort</u>

Si le poteau composite est sollicité suivant l'axe fort, les résultantes des forces se calculent comme suit :

$$C_{béton} = (y - t)(b_f - t)0.80f_c' \tag{2-82}$$

où le facteur 0.80 est le facteur de réduction de la résistance du béton prévu par la norme CAN/CSA-S16

$$C_{acier} = t(y + b_e - t)F_y \tag{2-83}$$

$$T_{acier} = t(d - y + b_f - t)F_y \tag{2-84}$$

Par conséquent, si la section du poteau composite ne comporte pas d'acier d'armature, la position de l'axe neutre plastique, déterminée par l'équilibre des forces, peut être calculée directement à l'aide de l'équation suivante :

$$y = \frac{t(d + b_f - b_e)F_y + t(b_f - t)0.80f_c'}{2tF_y + (b_f - t)0.80f_c'} \tag{2-85}$$

La présence d'acier d'armature oblige à itérer à l'aide d'un outil informatique pour déterminer la position de l'axe neutre plastique car la variable *y* ne peut être isolée comme dans l'équation ci-haut.

Ensuite, le moment résistant peut être calculé à l'aide de l'équation d'équilibre suivante qui s'apparente à celle utilisée pour les sections creuses remplies de béton (voir Section 2.2.3.1.1) :

$$M_{rc} = C_{acier}e_{c\ acier} + C_{béton}e_{béton} + T_{acier}e_{T\ acier} + \sum F_{barre\ i}e_{barre\ i}$$

(2-86)

La distance entre la position de la résultante d'une force et l'axe neutre plastique est définie par les excentricités $e_{c\ \ acier}$ et $e_{béton}$ et $e_{t\ \ acier}$ respectivement pour les résultantes des forces de compression pour l'acier et le béton et des forces de traction pour l'acier. Le calcul de ces variables s'énonce comme suit et a été déduit ici de la répartition des efforts montrée à la Figure 2-17 :

$$e_{béton} = \frac{(y-t)}{2}$$

(2-87)

$$e_{c\ acier} = \frac{b_e\left(y - \frac{t}{2}\right) + (y-t)^2/2}{b_e + (y-t)}$$

(2-88)

$$e_{t\ acier} = \frac{b_f\left(d - y - \frac{t}{2}\right) + (d-y-t)^2/2}{b_f + (d-y-t)}$$

(2-89)

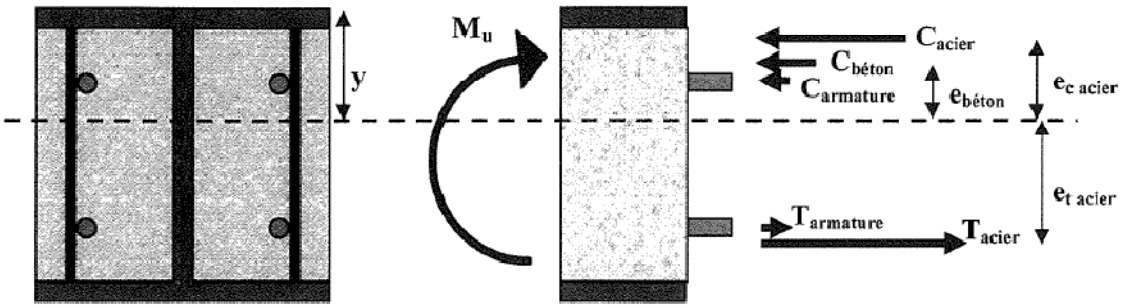


Figure 2-17 Répartition des efforts permettant de déterminer le moment résistant d'un poteau composite sollicité suivant l'axe fort (extrait tiré de Bolduc, 2005)

Les principales constatations de l'étude paramétrique sont les suivantes :

- Le moment résistant est dominé par la contribution du profilé d'acier. Une augmentation de la résistance à la compression du béton n'a pas un impact très significatif sur cette résistance.

- L'approche proposée pour la norme canadienne s'apparente à celle déjà adoptée pour les sections creuses remplies de béton.

Résistance à la flexion suivant l'axe faible

L'étude de Bolduc (2005) ne s'est pas attardée à présenter le calcul de la résistance à la flexion pour des poteaux composites fléchis suivant l'axe faible. Le développement des équations correspondantes sera fait au Chapitre 7.

2.2.4.3 Résistance à la combinaison compression-flexion

Étant donné que la norme canadienne ne comporte pas de spécifications relatives à la résistance à la combinaison compression-flexion, une adaptation de la norme européenne est également proposée ici pour la norme canadienne.

Par conséquent, quatre points de la courbe *P-M* doivent être déterminés. Pour être consistant avec la norme canadienne, la largeur effective réduite doit être utilisée pour évaluer le **point A** montré à la Figure 2-16 (compression pure). À noter que la valeur de C_{rc} est calculée selon les équations qui ont été présentées à la Section 2.2.3.1.2 en prenant les différents coefficients de tenue $\phi_i = 1.0$.

Résistance à la flexion suivant l'axe fort

Le **point B** est ensuite calculé pour évaluer la résistance à la flexion pure. Pour la norme canadienne, la largeur effective réduite est utilisée uniquement du côté comprimé de la section d'acier (voir la Section 2.2.4.2 et Figure 2.18a).

Pour déterminer le **point D**, qui correspond au moment résistant maximum de la courbe *P-M*, l'axe neutre doit être positionné au centre de la section (les forces internes dans le profilé d'acier s'équilibrent à ce point). Ce point ne peut donc pas s'appliquer pour la norme canadienne étant donné l'utilisation d'une largeur effective réduite pour la semelle comprimée.

Quant au **point C**, son moment de flexion est identique à celui du point B et la valeur de la charge axiale doit être de $0.85\ f_{cd}\ A_c$ (pour la norme européenne), tel que discuté à la Section 2.2.3.1.1. Encore une fois, cette valeur ne peut être directement transposée à la norme canadienne étant donné l'utilisation d'une largeur effective réduite pour la semelle comprimée.

La répartition des efforts aux points B et C est montrée ici :

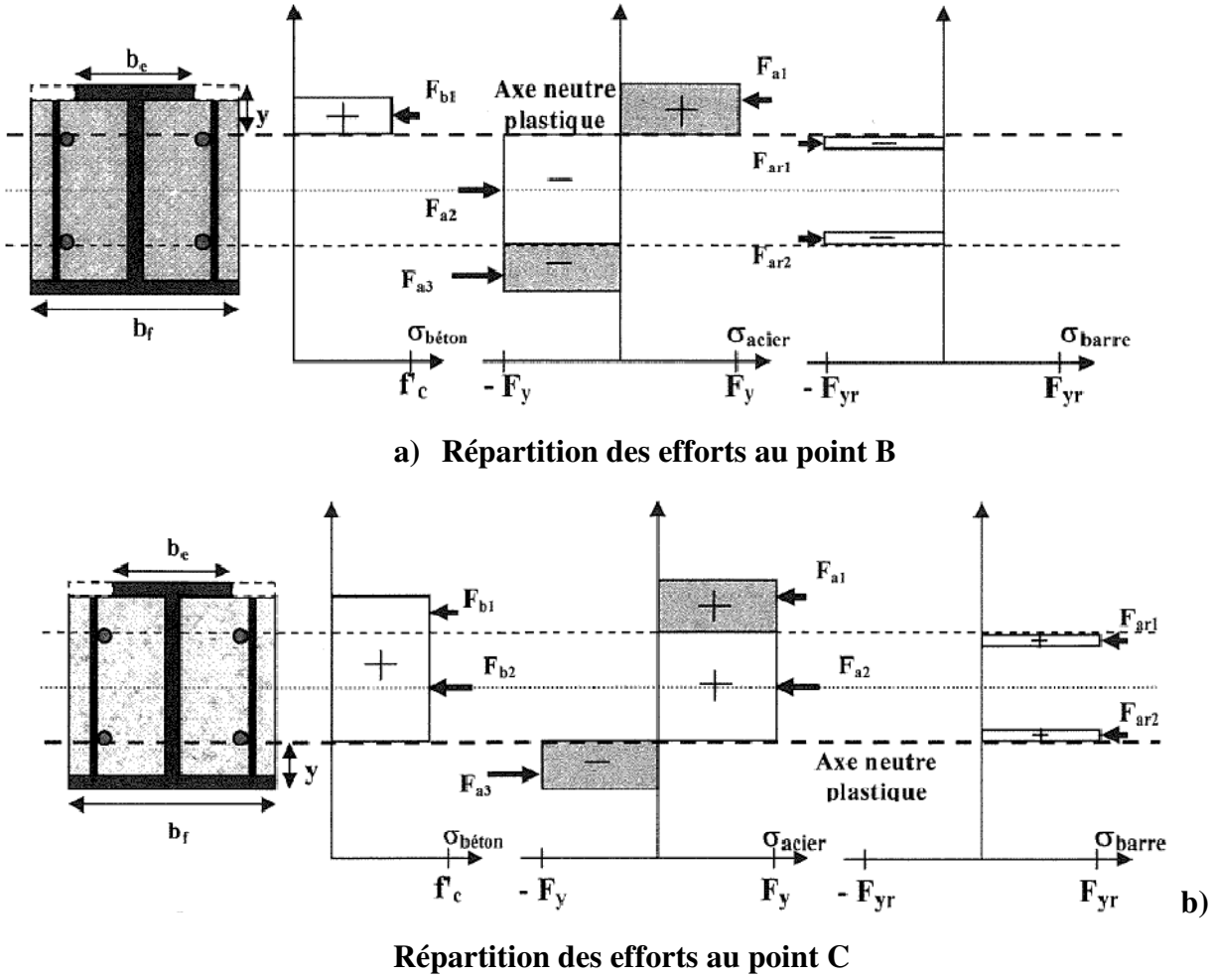


Figure 2-18 Répartition des efforts permettant de déterminer le moment résistant aux points B et C d'un poteau composite sollicité suivant l'axe fort (extrait tiré de Bolduc, 2005)

Ainsi, le calcul de la résistance axiale au point C s'établit de la façon suivante :

$$C_{point\ C} = F_{b1} + F_{b2} + F_{a1} - F_{a3} + (F_{a2} + F_{ar1} + F_{ar2}) \quad \textbf{(2-90)}$$

Comme

$$\sum C_i = \sum T_i \quad \textbf{(2-91)}$$

et que l'équilibre au point B donne :

$$F_{b1} + F_{a1} - F_{a3} = F_{a2} + F_{ar1} + F_{ar2} \quad \textbf{(2-92)}$$

alors $C_{point\ C}$ peut être réécrit de la façon suivante :

$$C_{point\ C} = 2F_{b1} + F_{b2} + 2(F_{a1} - F_{a3}) \quad \textbf{(2-93)}$$

ou encore :

$$\begin{aligned} C_{point\ C} = C_{rcm} &= A_c 0.8 f_c' - 2tF_y(b_f - b_e) \\ &= (d - 2t)(b_f - t)0.8 f_c' - 2tF_y(b_f - b_e) \end{aligned} \quad \textbf{(2-94)}$$

Une fois les points A, B et C déterminés, il ne reste plus qu'à définir l'équation d'interaction. Celle présentée à la Section 2.2.3.1.1 pour les sections creuses remplies de béton est reprise et adaptée pour les poteaux composites partiellement enrobés de béton. Les deux équations qui suivent doivent être utilisées pour tracer la courbe d'interaction des poteaux composites partiellement enrobés de béton :

$$\frac{C_f}{C_{rc}} + \frac{B\omega_1 M_f}{M_{rc}\left(1 - \frac{C_f}{C_{ec}}\right)} \leq 1.0 \quad \textbf{(2-95)}$$

eEt

$$\frac{M_f}{M_{rc}} \leq 1.0 \quad \textbf{(2-96)}$$

À noter que le rapport

$$\frac{\omega_1}{\left(1 - \frac{C_f}{C_{ec}}\right)}$$

(2-97)

représente le facteur d'amplification du moment causé par les effets *P-δ*. Les variables ω_1 et C_{ec} ont été présentées à la Section 2.2.3.1.1.

De plus, la variable B a pour objectif de reconnaître qu'une charge de compression peut coexister avec le moment résistant.

$$B = \frac{C_{rco} - C_{rcm}}{C_{rco}}$$

(2-98)

où la varibale C_{rco} représente la valeur de C_{rc} décrite à la Section 2.2.3.1.2 mais sans tenir compte de l'effet de l'élancement du poteau (λ).

La Figure 2-19 qui suit montre schématiquement la courbe d'interaction ainsi obtenue.

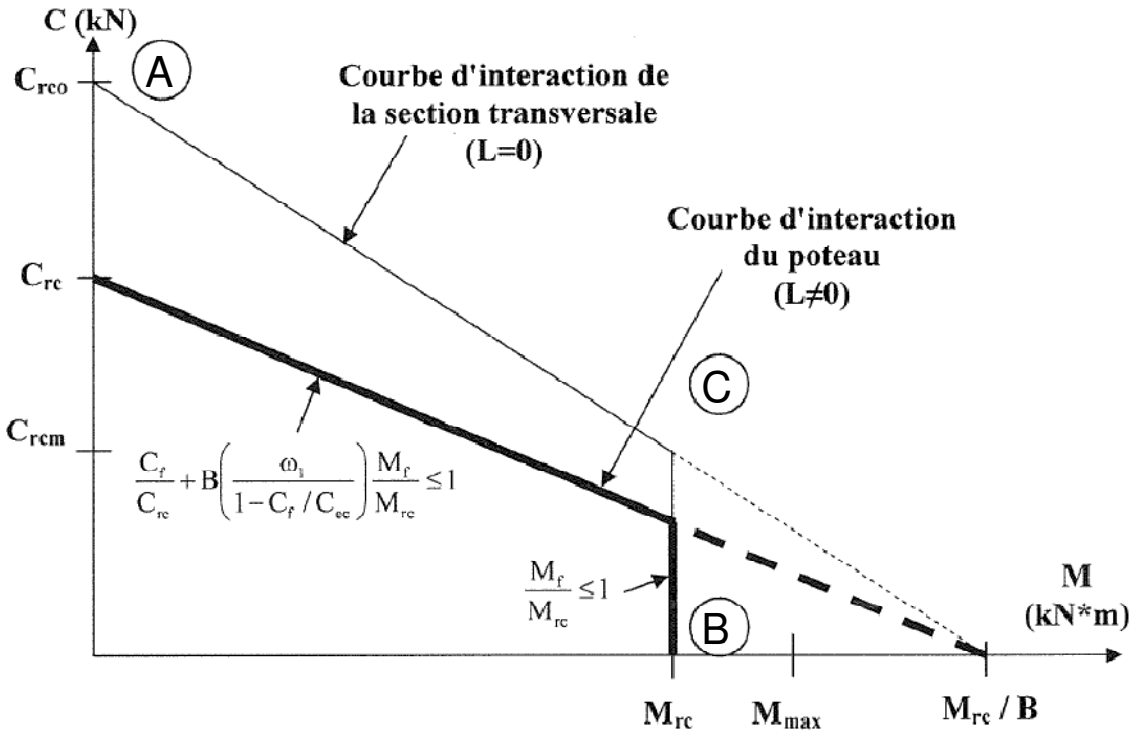


Figure 2-19 Courbe d'interaction adaptée de la norme S16 pour les poteaux composites partiellement enrobés de béton (extrait tiré de Bolduc, 2005)

Les principales constatations de l'étude paramétrique sont les suivantes :

- Les courbes *P-M* de la norme canadienne semblent sécuritaires par rapport aux résultats obtenus du modèle par tranches finies. Les courbes *P-M* de la norme européenne semblent un peu trop conservatrices lorsque le chargement est dominé par la flexion. Cela est sans doute attribuable au facteur α_m, décrit à la fin de la Section 2.2.4.3.1, qui réduit la valeur de la résistance plastique à la flexion par un facteur de 0.9.

- L'approche proposée pour la norme canadienne s'apparente à celle déjà adoptée pour les sections creuses remplies de béton à l'exception de l'équation de C_{rcm} qui devient :

$$C_{rcm} = A_c 0.8 f_c' - 2tF_y(b_f - b_e) \quad \textbf{(2-99)}$$

  Les résultats obtenus par cette approche proposée sont légèrement plus conservateurs que ceux de la norme européenne.

Résistance à la flexion suivant l'axe faible

Comme l'étude de Bolduc (2005) ne s'est pas attardée à présenter le calcul de la résistance à la flexion pour des poteaux composites fléchis suivant l'axe faible, le développement des équations correspondantes sera fait au Chapitre 7.

CHAPITRE 3

ANALYSE INCRÉMENTALE DE POTEAUX COMPOSITES ÉLANCÉS

Dans ce chapitre, on présente le logiciel de calculs mis au point à l'aide du langage de programmation VisualBasic et d'un chiffrier Excel afin de permettre l'analyse de poteaux composites élancés.

L'approche conceptuelle du logiciel consiste à déterminer les courbes de type « moment-courbure » d'un poteau composite pour des niveaux de charge axiale sélectionnés afin de simuler le comportement global complet du poteau, incluant les phases pré-pic et post-pic. Le présent chapitre explique pas à pas ce que le logiciel calcule en fonction des données entrées par l'utilisateur.

Il ne faut pas confondre l'outil de calculs préparé par Bouchereau et Toupin (2003) pour réaliser une courbe P-M sur la section d'un poteau composite au logiciel de calculs présenté dans ce chapitre. Comme il sera démontré dans les sections qui suivent, le logiciel permet de tenir compte de l'élancement du poteau, du voilement local des semelles du profilé d'acier, des contraintes résiduelles, de l'utilisation de courbes caractéristiques des matériaux, etc. En plus de fournir une courbe *P-M* du poteau plus représentative, le logiciel permet également de caractériser le comportement du poteau en termes de charge axiale en fonction de la flèche transversale au centre du poteau, de charge axiale en fonction de la déformation axiale au centre du poteau et de moment fléchissant en fonction de la courbure au centre du poteau. D'autres indications comme le début du voilement local et de l'écrasement du béton sont également fournies par le logiciel.

À la différence des analyses par éléments finis, ce programme d'analyse permet d'obtenir des résultats plus rapides car seules quelques caractéristiques des poteaux sont à spécifier par l'utilisateur avant que les calculs ne s'amorcent et les résultats complets sont disponibles au bout de quelques minutes d'analyse.

Le modèle analytique se voulait aussi un comparatif aux résultats obtenus par éléments finis car, même si ces derniers démontrent des capacités de résolution de problèmes non linéaires très complexes, ils sont également très sensibles aux types d'erreur qui suivent (Cook et al., 2002) :

- Erreur de modélisation : Différence entre un système physique et son modèle mathématique. Par exemple, avec les éléments finis, les charges sont simplifiées et les conditions limites sont idéalisées.
- Erreur de l'utilisateur : Mauvais choix de types, de taille et/ou de formes d'éléments.
- Erreur provenant du logiciel.
- Erreur dans la discrétisation du modèle : Le nombre de degrés de liberté est infini dans le modèle mathématique mais limité dans un modèle par éléments finis.
- Erreur de troncature : Il s'agit d'une erreur numérique causée par l'arrondissement des nombres pour les adapter à la longueur utilisée par l'ordinateur.
- Erreur de manipulation : C'est une erreur qui se présente au fur et à mesure de la résolution des équations. Dans des problèmes dynamiques et/ou non linéaires, la résolution des équations d'une étape part de la solution obtenue de l'étape précédente et les calculs doivent s'effectuer de façon répétée de sorte que des erreurs peuvent s'accumuler d'une étape à l'autre.

Outre les caractéristiques du poteau à analyser, il n'y a pas de modifications à apporter au logiciel avant de procéder à l'analyse. Si l'utilisateur désire étudier l'effet d'un facteur particulier sur le comportement du poteau composite, il n'a alors qu'à procéder à deux ou plusieurs analyses séparées et comparer ensuite les résultats obtenus.

En ce qui a trait à la précision des calculs, plusieurs critères de convergence différents sont utilisés au cours de l'analyse. Au besoin, les valeurs par défaut peuvent être modifiées par l'utilisateur afin d'augmenter la précision des calculs avant que l'analyse ne débute.

À ce jour, ce logiciel permet de déterminer le comportement pré-pic et post-pic de poteaux composites en tenant compte ou non de plusieurs facteurs :

- Chargement en compression-flexion suivant l'axe fort ou l'axe faible;

3 types de chargements en compression-flexion possibles : charge axiale appliquée avec une excentricité, charge axiale avec deux charges transversales centrées, charge axiale avec deux moments d'extrémité (voir Figure 3-1). Pour les deux derniers cas de chargement, l'utilisateur doit spécifier lequel des efforts varie au cours du chargement du poteau-poutre. De plus, en utilisant une excentricité minimale, le chargement en compression pure est réalisé;

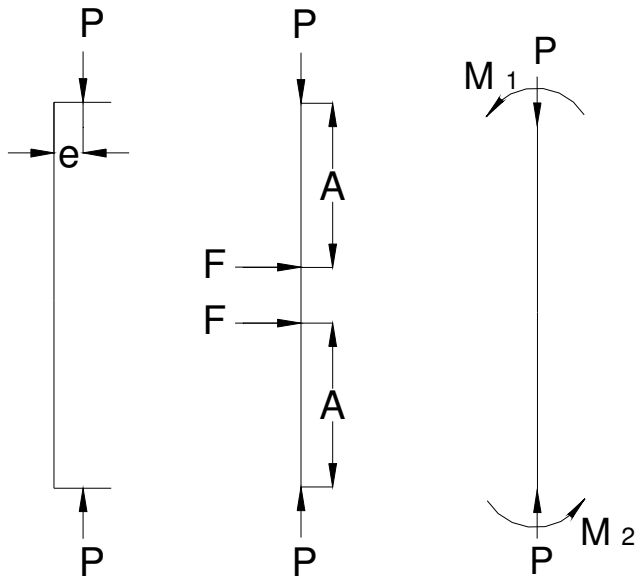


Figure 3-1 Types de chargement possible avec le logiciel de calculs

- Analyse de poteaux composites ou de poteaux de béton;
- Ajout d'acier d'armature;
- Utilisation de béton normal ou de béton haute performance, avec ou sans fibres d'acier;
- Résistance du béton en traction;
- Écrouissage de l'acier du profilé et des barres d'armature;
- Contraintes dans les matériaux fonction de l'état de contrainte maximal enregistré afin d'appliquer un déchargement des matériaux le cas échéant;
- Contraintes résiduelles dans l'acier du profilé;
- Élancement des poteaux;
- Stabilité des poteaux, effets P-δ;

- Voilement local des ailes du profilé d'acier fonction de l'espacement des tirants et des imperfections initiales;
- Possibilité d'augmenter la précision des résultats en modifiant les critères de convergence.

Les principales hypothèses de calculs et limitations du logiciel sont décrites sommairement ici :

- Les sections planes du poteau composite demeurent planes durant tout le chargement.
- Le logiciel ne permet pas d'effectuer de chargement cyclique et d'induire de l'endommagement dans les matériaux.
- Lorsqu'un niveau de déformation d'une tranche de calculs (un même niveau horizontal, voir Figure 3-5) est inférieur à un niveau de déformation déjà atteint par la même tranche de calculs, la contrainte dans la tranche de calculs est déterminée suivant un déchargement linéaire élastique suivant le module élastique du matériau.
- Les valeurs des contraintes résiduelles maximales utilisées doivent être inférieures à la limite élastique de l'acier car l'évaluation de la déformation correspondante est réalisée directement avec le module élastique de l'acier.
- Les courbes caractéristiques des matériaux et le logiciel de calculs ne tiennent pas compte des effets d'interaction possibles entre les différents matériaux et tranches d'analyse (confinement, coefficient de Poisson, etc.).
- Les imperfections initiales des ailes du profilé d'acier entre les tirants sont dirigées vers l'extérieur du poteau car l'interaction acier-béton n'est pas analysée par le logiciel.

- L'analyse du <u>voilement local</u> permet de départager la déformation causée par la flexion de celle réellement subite par le matériau sur la déformation totale. Le voilement local des ailes du profilé d'acier entre les tirants prend les formes qui suivent :

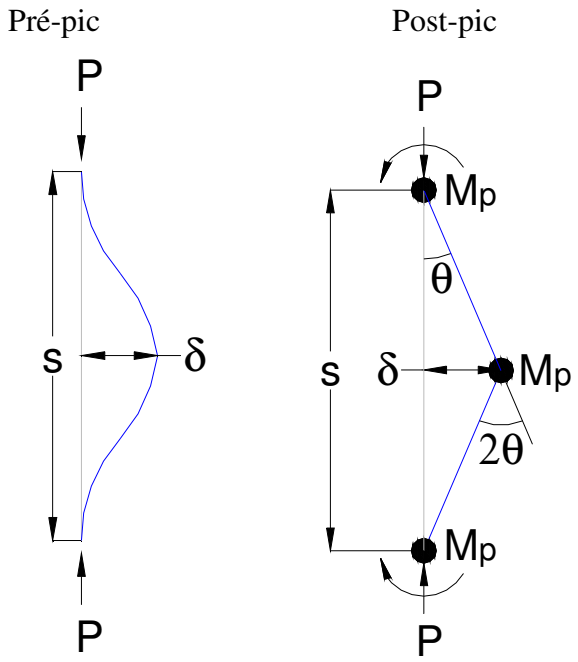


Figure 3-2 Déformée dans les parties pré-pic et post-pic du voilement local

Lorsque l'une ou l'autre des 3 conditions qui suivent n'est plus respectée, i.e. :

L'équation d'interaction

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_p} \leq 1.0 \qquad \textbf{(3-1)}$$

$$P / P_u \leq 1 \qquad \textbf{(3-2)}$$

$$M / M_p > 0 \qquad \textbf{(3-3)}$$

alors le voilement de l'extrémité de la tranche de calcul (un même niveau horizontal, voir Figure 3-5) passe en mode post-pic (formation de rotules plastiques, Figure 3-2).

La variation de l'imperfection initiale varie linéairement de l'extrémité de l'aile vers l'âme dans les phases pré-pic et post-pic du voilement des profilés d'acier sollicités en compression-flexion suivant l'axe fort.

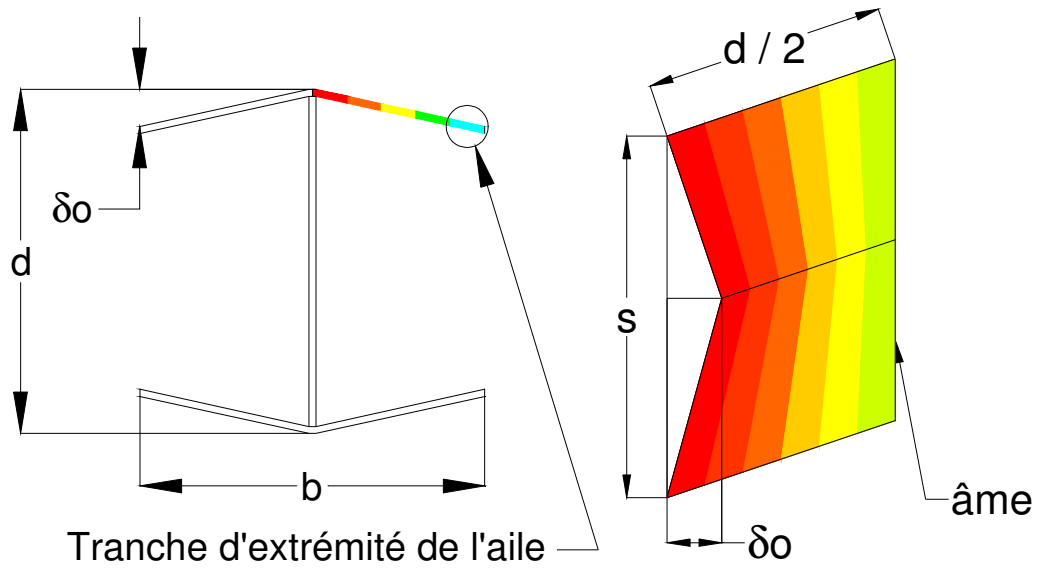


Figure 3-3 Variation de la déformée causée par le voilement local entre l'extrémité d'une aile et l'âme d'un poteau sollicité en compression-flexion suivant l'axe fort

Lorsque la flexion est réalisée suivant l'axe faible, la variation de la déformation causée par le voilement local entre l'extrémité d'une aile et l'âme du profilé d'acier n'est plus forcément linéaire, sauf lorsque le raccourcissement se situe dans la partie élastique initiale.

- Pour analyser les poteaux, le logiciel de calculs détermine une courbe de type « M-φ » (moment-courbure) pour chaque niveau de charge axiale appliquée au poteau. Pour arriver à déterminer le moment associé à chaque courbure, la position de l'axe neutre varie à l'aide de la méthode de la sécante, entre les valeurs de l'axe neutre permettant d'atteindre la charge axiale totale maximale et la charge axiale totale nulle, jusqu'à temps que la somme des charges axiales des tranches de calculs (différents niveaux horizontaux, voir Figure 3-5) égale la valeur de la charge axiale appliquée.

Dans la partie pré-pic, le calcul de la courbe M-φ cesse lorsque le moment, M_i, déterminé par équilibre devient inférieur au moment déterminé pour la courbure précédente, M_{i-1}. Cela signifie que la courbe amorce la partie post-pic.

Par comparaison, dans la partie post-pic, le calcul de la courbe M-φ cesse lorsque : 1) la courbe M-φ est dans la partie post-pic et 2) lorsque le moment, M_i , déterminé par équilibre devient inférieur au moment déterminé pour la courbure précédente, M_{i-1}.

- Pour chaque position sur la hauteur du poteau, une flèche transversale est d'abord estimée. La méthode d'intégration numérique de Newmark permet ensuite de déterminer la flèche transversale. Un moment est ensuite déduit de cette flèche et à partir de la courbe M-φ correspondante, la courbure associée à ce moment permet d'évaluer la rotation et la flèche transversale du poteau à l'aide de la méthode de la poutre conjuguée.

- À noter que les explications détaillées sur ces hypothèses de calcul et limitations sont fournies plus loin dans ce chapitre.

Le présent chapitre décrit et illustre en détail les calculs effectués par le logiciel en fonction des caractéristiques et des options sélectionnées par l'utilisateur de cet outil de calculs.

Avant que le compilateur n'amorce l'analyse complète du poteau, l'utilisateur de ce logiciel doit tout d'abord fournir au programme les caractéristiques générales du poteau composite ainsi que la description des sollicitations à appliquer.

Comme le logiciel se présente sous la forme d'un chiffrier Excel, l'utilisateur doit tout d'abord activer la macro « PoteauComposite » afin d'avoir accès à l'interface utilisateur qui permet d'initialiser le poteau composite à analyser.

Les Figures A-1 à A-4 présentées à l'Annexe A montrent l'organigramme global utilisé pour effectuer la programmation du logiciel. Le contenu des cases et macros qui y apparaissent sera expliqué en détails dans les sections suivantes de ce chapitre. Au besoin, le lecteur pourra se référer à ces figures afin de mieux comprendre comment s'imbrique chacune des parties du programme par rapport aux autres.

3.1 Frontispice et avertissement

La fenêtre frontispice indique le nom de la personne qui a développé le logiciel, Christine Lacasse, ainsi que le nom des deux directeurs de recherche qui ont supervisé le projet, MM. Bruno Massicotte et Robert Tremblay. La date de la dernière mise à jour du programme est également indiquée afin que l'utilisateur sache s'il utilise la version la plus récente ou pour indications et modifications futures.

La seconde fenêtre indique à l'utilisateur que même si le logiciel a été conçu de façon rigoureuse et méthodique, il s'agit d'un outil de calcul qui comporte certaines limitations. Le développeur du logiciel ainsi que les superviseurs du projet ne peuvent en aucun cas être tenus responsables des erreurs que le programme peut générer. Ce logiciel ne prétend pas calculer la réponse dite « exacte » d'un poteau composite mais bien une approximation du comportement global de ce dernier.

Ces fenêtres de l'interface utilisateur sont illustrées aux Figures B-1 et B-2 de l'Annexe B respectivement.

3.2 Géométrie du poteau composite

En tout premier lieu, l'utilisateur doit indiquer les caractéristiques géométriques générales du poteau composite à analyser. Les indications qu'il doit fournir sont les suivantes :

- Profondeur de la section du profilé d'acier, *d;*
- Largeur de la section du profilé d'acier, *b;*
- Épaisseur des ailes de la section d'acier, *t;*
- Épaisseur de l'âme de la section d'acier, *w;*
- Hauteur du poteau, *L;*
- Incrément sur la hauteur, *DL* : Cette caractéristique indique le pas d'intégration numérique sur la hauteur du poteau pour calculer la flèche transversale;
- Compression-flexion du poteau selon l'axe fort ou l'axe faible.

Cette fenêtre de l'interface utilisateur est illustrée à la Figure B-3 de l'Annexe B.

3.3 Position des barres d'armature

Le cas échéant, l'utilisateur indique la position des barres d'armature ainsi que la section de ces dernières à chaque niveau donné.

La position doit être inscrite à partir du bas de la section, c'est-à-dire la partie de la section qui sera la plus tendue ou la moins comprimée lors du chargement. Comme illustré à la Figure B-4 de l'Annexe B, le bas de la section est par conséquent une des ailes si le chargement est suivant l'axe fort ou une des surfaces de béton si le chargement est réalisé suivant l'axe faible.

Le calcul des efforts internes est obtenu par une intégration discrète, c'est-à-dire que la section du poteau est étudiée suivant des « tranches » définies (un même niveau horizontal, voir Figure 3-5). Lorsque le chargement est effectué suivant l'axe fort, la section du poteau composite est discréditée en 100 tranches, dont une tranche d'épaisseur t pour chacune des ailes d'acier et 98 tranches d'épaisseur identique pour le béton. Si le chargement est effectué suivant l'axe faible, alors la section du poteau composite est discréditée en 101 tranches, dont une tranche pour l'âme du profilé d'acier d'une épaisseur de w et 100 tranches d'épaisseur identique pour le béton.

En discrétisant sur une centaine de tranches, le profil des contraintes obtenu montre un profil pratiquement courbe et non discontinu plutôt qu'un profil en escalier moins représentatif d'un état de déformation plane sur la section d'un poteau. Cette discrétisation permet ainsi de réduire les sources d'erreur lorsque l'équilibre des efforts sur la section doit être atteint pour un niveau de sollicitation donné.

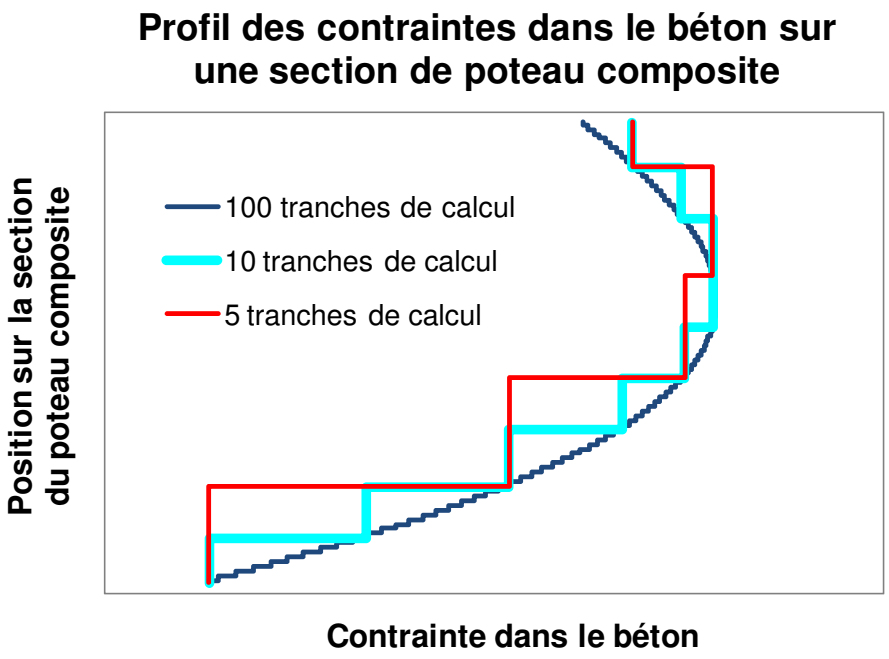


Figure 3-4 Profil des contraintes dans le béton d'un section de poteau composite en fonction du nombre de tranches de calcul utilisées

La Figure 3-5 illustre la division de la section en tranches d'analyse pour un chargement en compression-flexion suivant l'axe fort.

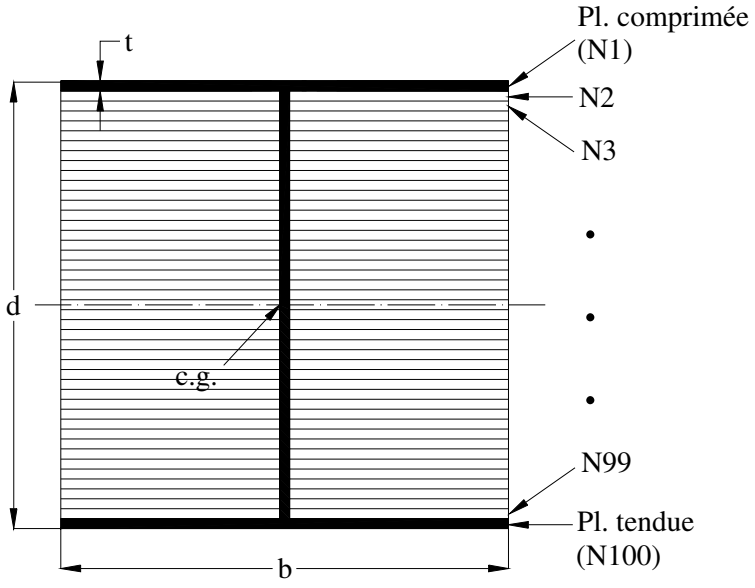


Figure 3-5 Tranches d'analyse pour un chargement en compression-flexion suivant l'axe fort

Par conséquent, plus la section du poteau composite est petite, plus les calculs par intégration discrète seront précis en valeur absolue. Par contre, en valeur relative, la précision des résultats demeurerait inchangée quel que soit les dimensions du poteau composite.

À titre d'exemple, si le poteau analysé possède une section de 600 x 600 mm, que l'épaisseur des plaques d'acier est de 12.7 mm et qu'il est soumis à un chargement en compression-flexion suivant l'axe fort, l'épaisseur des tranches d'analyse sera donc de 5.9 mm. En comparaison, si la section du profilé était de 300 x 300 mm et que l'épaisseur des plaques d'acier était de 6.4 mm, les tranches d'analyse n'auraient alors que 2.9 mm d'épaisseur.

3.3.1 Sous-programme « PositionArmature »

Lorsque toutes les positions et sections des barres d'armature sont entrées et que l'utilisateur sélectionne le bouton « Poursuivre », un sous-programme nommé « PositionArmature » s'amorce afin d'attribuer les sections d'acier aux tranches d'analyse les plus près. Ce sous-programme est illustré à la Figure A-5 de l'Annexe A.

Une première boucle sert à déterminer la position des armatures données par l'utilisateur. La seconde boucle sert à associer la section des armatures aux tranches de calcul en fonction de leur position. La position finale des armatures sera à la position donnée par l'utilisateur à plus ou moins la demi-épaisseur d'une tranche de calcul.

La section d'acier d'armature maximale pouvant être assignée à une tranche de calcul est égale au produit de l'épaisseur de la tranche de calcul par la largeur du poteau, b, si le chargement en compression-flexion est suivant l'axe fort, ou par la profondeur du poteau, d, si c'est suivant l'axe faible. Cette limite est imposée afin que la section d'acier ne dépasse pas la section maximale de la tranche de calcul.

Advenant le cas où la section des barres d'armature à un même niveau excèderait cette limite, l'utilisateur pourrait alors diviser la section des barres d'armature sur plusieurs tranches d'analyse contigües en s'assurant de centrer la section d'acier dans les tranches de calculs par rapport à la position réelle des barres d'armature.

La Figures C-1 de l'Annexe C présente un extrait de la feuille Excel utilisée par le logiciel de calculs pour distribuer les barres d'acier d'armature pour le poteau composite B2-X-3 testé par Bouchereau et Toupin (2003).

3.4 Matériaux constituants

Quatre fenêtres utilisateur ont pour but de caractériser les propriétés des matériaux constituants du poteau composite. Ces fenêtres sont montrées aux Figures B-5 à B-8 de l'Annexe B respectivement.

À noter que les équations du Chapitre 2 qui ont été utilisées pour développer le modèle analytique sont reprises ici afin de mieux illustrer le fonctionnement et les calculs réalisés « pas à pas » par le logiciel de calculs.

3.4.1 Propriétés du béton en compression

3.4.1.1 Béton normal

Tout d'abord, l'utilisateur doit compléter les caractéristiques suivantes :

- **Masse volumique,** γ_c : Si la masse volumique n'est pas disponible, la valeur de 2300 kg/m^3 est utilisée par défaut;

- **Résistance maximale spécifiée OU mesurée,** f'_c;

- **Facteur de réduction de la résistance du béton,** F_1 : Ce facteur permet de tenir compte du fait que la résistance du béton des cylindres est généralement légèrement inférieure à la résistance du béton des éléments de structures. La valeur par défaut est de 0.9 (voir Chapitre 2, Section 2.1.1.1);

- **Facteur d'augmentation de la résistance du béton,** F_2 : Ce facteur sert à corriger la valeur de la résistance spécifiée du béton pour tenir compte du fait que le béton fourni

possède généralement une résistance moyenne plus grande que celle spécifiée. La valeur par défaut est de 1.15 (voir Chapitre 2, Section 2.1.1.1). Si c'est la résistance « mesurée » qui est utilisée, alors ce facteur n'est pas requis et la valeur du facteur doit donc être de 1.0;

- **Module élastique,** E_c : Si le module est inconnu, l'utilisateur doit inscrire la valeur « 0 » afin que le module élastique soit calculé suivant les équations présentées au Chapitre 2, Section 2.1.1.1;

- **Déformation au pic,** ε_{cpic} : Si cette déformation est connue, l'utilisateur doit l'inscrire. Dans le cas contraire, l'utilisateur doit indiquer « 0 » afin que la déformation du béton à f_c utilisée soit calculée selon les relations présentées au Chapitre 2, Section 2.1.1.1;

- **Déformation maximale,** ε_{cmax} : Si cette valeur est disponible, l'utilisateur doit l'inscrire. Sinon, la valeur par défaut de la déformation maximale pour un béton normal est de 3500 με;

- **Type de béton** : L'utilisateur doit choisir le type de béton à utiliser, c'est-à-dire indiquer s'il s'agit d'un béton dit « normal » ou d'un béton renforcé de fibres d'acier dit *BRF*.

Les Équations 2-5 et 2-6 du Chapitre 2 décrivent de la courbe caractéristique utilisée pour le béton normal en compression.

3.4.1.2 Béton renforcé de fibres d'acier

En premier lieu, l'utilisateur doit compléter les mêmes caractéristiques que pour le béton normal. Il existe cependant quelques distinctions :

- **Déformation maximale,** ε_{cmax} : L'utilisateur doit inscrire « 0 » afin que cette déformation soit calculée selon les Équations 2-12 à 2-14 du Chapitre 2.

- **Type de béton** : Dans ce cas-ci, l'utilisateur choisira le béton renforcé de fibres d'acier et devra alors indiquer les caractéristiques suivantes :
    - Fraction volumique de fibres (V_f %). Ici, 1 % correspond à 1 % * 7850 kg/m³ (masse volumique de l'acier), c'est-à-dire environ 78.5 kg de fibres d'acier par m³ de béton;
    - Rapport Longueur/Diamètre des fibres (« *Aspect Ratio* »).

Comme il a été expliqué au Chapitre 2, Section 2.1.2, l'équation de la courbe caractéristique ne change pas mais l'évaluation de la constante k est différente lorsqu'il s'agit d'un béton renforcé de fibres. Connaissant ε_{cmax}, une petite macro permet alors de déterminer la constante k à l'aide d'une fonction de type « Valeur cible ».

Les courbes contrainte-déformation d'un béton normal et d'un béton renforcé de fibres sont tracées pour une même valeur de résistance et sont montrées à la Figure B-6 de l'Annexe B.

3.4.2 Propriétés du béton en traction

Afin de tenir compte de l'apport du béton en traction, la forme de la courbe contrainte-déformation du béton en traction choisie est celle de Belarbi et Hsu (1994). La Figure B-7 de l'Annexe B illustre les caractéristiques de ce modèle.

La convention de signe adoptée dans le logiciel utilise le signe « - » pour définir les contraintes et déformations en traction du béton. Le cas échéant, l'utilisateur qui souhaite modifier les valeurs proposées par défaut pour la loi de béton en traction, ne doit pas omettre d'ajouter le signe « - ». Les valeurs pouvant faire l'objet de modifications sont les suivantes :

- **Module élastique,** E_{ct} : Par défaut, il s'agit du module élastique du béton en compression. L'utilisateur peut aussi entrer une autre valeur;

- **Résistance maximale à la traction,** f_t : La valeur par défaut est calculée à partir de l'Équation 2-9 du Chapitre 2.

- **Déformation maximale en traction.** ε_{tmax} ;

- **Exposant** de la courbe caractéristique, *Exp* : Voir l'Équation 2-11 du Chapitre 2.

Finalement, la déformation à la fissuration ε_{cr} est montrée à l'utilisateur à titre indicatif seulement et est selon l'Équation 2-10 du Chapitre 2. Par conséquent, si les valeurs par défaut de E_{ct} ou f_t sont modifiées alors cette valeur change automatiquement.

3.4.3 Contrainte dans le béton en fonction de la déformation

Les Figures A-6 et A-7 de l'Annexe A montrent les organigrammes qui servent à calculer la contrainte dans le béton normal de chacune des tranches de calcul (un même niveau horizontal, voir Figure 3-5) de la section du poteau en fonction de la déformation sur cette dernière.

Les organigrammes servant à déterminer la contrainte dans le béton renforcé de fibres d'acier sont très similaires à ceux présentés pour le béton normal aux Figures A-6 et A-7 de l'Annexe A. Les seules différences se situent au niveau du calcul des propriétés comme ε_{cmax}, la constante k ainsi que la valeur de la contrainte f_{cu}.

Ces organigrammes tiennent compte de toutes les relations présentées précédemment aux Sections 3.4.1 et 3.4.2. De plus, le programme permet d'enregistrer les contraintes et déformations maximales subies par la section la plus sollicitée du poteau composite.

De cette façon, si la valeur absolue de la déformation, de la section considérée, augmente par rapport aux déformations maximales enregistrées aux pas de charge précédents, alors la contrainte dans le matériau sera calculée directement avec les relations montrées aux Sections 3.4.1 et 3.4.2.

Cependant, si la valeur absolue de la déformation diminue, par rapport aux déformations maximales enregistrées, alors la contrainte calculée devient égale à la contrainte maximale enregistrée à laquelle on soustrait le produit du module élastique du béton multiplié par la différence entre la déformation associée à la contrainte maximale enregistrée et la déformation

donnée. Ce type de relation apparaît à quelques endroits dans l'organigramme montré à la Figure A-7 de l'Annexe A et prend la forme suivante :

$$f_i = f_{avant} - E*(\varepsilon_{avant} - \varepsilon) \qquad \textbf{(3-4)}$$

Ce type de relation est utile surtout lors du calcul du déchargement du poteau composite. Dans le programme, le déchargement du béton calculé de cette façon est permis jusqu'à la valeur de f_t en traction et f_c en compression, selon le sens du déchargement.

Étant donné que les poteaux à analyser par le logiciel de calculs ne sont pas soumis à des chargements cycliques et que les états de déchargement observés dans les analyses sont très rares et ne s'appliquent qu'à quelques tranches d'analyse le cas échéant (un même niveau horizontal, voir Figure 3-5), il n'était pas requis d'élaborer davantage les contraintes limites pour le déchargement du matériau.

La Figure 3-6 illustre un cas de déchargement élastique typique qui est utilisé, le cas échéant, dans les modèles mathématiques des matériaux utilisés dans le logiciel.

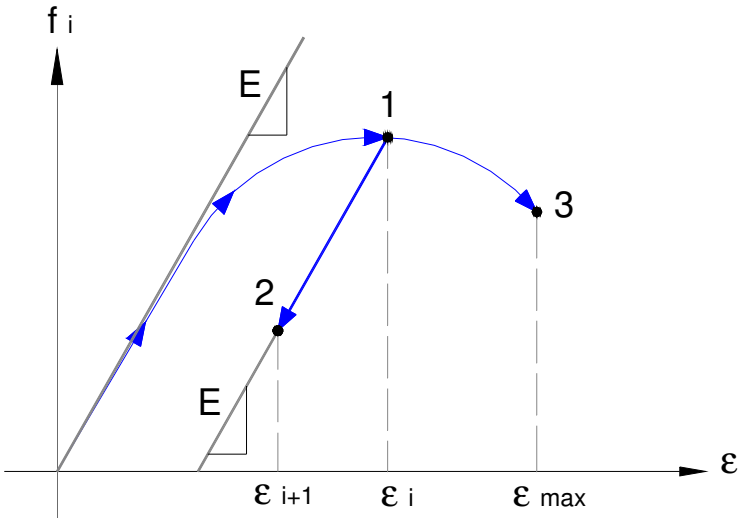


Figure 3-6 Schéma illustrant le déchargement élastique sur une courbe caractéristique typique d'un matériau

Tant qu'une déformation donnée comme ε_{i+1} est plus grande que la déformation atteinte précédemment ε_i, alors la contrainte dans le matériau est prise directement sur la courbe caractéristique en suivant la progression des déformations. Les flèches bleues qui progressent vers le point « 1 » représentent ce comportement.

Par contre, si la déformation donnée ε_{i+1} devient inférieure à ε_i, alors un déchargement élastique se produit en réduisant la contrainte associée à ε_i d'une valeur égale au produit du module élastique du matériau par l'écart entre les déformations ε_i et ε_{i+1}.

Finalement, dès que la déformation du matériau dépasse la valeur maximale admissible ε_{max}, la contrainte dans le matériau devient nulle jusqu'à la fin de l'analyse du poteau composite et il n'y a plus de déchargement possible.

3.4.4 Propriétés des plaques d'acier et des barres d'armature

La Figure B-8 de l'Annexe B montre la fenêtre utilisateur qui caractérise les propriétés des aciers utilisés pour le poteau composite.

Les caractéristiques suivantes peuvent être modifiées par l'utilisateur :

- Module élastique des plaques d'acier, E_s, et des barres d'armature, E_{sa};
- Limite élastique des plaques d'acier, F_{ypl}, et des barres d'armature, F_{ya};
- Déformation au début de l'écrouissage des plaques d'acier, ε_{hard}, et des barres d'armature, ε_{harda};
- Module tangent des plaques d'acier à l'écrouissage des plaques d'acier, E_h, et des barres d'armature, E_{ha};
- Déformation à la résistance ultime des plaques d'acier, ε_u, et des barres d'armature, ε_{ua};
- Résistance ultime des plaques d'acier, F_{upl}, et des barres d'armature, F_{ua}.

Les valeurs par défaut données pour cette fenêtre utilisateur sont tirées, pour la plupart, des essais expérimentaux réalisés par Toupin et Bouchereau (2003).

L'Équation 2-18 du Chapitre 2 décrit la courbe contrainte-déformation, de l'écrouissage jusqu'à la rupture des plaques d'acier.

3.4.5 Contrainte dans les plaques d'acier en fonction de la déformation

Les Figures A-8 et A-9 de l'Annexe A montrent les organigrammes servant à calculer la contrainte dans les tranches de calcul (un même niveau horizontal, voir Figure 3-5) de la section du poteau en fonction de la déformation.

Tout comme pour le béton, le programme permet d'enregistrer les contraintes et déformations maximales subies par la section la plus sollicitée du poteau. Par rapport au béton, en plus des différences au niveau des équations caractérisant les contraintes et déformations du matériau, il est à noter que le déchargement élastique de l'acier est permis jusqu'à la valeur de la limite élastique, soit $\pm F_{ypl}$ selon que le déchargement fasse passer le matériau de l'état comprimé vers l'état tendu ou vice-versa. Tout comme pour le béton, il n'était pas requis d'élaborer davantage les contraintes limites pour le déchargement du matériau.

3.4.6 Contrainte dans les aciers d'armature en fonction de la déformation

Les organigrammes du sous-programme qui servent à déterminer la contrainte des armatures sont pratiquement identiques à ceux utilisés pour les plaques d'acier illustrés aux Figures A-8 et A-9 de l'Annexe A.

Par conséquent, les commentaires énoncés à la Section précédente s'appliquent également ici. La seule distinction est que les déformations reliées aux contraintes résiduelles n'entrent pas dans le calcul des contraintes dans les barres d'armature.

3.5 Contraintes résiduelles des plaques d'acier

L'utilisateur peut inclure les effets des contraintes résiduelles en sélectionnant les contraintes résiduelles mesurées expérimentalement par Maranda (1998) et Chicoine (2000) sur l'un des 8

profilés d'acier étudiés en laboratoire, montrés dans la fenêtre utilisateur illustrée à la Figure B-9 de l'Annexe B.

Il est important alors de choisir le profilé qui correspond le plus au poteau composite que l'on étudie (largeur et épaisseur des plaques).

De plus, une attention particulière doit être portée en ce qui a trait à la précision des résultats expérimentaux. Cette dernière peut être évaluée en considérant la caractéristique nommée « Équilibre ». Cette valeur représente la somme des forces sur la section en utilisant les contraintes résiduelles mesurées expérimentalement. Si cette valeur est très différente de « 0 », alors il s'agit d'une indication que les valeurs mesurées sont plus ou moins fiables.

Comme il sera discuté dans le Chapitre 4, l'effet des contraintes résiduelles est d'environ 1.5 % sur la valeur de P_{max} ; ce qui équivaut, par exemple, à environ 120 kN pour une section de 450 x 450 x 9.53 mm sollicitée en compression-flexion suivant l'axe fort avec une excentricité de 33 mm. La force non équilibrée (caractéristique nommée « Équilibre ») a donc tout intérêt à être bien en deçà de cette valeur pour que les effets calculés des contraintes résiduelles soient représentatifs.

3.5.1 Sous-programme « ContraintesResiduelles »

Une fois les contraintes résiduelles sélectionnées, un sous-programme nommé « ContraintesResiduelles » s'exécute afin d'attribuer les contraintes résiduelles aux tranches d'analyse les plus près (différents niveaux horizontaux, voir Figure 3-5). L'organigramme de ce sous-programme est illustré à la Figure A-10 de l'Annexe A.

Une première boucle sert à déterminer la position des contraintes résiduelles trouvées expérimentalement. La seconde boucle sert à associer ces contraintes résiduelles aux tranches de calcul en fonction de leur position.

Dans le but de s'assurer que l'équilibre de la section soit respecté, la force non équilibrée est redistribuée dans les tranches de calcul au prorata de l'aire de chacune d'elle. La Figure 3-7

montre une partie du chiffrier qui calcule les contraintes résiduelles corrigées pour l'âme d'un profilé d'acier.

ÂME	c.g. (mm)	$\sigma_{res.}$ (MPa)	$A_{s\ pl.}$ (mm²)	Force (kN)	Force $_{corr.}$ (kN)	$\sigma_{res.\ corr.}$ (MPa)
Pl.$_C$ (N1)	445.2					
N2	438.3	-56	41.9	-2.35	-2.29	-54.7
N3	433.9	-56	41.9	-2.35	-2.29	-54.7
…	…	…	…	…	…	…
N98	16.1	-56	41.9	-2.35	-2.29	-54.7
N99	11.7	-56	41.9	-2.35	-2.29	-54.7
Pl.$_T$ (N100)	4.8					

A = Σ forces dans l'âme (N2 à N99) : 16.1 kN

AILE	c.g. (mm)	$\sigma_{res.}$ (MPa)	$A_{s\ pl.}$ (mm²)	Force (kN)	Force $_{corr.}$ (kN)	$\sigma_{res.\ corr.}$ (MPa)
N1	447.8	39.2	42.0	1.6	1.7	40.5
N2	443.4	39.2	42.0	1.6	1.7	40.5
N3	439.0	39.2	42.0	1.6	1.7	40.5
…	…	…	…	…	…	…
N98	11.0	39.2	42.0	1.6	1.7	40.5
N99	6.6	39.2	42.0	1.6	1.7	40.5
N100	2.2	39.2	42.0	1.6	1.7	40.5

B = Σ forces dans les 2 ailes (N1 à N100) : -32.3 kN

Total des forces = A + B = -16.2 kN à redistribuer proportionnellement

Total des forces corrigées = 0.0 kN pour avoir l'équilibre des forces sur la section

Figure 3-7 Exemple de feuille de calculs de contraintes résiduelles corrigées

Les valeurs des contraintes résiduelles sont distribuées de façon symétrique sur la section du profilé d'acier.

L'équation suivante indique le calcul à réaliser pour passer de la force non corrigée à la force corrigée dans chacune des tranches de calcul (un même niveau horizontal, voir Figure 3-5) afin que l'équilibre de la section soit respecté.

$$Force_{corrigéei} = Force_i - \frac{A_{si} * \sum Force_i}{\sum A_{si}} \qquad \textbf{(3-5)}$$

Les contraintes résiduelles corrigées ainsi sont ensuite transformées en déformations à l'aide du module élastique des plaques d'acier. Les déformations causées par le changement de la position de l'axe neutre et de la courbure sont alors additionnées à ces dernières pour calculer la contrainte dans l'acier.

Les Figures C-2 et C-3 de l'Annexe C présentent un extrait de la feuille Excel utilisée par le logiciel de calculs pour distribuer les contraintes résiduelles pour le poteau composite B2-X-3 testé par Bouchereau et Toupin (2003).

La feuille de calculs servant à distribuer les contraintes sur chaque tranche d'analyse (un même niveau horizontal, voir Figure 3-5) de la section d'un poteau montre uniquement une tranche d'analyse pour l'aile comprimée et une tranche d'analyse pour l'aile tendue d'un poteau soumis à un chargement en compression-flexion suivant l'axe fort ainsi qu'une seule tranche d'analyse pour l'âme d'un poteau soumis à un chargement en compression-flexion suivant l'axe faible. Ces tranches sont discrétisées en 101 et 98 sous-tranches, respectivement pour les ailes et l'âme, sur la feuille de calculs des contraintes résiduelles afin de bien distribuer les contraintes résiduelles tout le long des ailes et de l'âme de la section d'acier.

3.6 Imperfections initiales des ailes du profilé d'acier

L'utilisateur peut choisir d'activer ou non une option de calcul qui permet d'analyser le poteau composite en tenant compte de l'effet du voilement local des ailes du profilé d'acier en cours de chargement. Pour ce faire, il doit indiquer l'espacement maximal c/c des tirants du centre du poteau, s, ainsi que la grandeur de l'imperfection initiale maximale, δ_o, entre les tirants du centre dans la fenêtre utilisateur montrée à la Figure B-10 de l'Annexe B.

Il est recommandé à l'article 18.3.1.1 de la norme CAN/CSA-S16 de ne pas espacer les tirants à plus de 500 mm, ou 2/3 de la largeur du profilé d'acier, b, ou 2/3 de la profondeur du profilé, d. L'espacement inscrit par défaut correspond à la plus petite de ces 3 valeurs. La valeur de l'imperfection initiale maximale suggérée par défaut correspond à 0.5 % de l'espacement des tirants, s , tel que prescrit selon le même article de la norme CAN/CSA-S16.

Si cette option de calcul n’est pas sélectionnée, le voilement local n’est pas considéré et cela a pour effet que la déformation utilisée pour déterminer la contrainte dans les plaques d’acier sera la déformation causée à la fois par l’effet axial et la flexion et ce, à la position du moment maximal sur le poteau. Par conséquent, comme le niveau de déformation dans le matériau est légèrement surévalué, le niveau de contrainte est plus élevé et permet d’atteindre une résistance axiale un peu plus grande pour le poteau composite.

Si l’option est activée, alors seule la déformation causée par le raccourcissement du matériau est utilisée pour déterminer la contrainte dans le matériau. Cependant, il est à noter que l’activation de cette option ralentit de beaucoup le temps de calcul, et ce, de façon encore plus significative pour ce qui est des analyses suivant l’axe faible. Elle devrait donc être utilisée seulement lorsque des résultats plus précis sont requis.

Comme montrée à la Figure B-10 de l’Annexe B, l'imperfection réelle est dirigée vers l'intérieur. Cependant, lors de l'analyse, le logiciel pose l'hypothèse que l'imperfection initiale et dirigée vers l'extérieur. Cette hypothèse conservatrice est nécessaire ici puisque les interactions entre le béton et l’acier n’entrent pas en ligne de compte dans la programmation du logiciel. Au cours du chargement des poteaux-composites, comme le coefficient de Poisson du béton devient supérieur à celui de l’acier pour des niveaux de contraintes élevés, le béton poussé vers l’extérieur des ailes du profilé d’acier, contribue au voilement des ailes entre les tirants. Le voilement local n’est possible que vers l’extérieur puisque le béton empêche tout voilement vers l’intérieur du poteau. À noter que l’effet de Poisson dans le béton qui agit sur la déformée des semelles du profilé n’est pas considéré dans le logiciel de calculs.

Contrairement au logiciel, l’imperfection initiale des tirants est pratiquement toujours dirigée vers l’intérieur du béton. L’hypothèse simplificatrice et conservatrice adoptée pour le logiciel peut permettre d’utiliser des valeurs inférieures de l’imperfection initiale afin de ne pas trop pénaliser le comportement du poteau. Pour ce qui est de la valeur de l’imperfection initiale à utiliser par rapport à la valeur mesurée, l’influence de ce paramètre sur le comportement global du poteau est discutée au Chapitre 4. À moins que l’imperfection initiale mesurée soit dirigée vers l’extérieur, il

est conseillé de ne pas choisir des valeurs d'imperfection initiales qui dépassent la valeur autorisée par la norme CAN/CSA-S16.

Lors de l'initialisation de l'imperfection initiale maximale, δ_o, et de l'espacement des tirants, s, si l'option est activée alors un premier sous-programme appelé « VoilementLocal » s'exécute. La Figure A-11 de l'Annexe A montre l'organigramme de ce sous-programme.

Il est à noter que le calcul du voilement local effectué par le logiciel de calculs ne tient pas compte de l'augmentation du moment plastique, M_p, causé par l'écrouissage des plaques d'acier.

Le sous-programme montré à la section qui suit, contient des spécifications qui permettent de tenir compte de ces conditions à respecter.

3.6.1 Analyse du poteau composite en considérant le voilement local

Lors de l'analyse du poteau composite, seule une interpolation dans le tableau des résultats, calculés selon les indications décrites à la Section 2.1.5.2, est réalisée chaque fois que la position de l'axe neutre est modifiée. De cette façon, le temps d'analyse est réduit en évitant de refaire chaque fois un calcul pour départager la déformation causée par la flexion de celle causée par le raccourcissement du matériau sur la déformation totale.

La feuille de calcul Excel, où la position de l'axe neutre est modifiée pour un chargement suivant l'axe fort, montre une seule valeur de déformation totale vis-à-vis l'aile la plus « comprimée » et une seule valeur pour l'aile la plus « tendue ». Ceci est causé par le fait que les tranches d'analyse (un même niveau horizontal, voir Figure 3-5) sont données suivant la profondeur d de la section.

Par conséquent, une feuille de calcul qui permet d'étudier la variation des déformations le long des ailes du profilé est nécessaire. C'est pourquoi la feuille de calcul où les contraintes résiduelles sont calculées est utilisée et modifiée pour pouvoir également servir à déterminer la distribution des déformations causées par le raccourcissement du matériau le long des ailes du profilé d'acier et ce, à chaque fois que la position de l'axe neutre varie. À noter que lorsque la flexion est suivant

l'axe fort, la valeur de U_{total} est la même pour toute la semelle comprimée mais que différents $\varepsilon_{matériau}$ (voir Section 3.6.1.1) sont calculés pour chaque sous-tranche de calculs.

Par comparaison, la feuille de calcul Excel où la position de l'axe neutre est modifiée pour un chargement suivant l'axe faible, distribue les déformations le long des ailes car les tranches d'analyse sont données suivant la largeur *b* de la section. Donc, le calcul de la déformation causée par le matériau s'effectue dans cette même feuille de calcul.

Bref, lors du calcul des courbes moment-courbure, dès que la position de l'axe neutre varie, si l'option du voilement local est activée alors le sous-programme « $\varepsilon_{matériau}$ » s'exécute.

3.6.1.1 Sous-programme « $\varepsilon_{matériau}$ »

La Figure A-12 de l'Annexe A montre l'organigramme de calcul utilisé pour le sous-programme « $\varepsilon_{matériau}$_AxeFort ». Dans ce sous-programme, on analyse seulement les tranches d'acier d'extrémité des ailes et, à la fin, la déformation causée par la flexion est distribuée linéairement jusqu'à la jonction de l'aile avec l'âme. La tranche analysée est montrée schématiquement à la Figure 3-8.

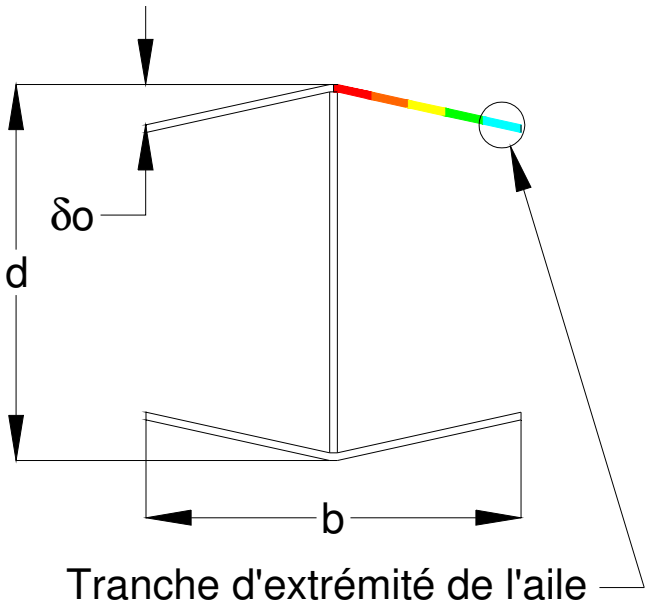


Figure 3-8 Schéma de la tranche d'analyse d'extrémité de l'aile pour le voilement local

On débute donc par analyser la déformation $\varepsilon_{comprimé}$ dans la tranche d'extrémité de l'aile qui est la plus « comprimée ». Si la déformation est négative, la tranche de calcul (un même niveau horizontal, voir Figure 3-5), et par conséquent toute l'aile jusqu'à la jonction avec l'âme, est tendue et il n'y a pas lieu de tenir compte du voilement. La déformation négative est alors la même pour toutes les tranches d'analyse jusqu'à la jonction avec l'âme.

Si la plaque est comprimée, on calcule en premier lieu un raccourcissement total de la tranche d'extrémité comme si toute la déformation donnée était transférée en raccourcissement élastique du matériau. Ce serait effectivement le cas si la tranche d'analyse était celle située à la jonction de l'aile et de l'âme.

Or, lors de l'initialisation des imperfections initiales du poteau composite, un tableau de résultats a été complété afin de caractériser le comportement d'une tranche d'extrémité de l'aile soumise à l'effet de voilement. Différents niveaux de charge axiale et de rotation plastique ont servi à caractériser le comportement élastique jusqu'à la charge axiale maximale ainsi que la partie inélastique jusqu'à de très grandes déformations de la tranche d'extrémité de l'aile. Plus de détails ont été donnés à ce sujet à la Section 2.1.5.2.

L'important ici est de savoir que pour chacun des points qui caractérisent le comportement de la tranche d'extrémité de l'aile, la valeur du raccourcissement causé par la flexion, celui causé par le raccourcissement élastique du matériau et la somme de ces deux valeurs, c'est-à-dire le raccourcissement total, ont été calculés.

Sachant que le raccourcissement total est le même pour toute l'aile, on cherche les valeurs de raccourcissement total qui « encadrent » la valeur recherchée. Une interpolation est ensuite réalisée afin d'extraire la valeur du raccourcissement élastique du matériau uniquement. Ce raccourcissement est alors transformé en déformation correspondante $\varepsilon_{matériau}$.

Finalement, on pose l'hypothèse que la quantité de déformation causée par la flexion varie linéairement jusqu'à « 0 » à la jonction de l'aile avec l'âme. Il s'ensuit d'une relation de type

« triangles semblables » qui détermine pour chaque tranche d'analyse la déformation causée par le raccourcissement du matériau.

Par conséquent, la déformation du matériau à la jonction aile-âme correspond à la déformation donnée directement par la feuille de calcul des courbes moment-courbure, c'est-à-dire $\varepsilon_{comprimé}$ et la déformation du matériau à l'extrémité des ailes correspond à $\varepsilon_{matériau}$ calculé par le sous-programme.

La Figure 3-9 illustre la variation de la déformation d'une aile entre l'extrémité qui subit le plus grand voilement local, c'est-à-dire la plus grande proportion de déformation causée par la flexion de la plaque, et l'âme dont la déformation est entièrement transférée au matériau.

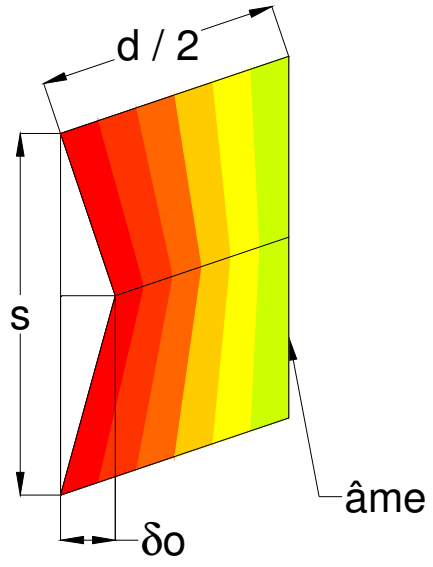


Figure 3-9 Variation linéaire de la déformation causée par le voilement local entre l'extrémité d'une aile et l'âme du profilé d'acier.

À noter également que cette figure caractérise le comportement de l'aile dans la partie inélastique du voilement local. Dans la partie élastique, la distribution varie aussi linéairement entre l'extrémité de l'aile et l'âme mais le voilement entre deux tirants distants de *s* est caractérisé par une forme de type sinusoïdale comme montrée à la Figure 2-7, comparativement à la forme triangulaire montrée ici.

Par la suite, pour analyser la déformation dans la plaque d'acier la moins « comprimée », ou la plus « tendue », on procède à un calcul similaire.

La différence avec le cas de chargement suivant l'axe faible est que ce type de calcul doit être fait pour chacune des tranches de calcul puisque ces dernières correspondent à des divisions le long des ailes. Par conséquent, la déformation de référence est différente pour chacune des tranches de calcul. Par rapport à un chargement en compression-flexion suivant l'axe fort où seulement deux interpolations sont nécessaires, un calcul suivant l'axe faible nécessite 100 interpolations et multiplie par le fait même le temps de calcul pour l'analyse d'un poteau composite. Par conséquent la variation de la déformation causée par le voilement local entre l'extrémité d'une aile et l'âme du profilé d'acier n'est plus forcément linéaire, sauf lorsque le raccourcissement se situe dans la partie élastique initiale de la courbe montrée à la Figure 2-10.

Les Figures C-4 et C-5 de l'Annexe C présentent un extrait de la feuille Excel utilisée par le logiciel de calculs pour déterminer la valeur de la déformation axiale du matériau soumis aux effets du voilement local. La Figure C-4 montre le tableau utilisé pour faire le calcul des courbes moment-courbure pour chaque incrément de force pour un poteau soumis à de la compression-flexion autour de l'axe faible. Par exemple, à la tranche de calcul *N1*, la plus comprimée, on note tout d'abord une déformation de 638 $\mu\varepsilon$. En multipliant cette déformation par l'espacement des tirants (s = 240 mm), on calcule le déplacement axial total (i.e. 0.15312 mm). La Figure C-5 montre le tableau utilisé pour déterminer la valeur de la déformation axiale d'une tranche de calcul. À partir du déplacement axial total, on calcule par interpolation linéaire la valeur du déplacement axial causé au matériau directement (i.e. 0.13789 mm qui donne 575 $\mu\varepsilon$). C'est la valeur de 575 $\mu\varepsilon$ qui sert pour déterminer la contrainte dans le matériau et à vérifier si l'équilibre de la section est respecté (somme des forces = incrément de force, pour une courbure donnée). Sinon, la position de l'axe neutre doit être modifiée (voir Section 3.8.1.1).

3.7 Critères de convergence et constantes

Juste avant d'entrer plus en détails au niveau des sous-programmes de calcul pour chacun des cas de chargement possible, il sera question des fenêtres utilisateur qui consistent à déterminer les

critères de convergence et les constantes utilisées dans les sous-programmes. Ces fenêtres sont montrées aux Figures B-11 à B-13 de l'Annexe B.

Ces fenêtres ont pour but d'éviter que le code d'analyse ne contienne des constantes qui peuvent altérer les résultats sans que l'utilisateur soit au courant ou sans que l'utilisateur y puisse quoi que ce soit.

A priori, il n'est pas conseillé de modifier les valeurs indiquées par défaut. Seul un utilisateur averti et au fait du code de programmation utilisé peut changer des valeurs sans que la précision des calculs et le bon fonctionnement du programme en soient affectés.

D'ailleurs, un utilisateur qui désire modifier une ou des parties du code de programmation, devra se référer aux définitions de chacun des critères de convergence et des constantes afin de bien comprendre toutes les étapes de calcul.

3.8 Type de chargement

Cette fenêtre illustrée à la Figure B-14 de l'Annexe B permet à l'utilisateur de choisir le type de chargement en compression-flexion qu'il souhaite effectuer sur le poteau composite. Trois options lui sont offertes :

- Une charge axiale, P, appliquée suivant une excentricité, e;
- Une charge axiale concentrique, P, appliquée en combinaison avec deux charges transversales, F, au centre de la portée du poteau;
- Une charge axiale concentrique, P, appliquée en combinaison avec deux moments d'extrémité, M_1 et M_2, qui soumettent le poteau à une courbure double.

Il faut noter que pour les trois cas présentés, les conditions d'appui simulées aux deux extrémités sont des appuis simples. De plus, bien que l'option d'un chargement uniquement suivant une charge axiale concentrique ne soit pas donnée, l'utilisateur peut spécifier une très petite valeur d'excentricité afin d'obtenir une très bonne approximation de la résistance axiale du poteau.

Pour les cas de chargement $P + F$ et $P + M$, l'utilisateur a l'option de choisir si c'est la charge axiale qui varie ou si c'est la force transversale ou les moments fléchissants, selon le cas.

Pour les trois types de chargement, l'utilisateur doit également spécifier une borne supérieure à l'effort variable. Il doit s'assurer de choisir une valeur qui ne peut être atteinte afin que la valeur de l'effort maximal puisse être évaluée de façon précise et aussi dans le but d'évaluer la partie post-pic une fois l'effort maximal atteint.

À titre indicatif, une valeur de force à appliquer est suggérée. Cette valeur correspond à la résistance nominale du poteau composite non élancé soumis à une charge axiale concentrique telle qu'énoncé par la norme CAN/CSA-S16 à l'article 18.3.2 :

$$\boldsymbol{C_p = A_{se}F_y + 0.8A_c f'_c + A_r F_{yr}} \tag{3-6}$$

Finalement, l'incrément de force ou de moment doit être donné en pourcentage de l'effort variable maximal spécifié. Cet incrément détermine de façon approximative le nombre de points qui seront calculés dans la partie pré-pic du chargement du poteau.

Avant d'entamer la description proprement dite des divers sous-programmes associés aux cas de chargement, décrivons la feuille de calcul principale typique qui sert à déterminer les points des graphiques moment-courbure.

Outre les caractéristiques géométriques de la section, les trois paramètres principaux qui régissent les calculs effectués sur cette feuille sont :

- La force axiale appliquée, P_i ;
- La courbure, φ_i ;
- La position de l'axe neutre par rapport à la fibre la moins « comprimée », ou la plus « tendue » de la section AN_i.

Tel que décrit à la Section 3.3, la section du poteau composite est divisée en 100 ou 101 tranches de calcul selon que le chargement en compression-flexion d'effectue suivant l'axe fort ou l'axe faible respectivement. Ce nombre étant constant pour chacun des deux cas, la position du centre

de gravité de chacune des tranches est évaluée en fonction des caractéristiques géométriques du poteau. La Figure 3-10 montre un exemple d'une partie du chiffrier utilisé pour calculer les points des courbes moment-courbure pour un poteau soumis à un chargement en compression-flexion suivant l'axe fort.

	c.g. (mm)	$A_{s\ pl.}$ (mm²) d*t ou t*delta	$A_{s\ arm.}$ (mm²)	A_c (mm²) b*delta - ΣA_s	ε et σ max. atteintes pas préc.	με + C et - T $\Delta_{sembl.}$	$\mu\varepsilon_{res}$ $(\sigma_{res.}/E_s)$*1E6
$Pl._C$ (N1)	445	4288				2898	voir F_s …
N2	438	42	0	1937	…	2863	-274
N3	434	42	0	1937	…	2841	-274
…	…	…	…	…	…	…	…
N98	16	42	0	1937	…	752	-274
N99	12	42	0	1937	…	730	-274
$Pl._T$ (N100)	5	4288				695	voir F_s …

	f_{ci} (MPa)	C_c (kN) σ_c*A_c	$f_{s\ pl.}$ (MPa)	$f_{s\ arm.}$ (MPa)	F_s (kN) Σf_s*A_s	P_{excel} (kN) C_c+F_s	M_c (kN.m) C_c*(cg-d/2)	M_s (kN.m) F_s*(cg-d/2)	M (kN.m) M_c+M_s
$Pl._C$ (N1)			voir F_s …		1309	1309		288	288
N2	28	54	358	497	15	69	11	3	15
N3	28	54	358	497	15	69	11	3	14
…	…	…	…	…	…	…	…	…	…
N98	18	34	96	150	4	38	-7	-1	-8
N99	17	33	91	146	4	37	-7	-1	-8
$Pl._T$ (N100)			voir F_s …		447	447		-98	-98
					Σ	8239		Σ	288

Figure 3-10 Exemple de feuille de calculs de courbe moment-courbure

Ensuite, la surface délimitée par chacune de ces tranches est divisée suivant la section de béton, de plaque d'acier et d'armature contenues dans chacune. Pour des valeurs données de position de l'axe neutre et de courbure, la déformation est ensuite calculée pour chacune de ces tranches en utilisant l'hypothèse de Bernouilli, c'est-à-dire en admettant que les sections planes demeurent planes durant le chargement.

Une colonne qui caractérise les déformations causées par les contraintes résiduelles suit immédiatement celle qui montre les déformations qui sont fonction de la courbure et de la position de l'axe neutre. Pour passer des contraintes résiduelles aux déformations causées par les contraintes résiduelles, on pose l'hypothèse que les contraintes résiduelles sont égales ou inférieures à la limite élastique des plaques d'acier. À l'aide du module élastique des plaques

d'acier, on passe donc directement d'une contrainte à une déformation afin de tenir compte des contraintes résiduelles dans l'analyse d'un poteau composite.

Les colonnes suivantes déterminent respectivement la contrainte dans le béton, l'acier des plaques ainsi que les armatures en respectant les relations décrites précédemment à la Section 3.4. Ensuite, ces contraintes sont transformées en forces afin de déterminer la somme des forces sur la section ainsi que la somme des moments fléchissants. En comparant la somme des forces ainsi obtenue à l'incrément de force appliqué, il est alors possible de vérifier si l'équilibre de la section est respecté.

3.8.1 Partie pré-pic : Chargement du poteau composite

3.8.1.1 Sous-programme « M-φ »

Ce sous-programme de calcul est le plus long de tous car il permet de caractériser les courbes moment-courbure pour chaque incrément de charge axiale appliquée. Ces courbes forment la base de tout le programme de calcul.

Après la complétion de la dernière fenêtre utilisateur, c'est ce sous-programme qui débute. Les Figures A-13 à A-20 de l'Annexe A illustrent les organigrammes se rapportant à ce sous-programme. Les lignes directrices sont expliquées ici.

En premier lieu, tous les tableaux des résultats sont initialisés à « 0 ». Ensuite, la charge axiale initiale, P_i , ainsi que l'incrément de charge, DP, sont calculés en fonction du cas de chargement sélectionné et des données fournies par l'utilisateur.

Tel que montré à la Figure A-13 de l'Annexe A, une première grande boucle sur la force axiale appliquée s'effectue tant et aussi longtemps que l'incrément sur la force est plus grand que l'incrément de force minimum spécifié, DP_{min}.

Lorsque l'incrément de force devient plus petit que cette valeur, c'est que la valeur de la charge axiale maximale, P_{max}, a été atteinte suivant les critères de convergence spécifiés et que le programme peut maintenant passer en « contrôle de rotation » pour la partie post-pic du poteau.

Une seconde boucle de calcul entre alors en jeu afin de faire varier la courbure du poteau composite. Pour chacune des courbures données, le programme doit ensuite déterminer la position de l'axe neutre qui permet d'atteindre l'équilibre statique au niveau de la section analysée. Il s'agit donc de vérifier que la valeur de la charge axiale calculée par le chiffrier Excel « P_{excel} » égale la valeur de l'incrément de charge, P_i.

Afin de converger vers une solution rapidement, le sous-programme détermine la position de l'axe neutre pour la valeur de la charge axiale maximale, P_{max}, possible pour la courbure donnée ainsi que la position de l'axe neutre pour obtenir une valeur nulle de la charge axiale sur la section.

Ensuite, l'itération s'effectuera entre ces deux valeurs par la méthode de la sécante pour déterminer la position de l'axe neutre qui fera en sorte que la charge axiale calculée égale celle recherchée.

La courbure de la section ainsi que variation de la position de l'axe neutre par rapport à la section sont illustrées à la Figure 3-11 où AN_{max} correspondra à la position où $P = 0$ et AN_{min} correspondra à la position de P_{max} dans le programme d'analyse.

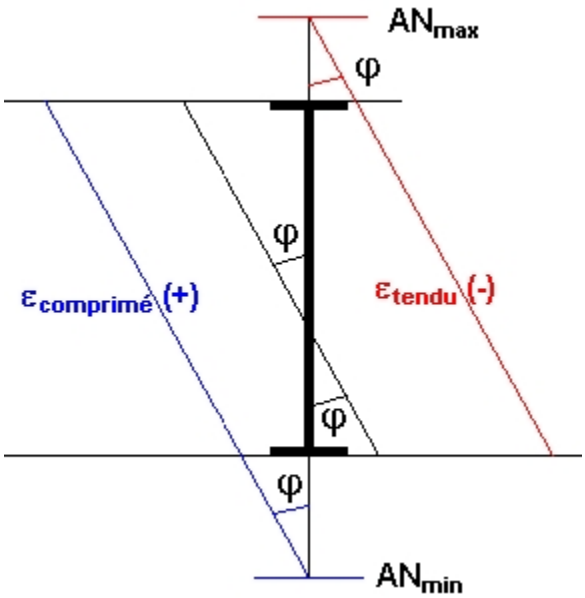


Figure 3-11 Variation de la position de l'axe neutre

Les Figures A-14 et A-15 de l'Annexe A montrent les deux organigrammes nécessaires pour le calcul de la position de l'axe neutre afin d'obtenir la charge axiale maximale pour l'incrément de courbure donné.

Compte tenu qu'à priori la valeur de P_{max} recherchée est inconnue, il s'agit d'effectuer des boucles successives qui itèrent sur des incréments de plus en plus petits afin de cibler la position de l'axe neutre recherché, AN_{min}, selon les critères de convergence prescrits.

Sur les deux figures, il est possible de constater qu'à chaque fois que la position de l'axe neutre varie, une vérification est effectuée pour savoir si le calcul qui tient compte du voilement local est requis. Le cas échéant, un sous-programme additionnel s'ajoute afin de départager la déformation axiale causée par la flexion du poteau et celle causée par le raccourcissement du matériau. À ce sujet, plus de détails sont disponibles à la Section 3.6.

Pour ce qui est de déterminer la position de l'axe neutre pour une valeur de P nulle, les Figures A-16 à A-18 de l'Annexe A illustrent la procédure adoptée. Tout d'abord, on cherche à cerner la charge axiale nulle en déterminant une position d'axe neutre AN_{max} qui procure une valeur de charge axiale négative.

Ensuite, la méthode de la sécante est utilisée avec les deux positions d'axe neutre AN_{min} et AN_{max} afin de déterminer la position de l'axe qui fournit une valeur nulle à la charge axiale calculée. La Figure 3-12 illustre le cheminement des calculs avec la méthode de la sécante. Dans ce cas-ci, le but de cette méthode est de déterminer la position de l'axe neutre qui donne $P = 0$.

Les itérations sont réalisées de la façon suivante :

- Le calcul peut s'amorcer lorsque la position de l'axe neutre est connue pour deux valeurs de force axiale située de part et d'autre de la valeur de la force recherchée $P = 0$;

- Une relation linéaire est supposée entre les deux forces initiales pour calculer la valeur de l'axe neutre pour $P = 0$;

- Compte tenu que la véritable relation n'est pas linéaire, à partir de cette position d'axe neutre, une nouvelle charge axiale est calculée;

- Si cette charge axiale est suffisamment près de la valeur recherchée alors les itérations cessent sinon les valeurs des forces initiales sont modifiées afin de cerner de plus près la valeur recherchée $P = 0$ et une nouvelle droite est tracée afin de trouver une nouvelle position d'axe neutre, etc.

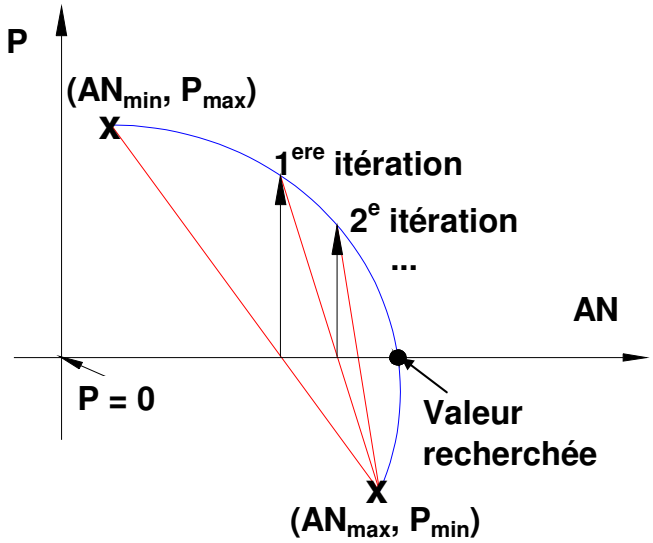


Figure 3-12 Cheminement des itérations selon la méthode de la sécante

La Figure A-17 de l'Annexe A montre l'organigramme qui utilise la méthode de la sécante pour déterminer la position de l'axe neutre à $P = 0$.

Connaissant maintenant les positions de l'axe neutre pour P_{max} et $P = 0$, la Figure A-18 de l'Annexe A montre que la méthode de la sécante est de nouveau utilisée mais cette fois, dans le but de cerner la valeur de la charge axiale recherchée, P_i.

La position de l'axe neutre, la courbure ainsi et le moment fléchissant calculé ainsi sont ensuite inscrits dans un tableau des résultats.

Les mêmes étapes se répètent alors pour l'incrément de courbure suivant jusqu'à ce que le moment fléchissant calculé à un incrément soit plus petit que le moment fléchissant de l'incrément de courbure précédent. Ces étapes sont montrées dans l'organigramme de la Figure A-19 de l'Annexe A.

Tel que montré dans l'organigramme de la Figure A-20 de l'Annexe A, la pente entre chacun des points calculés avec le premier point calculé ayant un moment fléchissant positif est ensuite calculée.

Lorsque la variation entre les pentes ainsi calculées et la première pente calculée dépasse le critère de convergence donné, les pentes suivantes ne servent plus au calcul de la pente initiale de la courbe moment-courbure.

Autrement dit, seules les valeurs des pentes initiales similaires servent à calculer la valeur de la pente initiale moyenne d'une courbe moment-courbure.

Finalement, dans le but d'évaluer la flèche au centre du poteau composite, un autre sous-programme s'amorce en fonction du cas de chargement sélectionné.

Lorsque cette flèche a été évaluée, une nouvelle boucle s'amorce sur un nouvel incrément de charge axiale, P_i.

3.8.1.2 Sous-programme « P + e »

Ce type de chargement, illustré à la Figure 3-13, consiste à appliquer une charge axiale, selon une excentricité donnée, *e*, sur un poteau-poutre simplement appuyé à ses deux extrémités.

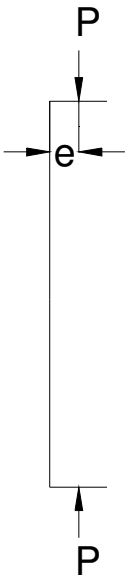


Figure 3-13 DCL du chargement de type « P + e »

Les organigrammes de ce sous-programme correspondent aux Figures A-21 à A-23 de l'Annexe A. Tout d'abord, la valeur de la pente initiale moyenne de la courbe moment-courbure

est déterminée. D'un pas de chargement à l'autre, on observe que la valeur de la pente initiale des courbes moment-courbure diminue. Il s'agit d'une indication que la rigidité du poteau composite diminue progressivement en fonction du niveau d'endommagement des matériaux. Cette caractéristique est surtout exploitée lors du déchargement du poteau.

La Figure 3-14 illustre des variables utilisées pour le calcul des flèches transversales d'un poteau composite soumis à une charge axiale appliquée selon une excentricité.

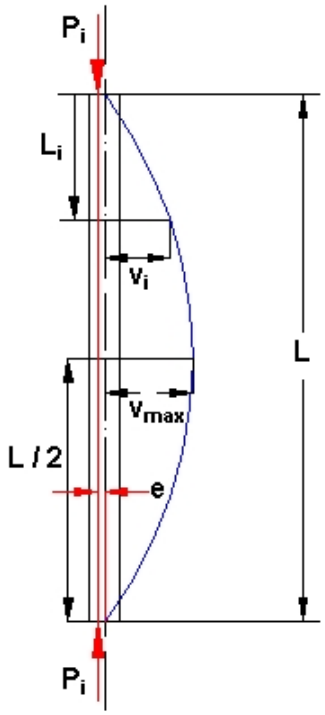


Figure 3-14 Schéma d'un poteau pour le calcul de la flèche transversale pour le cas de chargement de type « P+e »

Ensuite, s'il s'agit du premier incrément de charge appliquée, des valeurs initiales approximatives de la flèche le long du poteau composite sont calculées suivant l'organigramme montré à la Figure A-22 de l'Annexe A. L'équation de la flèche transversale a été dérivée pour une poutre soumise à un moment fléchissant constant. Le qualificatif « approximatif » associé à la flèche transversale ainsi calculée provient du fait que l'équation dérivée de cette façon ne tient pas compte des effets d'amplification causés par la présence de la charge axiale.

Le calcul de la flèche transversale commence donc avec cette approximation qui montre une déformée du poteau très similaire à la déformée finale. L'organigramme montré à la Figure A-22 de l'Annexe A ne sert qu'une seule fois dans l'analyse du poteau.

Sinon, les flèches du pas de charge précédent sont utilisées comme valeurs de départ. La Figure A-23 de l'Annexe A illustre cette possibilité ainsi que la méthode d'intégration numérique utilisée pour déterminer la valeur de la flèche transversale en tout point le long du poteau composite.

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de la méthode d'intégration numérique de Newmark tel que décrit par Chen et Lui (1987). Contrairement aux méthodes de Rayleigh-Ritz et de Galerkin, lesquelles nécessitent que la forme de la déformée choisie soit décrite par une fonction continue, la méthode de Newmark consiste à diviser le poteau suivant sa longueur en plusieurs segments de longueurs identiques et d'effectuer les calculs suivants pour chacun des incréments de longueur, L_i , du poteau :

- Assigner une valeur initiale approximative de flèche transversale;
- Évaluer le moment fléchissant à l'incrément de longueur donné;
- Cerner cette valeur dans le tableau des résultats du moment-courbure;
- Déterminer la courbure correspondante, φ_2 , par interpolation;
- Calculer la rotation et la flèche associée à l'aide de la méthode de la poutre conjuguée.

Or, la méthode de la poutre conjuguée utilise des valeurs de type « *M / EI* » pour les charges réparties le long du poteau. Une façon de simplifier le calcul de ces charges réparties est de les exprimer en termes de charges concentrées équivalentes.

Pour le cas où la charge est continue entre les incréments de longueur, Chen et Lui (1987) suggèrent d'utiliser l'Équation 3-7 dont les paramètres sont illustrés à la Figure 3-15 pour déterminer les charges concentrées équivalentes :

$$R_i = \frac{\Delta x}{6}\left(r_{i-1} + 4r_i + r_{i+1}\right) \qquad \textbf{(3-7)}$$

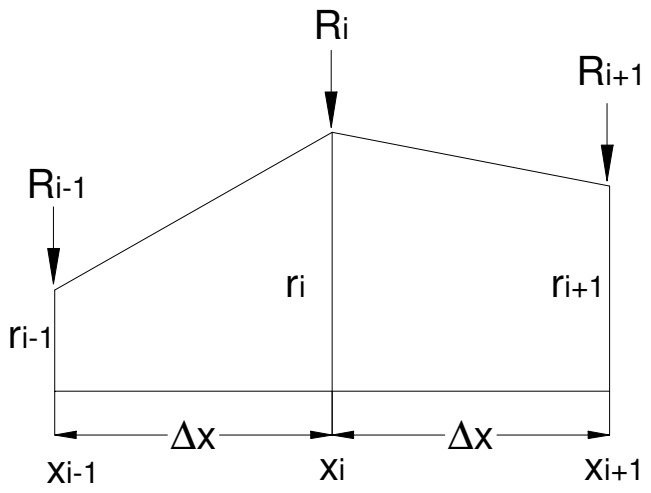


Figure 3-15 Forces nodales équivalentes

Pour le calcul de la rotation et de la flèche, l'intégration numérique a été réécrite de la façon équivalente suivante :

Rotation :

$$\theta = \theta - DL * \frac{(\varphi_0 + 4\varphi_1 + \varphi_2)}{(6*1000)} \qquad \textbf{(3-8)}$$

Flèche :

$$v_i = v_i + \theta * DL \qquad \textbf{(3-9)}$$

Le signe « - » de l'équation de la rotation n'est qu'une indication du système d'axes sélectionné pour caractériser le comportement transversal du poteau.

Le facteur « 1000 » indiqué dans plusieurs équations présentées dans cette thèse sert uniquement à uniformiser les unités utilisées par le logiciel de calculs et définies dans la liste des abréviations et symboles.

L'utilisation de l'Équation de la rotation 3-8 pose l'hypothèse que la pente initiale de la flèche transversale le long du poteau, ou rotation initiale, est nulle. Compte tenu que la valeur initiale de la rotation n'est pas nulle lorsque les appuis sont rotulés, comme dans le présent cas, une

correction sur la valeur de la flèche doit être apportée. La dernière valeur de la flèche calculée, v_i , est alors appelée v_n et les flèches sont corrigées en fonction de leur position le long du poteau de la façon suivante :

$$v_i = v_i - v_n * \frac{i(NuméroDuRésultat)}{n(NombreDeRésultats)} \qquad \textbf{(3-10)}$$

Ici, le « *n(NombreDeRésultat)* » correspond au nombre total d'incréments de calcul utilisés sur la hauteur du poteau pour déterminer la flèche transversale. Par conséquent, le « *i(NuméroDuRésultat)* » égal à « 1 » correspond à la position « *0 + DL* » le long du poteau et le « *i(NuméroDuRésultat)* » égal à « *n(NombreDeRésultat) – 1* » correspond à la position « *L – DL* » le long du poteau.

Pour chacune des flèches calculées, le rapport de la flèche assumée sur la flèche calculée est déterminé. Lorsque toutes les flèches ont été calculées, le rapport minimum et le rapport maximum sont comparés et si la différence entre les deux est inférieure au critère de convergence alors le calcul de la flèche a convergé. Sinon, on reprend la boucle de calculs de la méthode de Newmark avec des valeurs de flèches initiales égales aux flèches initiales déjà calculées qui sont multipliées par la valeur du dernier rapport de la flèche assumée sur la flèche calculée.

Finalement, la courbure et la position de l'axe neutre du moment maximal servent ensuite à définir l'état de déformation maximal atteint par l'incrément de charge considéré. Un sous-programme appelé « $\varepsilon_{maximum}$ » s'active alors pour enregistrer les contraintes et déformations maximales atteintes. Il sera question de ce sous-programme à la Section 3.8.1.5.

3.8.1.3 Sous-programmes de type « P + F »

Comme montré à la Figure 3-16, ce chargement consiste à appliquer une charge axiale concentrique et deux charges transversales situées l'une et l'autre à la même distance, *A*, des appuis simples du poteau-poutre.

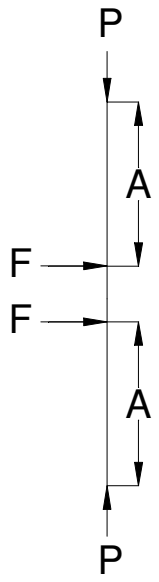


Figure 3-16 DCL du chargement de type « P + F »

Dans la fenêtre utilisateur qui sert à caractériser le type de chargement, lorsque le choix du type de chargement se porte sur la combinaison de la charge axiale avec des charges transversales, la Figure B-15 de l'Annexe B montre alors une sous-fenêtre qui permet d'ajuster les paramètres relatifs à ce type de chargement.

3.8.1.3.1 Sous-programme « $P_{variable}$ + $F_{constant}$ »

Ce sous-programme possède la même structure de base que le sous-programme de type « P + e ». Les points distincts sont expliqués ici. Dans le calcul des valeurs initiales approximatives de la flèche le long du poteau, la valeur du moment M_i et celle de la flèche v_i sont déterminées de la façon suivante :

Pour L_i variant de 0 à L/2 :

$$M_i = \frac{F_i * L_i}{(2*1000)} \qquad \textbf{(3-11)}$$

$$v_i = \frac{-Interpol\varphi * (4L_i^2 - 3L^2)}{(24*1000)} \qquad \textbf{(3-12)}$$

Pour L_i variant de $L/2$ à L :

$$M_i = \frac{F_i * (L - L_i)}{(2*1000)} \qquad \textbf{(3-13)}$$

$$v_i = \frac{-Interpol\varphi * \left[4*(L - L_i)^2 - 3L^2 \right]}{(24*1000)} \qquad \textbf{(3-14)}$$

Le qualificatif « approximatif » associé à la flèche transversale ainsi calculée aux Équations 3-11 et 3-13 provient du fait que les équations dérivées de cette façon ne tiennent pas compte des effets d'amplification causés par la présence de la charge axiale. De plus, le calcul présenté est adéquat pour une seule charge transversale appliquée en plein centre du poteau. Il s'agit donc d'un peu de départ pour itérer et non une solution exacte.

La flèche approximative n'est calculée qu'une seule fois au cours de l'analyse puisqu'ensuite ce sont les flèches des pas de charge précédents qui servent de flèche initiale.
Une modification similaire doit être apportée au calcul de la flèche à l'aide de la méthode de Newmark. Une première boucle doit servir à calculer la flèche pour des valeurs de L_i variant de 0 à $L/2$ en utilisant l'équation du moment fléchissant suivante :

$$M_i = \frac{F_i * L_i}{(2*1000)} + \frac{P_i * v_{approxi}}{1000} \qquad \textbf{(3-15)}$$

Une seconde boucle doit être ajoutée afin de déterminer la flèche pour les valeurs de L_i qui varient de $L/2$ à L avec l'équation du moment de flexion qui suit :

$$M_i = \frac{F_i * (L - L_i)}{(2*1000)} + \frac{P_i * v_{approxi}}{1000} \qquad \textbf{(3-16)}$$

La dernière modification doit être apportée lorsque la correction de v_i s'effectue. La valeur du moment lorsque $L_i = L/2$ doit être calculée selon l'équation qui suit :

$$M_{\max} = \frac{F_i * L}{(4*1000)} + \frac{P_i * v_{\max}}{1000} \qquad \textbf{(3-17)}$$

3.8.1.3.2 Sous-programme « $P_{constant}$ + $F_{variable}$ »

Ce sous-programme est similaire au précédent mais se différencie par le fait que c'est la force transversale, F_i , qui varie plutôt que la charge axiale, P_i. Cela fait en sorte qu'il faut ajouter une boucle supplémentaire pour incrémenter sur F_i. La Figure A-24 de l'Annexe A illustre la boucle de calcul qui est ajoutée à cet effet.

Les autres étapes de calcul demeurent pratiquement inchangées. Cependant, lorsque les calculs d'interpolation n'arrivent pas à cerner les valeurs supérieures M_{sup} et inférieure M_{inf} du moment M_i, alors l'incrément *DF* doit être réduit afin de calculer un nouvel incrément de force, F_i.

3.8.1.4 Sous-programmes de type « P + M »

La Figure 3-17 illustre ce type de chargement qui consiste à appliquer une charge axiale concentrique et deux moments d'extrémité vis-à-vis les appuis simples du poteau-poutre.

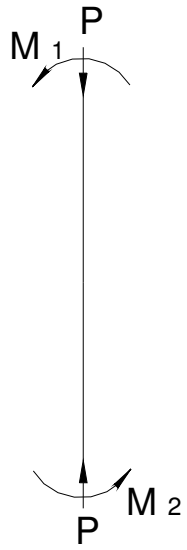


Figure 3-17 DCL du chargement de type « P + M »

Lors de la sélection de ce type de chargement, la fenêtre utilisateur illustrée à la Figure B-16 de l'Annexe B apparaît pour caractériser la charge axiale et les moments d'extrémité à appliquer.

Le calcul suivant est réalisé afin de déterminer la position du point d'inflexion et de la flèche maximale. Ceci a pour but de déterminer l'incrément sur la hauteur du poteau qui permettra de cibler la position des efforts maximaux. La Figure A-25 de l'Annexe A montre le détail de ce calcul.

3.8.1.4.1 Sous-programme « $P_{variable}$ + $M_{constant}$ »

La structure de base de ce sous-programme est très similaire au sous-programme « P + e ». Les différences marquantes seront détaillées ici.

Une fois le calcul de la flèche réalisé, on détermine tout d'abord la valeur de la courbure au point d'application du moment fléchissant d'extrémité le plus élevé, c'est-à-dire M_1. L'organigramme de la Figure A-26 de l'Annexe A illustre la démarche à suivre.

Ensuite, pour calculer les valeurs initiales approximatives de la flèche, la valeur du moment, M_i, et de la flèche, v_i, doivent être déterminés selon les équations qui suivent pour une valeur de L_i qui varie de 0 à L :

$$M_i = M_1 - (M_1 + M_2) * \frac{L_i}{L} \qquad \textbf{(3-18)}$$

$$v_i = \frac{L_i * Interpol\varphi}{M_i * (2*1000)} * \left[\frac{(M_1 + M_2) * L_i^2}{3L} - M_1 L_i + \frac{L(2M_1 - M_2)}{3} \right] \qquad \textbf{(3-19)}$$

Le qualificatif « approximatif » associé à la flèche transversale ainsi calculée provient du fait que l'équation dérivée de cette façon ne tient pas compte des effets d'amplification causés par la charge axiale.

Lorsque la valeur de M_i devient égale à 0, la flèche devient nulle et si le moment devient inférieur à 0, alors le signe du moment, M_i, ainsi que celui de la rotation, θ, changent. Ces changements sont illustrés à la Figure A-27 de l'Annexe A.

Des modifications similaires s'appliquent pour le calcul de la flèche à l'aide de la méthode de Newmark où :

$$M_i = M_1 - (M_1 + M_2) * \frac{L_i}{L} + \frac{P_i * v_{approxi}}{1000} \qquad \textbf{(3-20)}$$

3.8.1.4.2 Sous-programme « $P_{constant}$ + $M_{variable}$ »

Ce sous-programme est différent du précédent car cette fois ce sont les moments d'extrémité qui varient au lieu de la charge axiale. Tel que montré à la Figure A-28 de l'Annexe A, il faut donc ajouter une boucle supplémentaire pour incrémenter sur les valeurs des moments d'extrémité, M_1 et M_2.

Les autres étapes de calcul sont similaires. Toutefois, lorsque les calculs d'interpolation n'arrivent pas à cerner les valeurs supérieures, M_{sup}, et inférieure, M_{inf}, du moment M_1, cela signifie que le moment maximal imposé dépasse la capacité maximale du poteau-poutre. Par conséquent, les incréments DM_1 et DM_2 sont réduits afin de calculer un nouvel incrément sur les moments M_1 et M_2.

3.8.1.5 Sous-programme « $\varepsilon_{maximum}$ »

Il s'agit d'un sous-programme de calcul qui permet d'enregistrer les contraintes et les déformations maximales atteintes à la section critique du poteau. Il s'active une fois qu'un des sous-programmes chargés de calculer la flèche a convergé vers une solution. Au préalable, il faut s'assurer que la position de l'axe neutre ainsi que la courbure soient conformes à l'état de déformation de la section critique.

La Figure A-29 de l'Annexe A montre l'organigramme simplifié de la procédure utilisée.

Ce sous-programme affecte les données de la feuille de calcul « M-φ ». Si la flexion est suivant l'axe fort, les données de la feuille de calcul des contraintes résiduelles sont aussi affectées car la valeur des déformations est susceptible de varier le long des ailes si le phénomène de voilement local est pris en compte.

Il a été constaté que les déformations et contraintes ainsi enregistrées affectent surtout les premiers points calculés des courbes moment-courbure. Par le fait même, elles influencent la valeur de la pente initiale. La pente calculée diminuera alors en fonction du niveau de déchargement atteint par le poteau.

Les points situés près du moment maximal des courbes moment-courbure et les points qui suivent ne sont généralement pas affectés de façon significative par les déformations enregistrées dans les pas de charge précédents. Le long de la section du poteau, seules les déformations et contraintes des tranches de calculs situées près de l'axe neutre sont parfois affectées par les déformations maximales enregistrées au même niveau.

3.8.2 Partie post-pic : Déchargement du poteau composite

Lorsque l'effort maximal a été déterminé, les sous-programmes qui suivent s'amorcent en fonction du type de chargement effectué. Ces sous-programmes ont pour fonction de réduire l'effort variable par un incrément de charge désigné par l'utilisateur et fonction de l'effort variable maximal obtenu tout en augmentant progressivement la courbure du poteau.

Compte tenu que les sous-programmes associés au déchargement du poteau sont similaires aux sous-programmes présentés précédemment, seules les différences seront discutées dans cette Section-ci. Le diminutif « PP » est utilisé pour désigner « Post-Pic ».

3.8.2.1 Sous-programme « M-φ (PP) »

Tout d'abord, des calculs sont effectués afin de déterminer les incréments de charges en fonction des cas de chargement, de l'effort variable maximal trouvé et des critères demandés par l'utilisateur.

Mis à part les deux boucles montrées à la Figure A-30 de l'Annexe A, ce sous-programme est très similaire au sous-programme « M-φ » utilisé lors du chargement du poteau.

Dans ce cas-ci, au lieu de charger le poteau, la charge axiale diminue jusqu'à ce qu'elle devienne inférieure à l'incrément de déchargement. Le programme peut également se terminer si la flèche transversale, qui sera calculée dans un des autres sous-programmes, devient supérieure à un critère fourni par l'utilisateur.

La boucle qui incrémente la courbure dans le poteau s'active ensuite et se terminera lorsque le moment calculé dans la feuille de calcul « M_{excel} » deviendra inférieur au moment calculé dans la boucle précédente, si ce moment est supérieur à « 0 ». C'est donc dire que le moment calculé dans la boucle précédente est le moment maximal pouvant être atteint par l'incrément de charge donné P_i dans la partie post-pic.

Ensuite, l'un ou l'autre des sous-programmes qui suivent s'amorce pour effectuer le calcul de la flèche transversale le long du poteau.

3.8.2.2 Sous-programme « *P + e (PP)* »

Tout comme dans la partie pré-pic, la pente de la courbe moment-courbure est calculée.

Toutefois, elle n'est pas calculée seulement à titre indicatif. Dans la partie pré-pic, tous les segments sur la longueur du poteau étaient soumis à une augmentation de courbure pour chaque augmentation de moment. Dans la partie post-pic, il n'y a qu'à la position de v_{max} que le moment sert à déterminer la valeur de la courbure directement sur la courbe moment-courbure du pas de charge donné. Pour les autres positions le long du poteau, la valeur de la courbure est calculée en soustrayant à la courbure maximale la valeur de la différence entre le moment maximal et le moment au segment de longueur donné, divisée par la pente initiale de la courbe moment-courbure.

Une boucle sur la courbure à mi-hauteur du poteau permet de s'assurer que la courbure maximale pour le calcul de la flèche transversale soit toujours supérieure à celle du chargement précédent. Ceci fait du sens puisque même si la charge axiale diminue, la flèche transversale continue d'augmenter dans la partie post-pic.

Pour ce qui est du moment fléchissant maximal, il devient plus difficile à prédire car il a tendance à la fois à augmenter puisque la flèche transversale croît et à diminuer car la charge axiale décroît. Les résultats d'analyse permettront d'éclaircir ce point. La plupart du temps, on a observé que le moment diminue à chaque pas de déchargement sauf vers la fin lorsque la flèche transversale s'emballe et qu'elle rend le poteau instable.

Les Figures A-31 et A-32 de l'Annexe A illustrent la différence uniquement entre le sous-programme « *P + e (PP)* » et « *P + e* ».

L'incrément de courbure étant spécifié, un sous-programme nommé « CourbureMax (PP) » permet alors de déterminer la position de l'axe neutre ainsi que le moment fléchissant M_{max} correspondant pour la courbure et la charge axiale souhaitées. Ce sous-programme sera présenté plus en détails à la Section 3.8.2.6.

Bien que le reste du sous-programme « *P + e (PP)* » soit basé sur celui décrit dans la partie pré-pic, il y a toutefois une autre différence importante à noter. Lorsque le calcul de la flèche atteint l'incrément de longueur $L_i = L/2$, une vérification s'impose pour déterminer si le moment maximal atteint est égal, plus ou moins un certain critère de convergence, au moment calculé M_{max} par le sous-programme « CourbureMax (PP) ».

Si ce n'est pas le cas, la Figure A-32 de l'Annexe A détaille les étapes à suivre afin de déterminer la courbure qui pourra satisfaire ce critère.

Si le moment calculé, M_i, est inférieur à M_{max} alors la courbure doit être augmentée pour atteindre la valeur de M_{max}. Tel que montré à la Figure 3-18, des points supplémentaires sur la courbe moment-courbure sont alors calculés tant et aussi longtemps que les moments fléchissants demeurent supérieurs au moment calculé à la position de la flèche maximale sur le poteau. Pour une courbure donnée, lorsque le moment devient inférieur au moment calculé du poteau, alors la courbure qui permet de faire en sorte que les deux moments soient égaux est calculée.

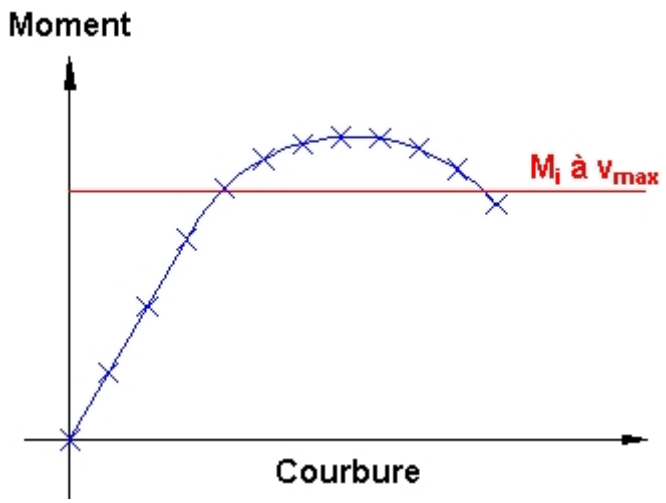


Figure 3-18 Exemple typique d'une courbe moment-courbure et d'une droite indiquant le moment à la position de la flèche maximale

Dans le cas contraire, s'il n'y a pas eu de M_i inférieur à M_{max} pour ce même incrément de charge, alors l'incrément de courbure est réduit et le calcul reprend à la boucle de φ_{max}.

Si l'incrément de courbure tente d'être réduit en deçà de l'incrément de courbure minimal, $D\varphi_{min}$, alors il n'y a pas de convergence possible pour cet incrément de force. Il faut alors retourner au sous-programme « $M\text{-}\varphi\,(PP)$ » pour incrémenter sur une force axiale plus petite.

S'il y a eu un M_i inférieur à M_{max} avant d'obtenir un M_i supérieur à M_{max}, alors une interpolation linéaire permet de déterminer l'incrément de courbure qui doit être utilisé pour obtenir M_{max}. Avec la valeur de la courbure ainsi trouvée, une nouvelle valeur plus précise de M_{max} sera calculée selon le sous-programme « CourbureMax (PP) » et le reste des calculs de la flèche transversale peut s'effectuer.

L'équation qui décrit le calcul de la courbure supplémentaire, φ_{suppl}, est illustrée schématiquement à la Figure 3-19. Le segment bleu représente une partie de la courbe moment-courbure pour le pas de charge donné et le segment rouge représente le moment à la position de la flèche maximale, tous deux étant fonction de la courbure. Le but du calcul est d'obtenir la courbure qui permet aux deux moments d'être égaux.

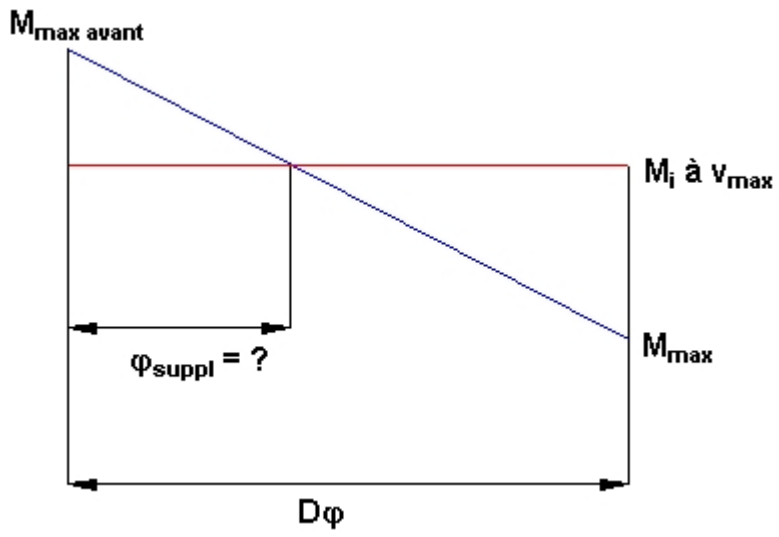


Figure 3-19 Schéma du calcul de la courbure supplémentaire, φ_{suppl}

3.8.2.3 Sous-programmes de type « *P + F (PP)* »

Le sous-programme « $P_{constant}$ + $F_{variable}$ *(PP)* » a été réalisé en modifiant le sous-programme « $P_{constant}$ + $F_{variable}$ » de la partie pré-pic pour passer en mode « déchargement » en prenant soin de faire les changements discutés à la Section précédente concernant la boucle sur la courbure ainsi que la vérification de la valeur du moment M_{max} par rapport au moment calculé, M_i.

De façon similaire le sous-programme « $P_{variable}$ + $F_{constant}$ *(PP)* » est inspiré à la fois du sous-programme « $P_{variable}$ + $F_{constant}$ » de la partie pré-pic et des modifications qui ont été expliquées à la Section 3.8.2.2.

3.8.2.4 Sous-programmes de type « *P + M (PP)* »

Tout comme à la Section précédente, le même type de changement s'applique aux sous-programmes de type « *P + M (PP)* ». Cependant, il faut noter que la comparaison entre le moment calculé, M_i , et le moment maximal pour une courbure donnée, M_{max}, s'effectue tout de suite après la boucle qui incrémente la courbure maximale, φ_{max}. Ceci est causé par le fait que le moment maximal se situe à l'une des extrémités du poteau.

3.8.2.5 Sous-programme « $\varepsilon_{maximum}$ *(PP)* »

Mis à part les feuilles de calcul qu'il affecte, ce sous-programme est pratiquement identique au sous-programme « $\varepsilon_{maximum}$ » de la partie pré-pic. Comme il a été discuté dans la partie pré-pic, les contraintes et déformations enregistrées affectent surtout la valeur de la pente initiale et font en sorte que cette dernière diminue en fonction du niveau de contrainte atteint par le poteau composite. Les points situés près du moment maximal et les points qui suivent sur les courbes moment-courbure ne sont généralement pas affectés de façon significative par les déformations enregistrées. Les déformations situées près de l'axe neutre sont généralement les seules à être affectées par les déformations enregistrées dans les pas de charge précédents.

3.8.2.6 Sous-programme « CourbureMax (PP) »

La Figure A-33 de l'Annexe A illustre l'organigramme de ce petit sous-programme qui sert à calculer un nouveau point sur la courbe moment-courbure en utilisant des calculs similaires à ceux rencontrés dans le sous-programme « M-φ *(PP)* ». Si l'incrément de courbure est différent de celui spécifié par l'utilisateur, alors c'est dire que la courbure requise se situe entre deux points dont les résultats ont déjà été calculés. Dans ce cas, une interpolation linéaire est utilisée pour déterminer les valeurs du moment maximum, M_{max}, pour la courbure donnée et la position de l'axe neutre associée à ce moment, AN_{max}.

CHAPITRE 4

ANALYSE DES RÉSULTATS DU LOGICIEL DE CALCULS

L'objectif principal du présent chapitre est de vérifier si le comportement des poteaux composites analysés à l'aide du logiciel de calculs, présenté au chapitre précédent, est similaire aux résultats expérimentaux obtenus en laboratoire de programmes de recherche précédents.

D'autre part, une fois la validation du logiciel effectuée, une analyse paramétrique est réalisée dans le but de connaître l'influence de divers paramètres d'analyse. Ce faisant, l'effet de chacun de ces paramètres peut être observé et quantifié tout au long du chargement et du déchargement du poteau composite.

4.1 Comparaison avec des résultats expérimentaux obtenus de Bouchereau et Toupin (2003)

Les résultats expérimentaux qui sont utilisés à cette fin sont tirés des essais en laboratoire réalisés par Bouchereau et Toupin (2003). Les résultats expérimentaux de Bouchereau et Toupin n'ayant pas fait l'objet d'analyses avancées, on fera donc d'une pierre deux coups en utilisant leurs résultats expérimentaux combinés à ceux obtenus des analyses incrémentales. Parmi tous les poteaux composites testés, 12 furent sélectionnés pour être analysés à l'aide du logiciel développé au chapitre précédent. Il s'agit de spécimens n'ayant pas subi de cycles de chargement, étant donné que le logiciel d'analyse ne modélise pas ce type de sollicitations.

Le Tableau 4-1 montre les caractéristiques générales de ces 12 poteaux composites qui furent testés en laboratoire. Les caractéristiques données sont requises lors de l'utilisation du logiciel d'analyse incrémentale.

Tableau 4-1 Caractéristiques générales de poteaux composites testés par Bouchereau et Toupin (2003)

Profondeur et largeur des profilés d'acier : 450 mm
Épaisseur des plaques d'acier : 9.53 mm
Hauteur des poteaux : 2250 mm
Espacement des étriers au centre : 300 mm
L=4800mm et A=1900mm pour C1 et C2

$F_{y\ arm}$: 497 MPa (valeur moyenne des tests réalisés sur des échantillons)
$F_{u\ arm}$: 669 MPa (valeur moyenne des tests réalisés sur des échantillons)

ID	Armature (mm²)	f'c (MPa)	$F_{y\ pl.}$ (MPa)	$F_{u\ pl.}$ (MPa)	δ_o Imperf. initiale (mm)	Chargement Axe fléchi (Fort / Faible)	Chargement Eccentricité (mm)
B1-X-1	-	34.1	358	549	1.5 *	Fort	142
B1-X-3	-	34.1	358	549	2.25	Fort	33
B1-Y-1	-	33.8	358	549	1.06	Faible	84
B1-Y-3	-	33.8	358	549	1.5 *	Faible	23
B2-X-1	1200	34.1	357	552	3.12	Fort	143
B2-X-3	1200	34.1	357	552	2.54	Fort	33
B2-Y-1	1200	33.8	357	552	0.97	Faible	91
B2-Y-3	1200	33.8	357	552	1.5 *	Faible	24
B1-Axial	-	33.8	358	549	3.04	---	0
B2-Axial	1200	33.8	358	549	2.27	---	0
C1-Poutre	-	33.8	396	467	1.5 *	Fort	0
C2-Poutre	1200	33.8	396	465	1.5 *	Fort	0

À noter que les imperfections initiales marquées d'une « * » indiquent la valeur de l'imperfection utilisée lorsque celle-ci n'était pas mesurée. L'imperfection utilisée correspond alors à la valeur spécifiée par la norme CAN/CSA-S16 à l'article 18.3.1. De plus, les variables *L* et *A* représentent respectivement la longueur entre les appuis et la distance entre deux charges latérales centrées appliquées sur les poteaux composites C1-Poutre et C2-Poutre. La valeur f'_c indiquée dans ce tableau est la valeur directement obtenue des essais en compression réalisés sur des cylindres en laboratoire.

Les autres propriétés communes à tous les poteaux composites sont énumérées ici :

- Module élastique (E_s) de 200 000 MPa (nominal);
- Déformation au début de l'écrouissage (ε_{hard}) de 18 700 με (Toupin et Bouchereau, 2003);
- Module tangent des plaques d'acier à l'écrouissage (E_h) de 4000 MPa (Toupin et Bouchereau, 2003; Chicoine, 2001). Une valeur moyenne a été obtenue à partir des courbes contrainte-déformation de l'acier;
- Déformation à la résistance ultime (ε_u) de 152 000 με (Toupin et Bouchereau, 2003; Chicoine, 2001). Une valeur moyenne a été obtenue à partir des courbes contrainte-déformation de l'acier.

Il est à noter que d'après les résultats obtenus par Bouchereau et Toupin (2003), les cycles de chargements et de déchargements appliqués n'altéreraient pas de façon significative le comportement global des poteaux-poutres testés. Éventuellement, le fait d'ajouter la possibilité d'effectuer des chargements cycliques dans le logiciel, ou procéder à des analyses par éléments finis, permettrait de corroborer ou non ces observations effectuées en laboratoire.

4.1.1 Comparaison des comportements pré-pic et post-pic

Avant de débuter les comparaisons entre les comportements expérimentaux et analytiques des poteaux composites, des remarques s'imposent concernant d'une part, l'effet du voilement local des ailes du profilé d'acier et, d'autre part, la précision des modèles analytiques.

4.1.1.1 Voilement local dans les modèles analytiques

Comme il a été discuté au chapitre précédent, les analyses incrémentales qui incluent l'effet du voilement local utilisent des hypothèses conservatrices (imperfection initiale des semelles vers l'extérieur) en ce qui a trait au profil de la déformation causée par la flexion entre les extrémités des ailes du profilé d'acier et leur jonction avec l'âme. Les résultats de ces analyses montrent alors un comportement en compression-flexion qui peut dévier légèrement des essais. Toutefois, cette déviation demeure du côté sécuritaire.

Pour cette raison, les analyses incrémentales des poteaux qui suivent ont toujours été réalisées en double afin de tenir compte ou non de l'effet du voilement local. La réponse dite « exacte » devrait en principe se situer entre ces deux bornes.

Le temps de calcul pour une analyse incrémentale varie en fonction de la rapidité de l'ordinateur utilisé pour effectuer les calculs. Le fait d'inclure le voilement local multiplie le temps de calcul par un facteur variant de 2 à plus de 20. Cette différence est d'autant plus marquée lorsqu'il s'agit d'une analyse en compression-flexion suivant l'axe faible car la déformation axiale varie le long des ailes.

Tel qu'il a été décrit au chapitre précédent, si le voilement local est inclus dans une analyse, à chaque fois que la position de l'axe neutre varie, un sous-programme s'active pour déterminer la proportion de déformation associée à la flexion du poteau et celle associée au niveau atteint dans le matériau.

Lorsque la position de l'axe neutre varie dans un poteau en compression-flexion autour de l'axe fort, ce sous-programme itère sur seulement les deux niveaux de déformations distincts des ailes du profilé d'acier : l'aile la plus comprimée et l'aile la moins comprimée (ou l'aile tendue). Seuls les segments des extrémités des ailes sont calculés. La déformation totale des ailes est déduite en adoptant l'hypothèse que les déformations causées par la flexion varient de façon linéaire du maximum calculé à l'extrémité de l'aile à zéro à la jonction de l'aile avec l'âme du profilé.

Lorsque la flexion agit autour de l'axe faible, le sous-programme itère sur chacune des tranches de calcul compte tenu que le niveau de déformation est différent d'une tranche de calcul à l'autre. Ceci augmente d'autant plus le nombre d'itérations effectuées par le logiciel de calculs.

À titre d'exemple, une analyse complète d'un poteau-poutre fléchi autour de l'axe fort, avec un total d'environ 20 pas de charge distincts, prend environ 20 minutes en incluant les effets du voilement local. Cette même analyse prend environ 5 minutes en négligeant les effets du voilement. La même analyse reprise selon une flexion autour de l'axe faible peut prendre plus de 8 heures si elle inclut les effets du voilement comparativement à environ 5 minutes en les

négligeant. Ces durées sont données à titre indicatif pour donner une idée du temps relatif requis pour effectuer des analyses à l'aide du programme de calcul. À noter qu'en termes de temps de calcul requis, la partie pré-pic et la partie post-pic sont généralement équivalentes lorsqu'il y a autant d'incréments de charge déterminés avant ou après l'atteinte de la charge axiale maximale.

4.1.1.2 Précision des modèles analytiques

Il faut également faire une remarque sur le pourcentage d'erreur attribuable aux résultats des modèles analytiques sur la valeur de la résistance maximale d'un poteau composite. Dans le cadre de la présente recherche, le plus petit incrément de charge axiale choisi pouvant faire l'objet d'une itération dans toutes les analyses effectuées à l'aide du logiciel était de 10 kN, soit environ 0.1 % de la résistance axiale maximale. D'autre part, si un niveau de charge axiale dépasse la valeur de P_{max}, alors l'incrément de charge est divisé par la valeur par défaut de 5. C'est donc dire que la valeur de P_{max} déterminée par le logiciel peut varier jusqu'à +5*10 kN, la borne inférieure étant à exclure puisque le niveau de charge atteint converge vers une solution. Il s'agit donc d'une sous-estimation possible de l'ordre de 0.5 % maximum (soit 5 x 0.1 %) pour les valeurs de P_{max} calculées dans ce projet.

Le Tableau 4-2 montre un exemple des incréments de charge calculés pour un poteau composite analysé.

Tableau 4-2 Incréments de charge calculés par le logiciel pour l'analyse du poteau composite B1-X-1

Hypothèses :

Pmax	10 000 kN	
Incrément de charge initial	10% Pmax = 1000 kN	
Plus petit incrément de charge pour convergence	10 kN	pré-pic
Incrément de charge partie post-pic	Pmax / 50	

Itérations réalisées pour l'analyse du poteau B1-X-1 dont la charge axiale maximale atteinte s'est avérée être de 5120 kN (+ tolérance = moins de 40 kN dans le cas présent)

Itérations calculées (charges axiales appliquées, kN)	
1000	
2000	
3000	
4000	
5000	
6000	> 5120 kN et incrément de charge > 10 kN
5200	= charge précédente ayant convergée + incrément de charge de 1000 kN / 5 = 200 kN
	> 5120 kN et incrément de charge > 10 kN
5040	= charge précédente ayant convergée + incrément de charge de 200 kN / 5 = 40 kN
5080	
5120	
5160	> 5120 kN et incrément de charge de 40 kN / 5 = 8 kN < 10 kN donc fin de la partie pré-pic
5018	= charge précédente ayant convergée - incrément de charge de 5120 kN / 50 = 102.4 kN
4915	= charge précédente ayant convergée - incrément de charge de 5120 kN / 50 = 102.4 kN
4813	" "
4710	" "
...	" "
2662	" "
2560	" Fin des calculs lorsque la flèche transversale dépasse 300 mm

4.1.2 Poteau composite B1-X-1

La présente section illustre le type de comportement typique obtenu avec le logiciel d'analyse. Le poteau composite B1-X-1 de Bouchereau et Toupin (2005) a été choisi. Une discussion générale portant sur l'ensemble des résultats obtenus est présentée à la Section 4.1.4. De plus, les résultats graphiques des poteaux B1-X-3, B1-Y-1, B1-Y-3, B2-X-1, B2-X-3, B2-Y-1, B2-Y-3, B1-Axial, B2-Axial, C1-Poutre et C2-Poutre sont présentés à l'Annexe D. D'ailleurs, des explications additionnelles sur les observations qui peuvent être faites à partir des graphiques sont également présentées à l'Annexe D.

La Figure 4-1 compare la flèche transversale à mi-hauteur du poteau composite mesurée lors des essais et obtenue avec le logiciel d'analyse.

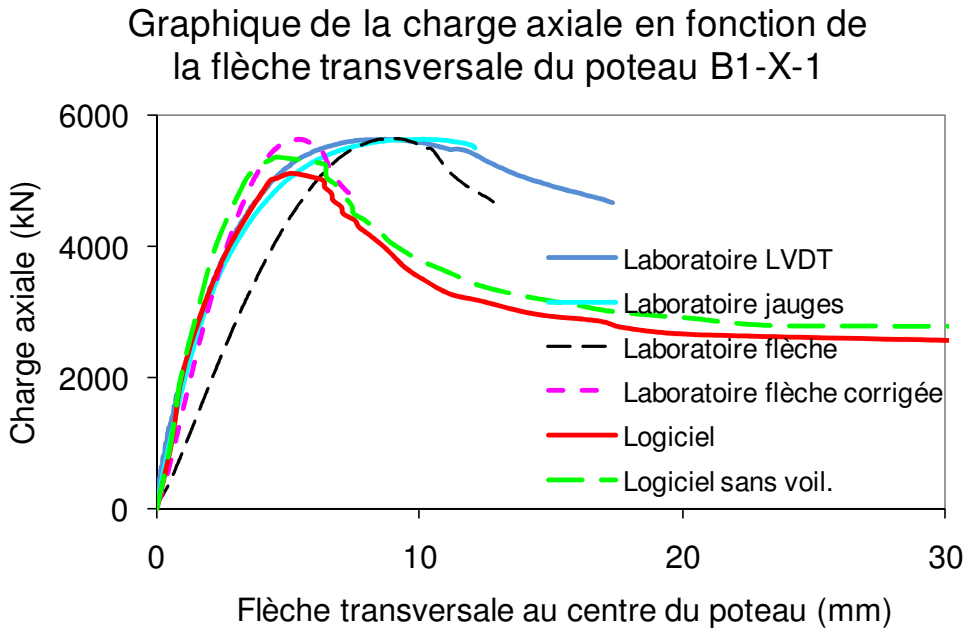


Figure 4-1 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale du poteau B1-X-1

La flèche transversale obtenue en laboratoire a été déterminée de trois façons différentes :

- À l'aide de LVDT axiaux : La moyenne des mesures des LVDT situés sur la face la plus comprimée du poteau et la moyenne des mesures des LVDT situés sur la face tendue (ou la moins comprimée) sont d'abord déterminées. Ensuite, les déformations des fibres comprimées et tendues, ε_c et ε_t, sont calculées en divisant les mesures moyennes prises par

les LVDT par la longueur de la course des LVDT. La courbure, φ, est alors calculée en addionnant les déformations (lorsque les déformations sont de signe opposé, i.e. une fibre tendue et l'autre comprimée) ou en soustrayant les déformations (lorsque les déformations sont de mêmes signes, i.e. fibres comprimées) et en les divisant par la largeur, d, de la section du poteau composite :

$$\varphi = \frac{|\varepsilon_1| \pm |\varepsilon_2|}{d} \qquad \textbf{(4-1)}$$

La flèche est finalement déterminée en posant l'hypothèse que la courbure est uniforme sur toute la hauteur du poteau. En intégrant deux fois la courbure ($\varphi = M / EI$), on obtient alors la flèche transversale causée par la courbure :

$$v = \frac{\varphi L^2}{8} \qquad \textbf{(4-2)}$$

- À l'aide de jauges résistives mesurant la déformation axiale du poteau : Le passage de mesures axiales à des mesures transversales se fait comme pour les LVDT. La moyenne des mesures des jauges situées sur la face la plus comprimée du poteau et la moyenne des mesures des jauges situées sur la face tendue (ou la moins comprimée) sont utilisées.

- À l'aide d'un potentiomètre à corde qui mesure directement la flèche transversale au centre du poteau.

Tel que recommandé par la norme CAN/CSA-23.3 un facteur de réduction de 0.9 a été appliqué à la résistance à la compression du béton utilisée pour faire les analyses (voir Tableau 4-1). Les flèches transversales obtenues des analyses effectuées avec le logiciel de calculs sont montrées à titre comparatif. Les contraintes résiduelles ont été incluses dans ces analyses car elles ont été évaluées pour des poteaux de même dimension dans des projets de recherche précédents (Maranda, 1998 et Chicoine, 2001). Les analyses effectuées aux Sections 4.1 à 4.3 de ce chapitre ont toujours été réalisées en double afin de pouvoir constater l'effet d'inclure ou non le calcul du voilement local dans le logiciel.

Les raisons qui expliquent les différences entre les résultats expérimentaux et analytiques sont détaillées à l'Annexe D.

La Figure 4-2 présente le moment fléchissant appliqué et déterminé à l'aide de l'Équation 4-3 en fonction des courbures expérimentales et celles obtenues avec le logiciel d'analyse.

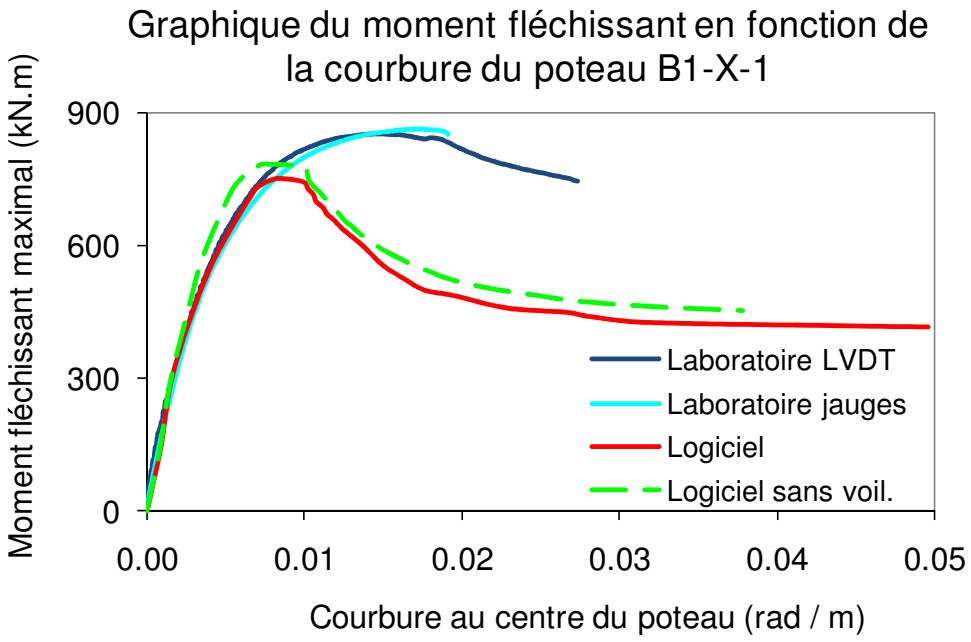


Figure 4-2 Graphique du moment fléchissant en fonction de la courbure du poteau B1-X-1

Le moment de flexion obtenu en laboratoire a pu être déterminé à l'aide de jauges et de LVDT. Le moment de flexion est causé par l'excentricité de la charge axiale et par la flèche transversale calculée à partir de la courbure calculée (voir Équation 4-2). Ce calcul ne tient toutefois pas compte des effets P-δ alors que le logiciel de calculs en tient compte puisqu'il itère sur la flèche transversale jusqu'à temps que l'équilibre soit atteint, i.e. que la flèche transversale cesse d'augmenter au-delà d'un critère donné (voir Section 3.8.1.2).

$$M = P\left(e + \frac{\varphi L^2}{8}\right) \qquad \textbf{(4-3)}$$

Avant de passer à la représentation graphique des prochains résultats d'analyse, rappelons que les différentes parties constituant une courbe de la charge axiale en fonction du moment de flexion, *P-M*, ont été expliquées à la Section 2.1.5.

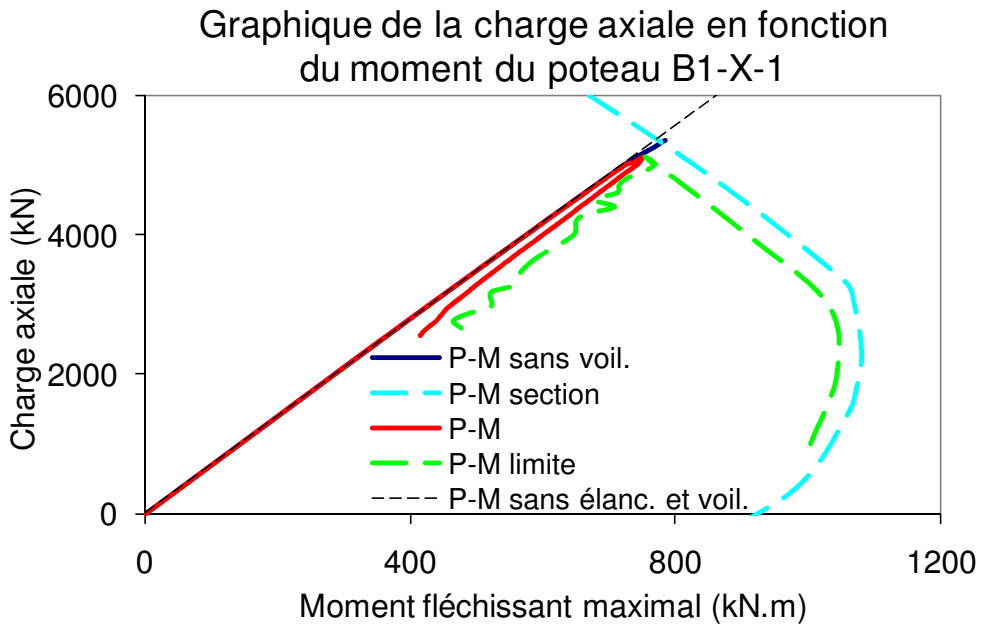


Figure 4-3 Graphique de la charge axiale en fonction du moment du poteau B1-X-1

La Figure 4-4 est une représentation de courbes de type *P-M* pour le poteau B1-X-1 obtenues par le logiciel. La légende s'explique de la façon suivante :

- P-M section : Courbe *P-M* complète calculée uniquement sur la section du poteau composite (ne tient pas compte du flambement global ni du voilement local).

- P-M sans voil. : Il s'agit des résultats de l'analyse réalisée sans tenir compte du voilement local des semelles entre les tirants. À noter que la courbe *P-M sans voil.* rejoint la courbe *P-M section*. Toutefois, la légère courbure vers le bas de la courbe *P-M sans voil.* est une indication de l'effet du flambement global sur le comportement du poteau composite;

- P-M : Il s'agit des résultats de l'analyse réalisée qui tient compte du voilement local des semelles entre les tirants;

- <u>P-M limite</u> : Courbe montrant le moment de flexion maximum pouvant être atteint pour chaque niveau de charge auquel le poteau est soumis en tenant compte du voilement local. Cette courbe rejoint donc la courbe *P-M* jusqu'à la charge axiale maximale atteinte lors de l'analyse à ce point;

- <u>P-M sans élanc. et voil.</u> : Droite tracée selon la pente initiale de la courbe *P-M sans voil.* et servant de point de comparaison avec cette dernière pour apprécier l'effet du voilement local sur le comportement du poteau composite.

La Figure 4-4 permet de faire des observations concernant l'évolution des moments. Au tout début du chargement (partie pré-pic), le moment sur le poteau augmente pratiquement linéairement avec la charge axiale appliquée. Le moment maximal de la section permis augmente avec la charge axiale au tout début du chargement pour ensuite diminuer de façon presque linéaire jusqu'à ce que le moment maximal permis soit égal au moment maximal sur le poteau. Ce point de convergence correspond à P_{max} du poteau (intersection entre les courbes rouge et verte). La Figure 4-5 montre une vue agrandie de l'intersection des 5 courbes.

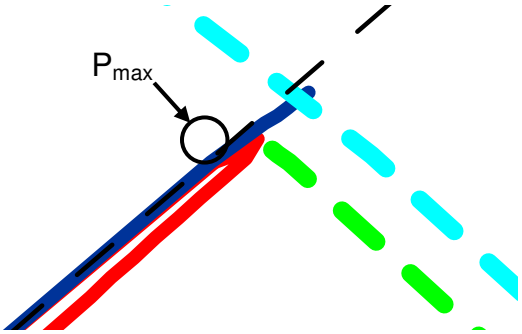


Figure 4-4 Agrandissement d'une portion du graphique de la charge axiale en fonction du moment du poteau B1-X-1

Dès que le moment maximal sur le poteau a atteint le moment maximal permis et que, par conséquent, P_{max} a été atteint, alors le déchargement du poteau en contrôle de courbure et de force débute. Cette procédure est présentée en détails à la Section 3.8.2.

Lorsque P_{max} a été atteint, on observe sur la courbe *P-M* (rouge) que le moment maximal sur le poteau de béton diminue progressivement en fonction de la diminution de la charge axiale appliquée. L'effet de la diminution de la charge axiale est donc plus marqué que celui de l'accroissement de la flèche transversale sur la valeur du moment maximal sur le poteau car si la flèche avait augmenté de façon considérable dans la partie post-pic, la courbe *P-M* (rouge) descendante aurait été moins près de la partie ascendante de la courbe *P-M*. L'accroissement de la flèche transversale affecte tout de même la valeur du moment maximal puisque lors du déchargement, le moment maximal est un peu plus élevé pour une même charge axiale appliquée.

Pour ce qui est du moment maximal permis, la Figure 4-4 montre qu'au début du déchargement le moment maximal permis sur la courbe *P-M limite* (verte) commence quelques fois par croître pour ensuite diminuer en adoptant une tendance similaire mais décalée par rapport au moment maximal sur le poteau.

Pour comprendre ce phénomène, il faut se référer à la progression des courbes moment-courbure en fonction de la charge axiale appliquée. La Figure 4-6 illustre des courbes moment-courbure typiques pour un poteau composite. Pour chaque incrément de charge axiale, une courbe moment-courbure est tracée. La Figure 4-6 montre un cheminement typique schématique des courbes moment-courbure d'un poteau composite pendant le chargement et le déchargement. Les incréments de charges axiales sont indiqués de façon schématique de sorte que les charges augmentent dans la partie pré-pic de P1 vers P6 (qui est la charge axiale maximale atteinte) et ensuite les charges diminuent dans la partie post-pic de P7 vers P10.

Pour les premiers incréments de charge, la valeur de la courbure qui intercepte le moment nul est généralement très près de « 0 » puisqu'il n'y a pas ou pratiquement pas de déformations permanentes causées lors du chargement du poteau.

Ensuite, plus la charge axiale augmente, plus la valeur de la courbure qui correspond au moment nul augmente puisque les déformations permanentes commencent à croître. Une autre façon de le comprendre serait la suivante : la courbure au moment nul représente la courbure qui devrait être

appliquée au poteau lorsque ce dernier n'est plus chargé, pour lui rendre sa forme initiale avant le chargement. Il en va de même pour la courbure au moment nul lors du déchargement du poteau.

Dans la partie post-pic, lorsque la charge axiale diminue, la première courbe de type « moment-courbure » montre quelques fois des valeurs de moments maximaux plus élevées que la courbe moment-courbure associée à P_{max}. Sur la Figure 4-6, l'incrément de charge axiale *P7 post-pic* est le premier incrément de charge de la partie post-pic (donc une charge axiale inférieure à *P6* P_{max}) et le moment fléchissant maximal est plus élevé que le moment fléchissant maximal de la courbe *P6* P_{max}.

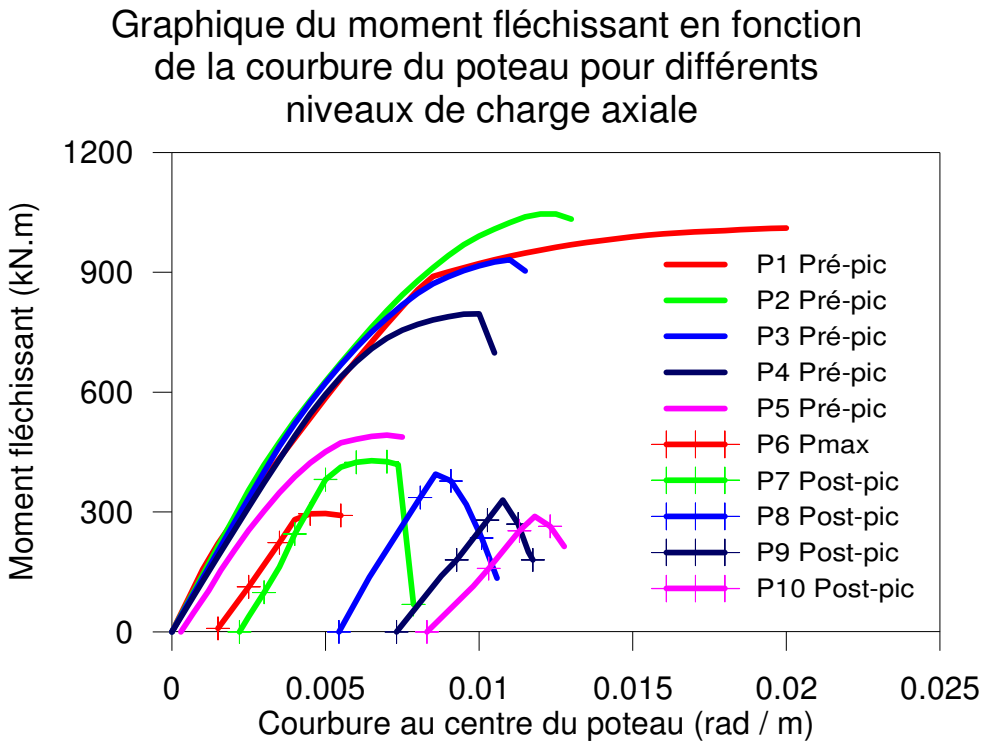


Figure 4-5 Graphique du moment fléchissant en fonction de la courbure d'un poteau composite pour différents niveaux de charge axiale

La partie post-pic du moment résistant (courbe *P-M limite,* verte) maximal permis est montrée à titre indicatif sur les graphiques de la charge axiale en fonction du moment fléchissant. La valeur du moment maximal permis, pour une charge axiale donnée, correspond au moment maximal de la courbe moment-courbure pour un niveau de courbure qui peut être inférieur à celui où le poteau est rendu. C'est pourquoi, il arrive que dans la partie post-pic, la courbe *P-M limite* (verte) s'éloigne au début de la courbe *P-M* (rouge). Ce phénomène peut être observé particulièrement

bien sur les poteaux B2-X-3 (Figure D-15 de l'Annexe D), N-C, NF-C, H-1 et HF-1 (Figures E-2, E-5, E-17 et E-20 respectivement de l'Annexe E).

Deux critères doivent être satisfaits dans la partie post-pic de la réponse moment-courbure.

Premièrement, compte tenu que la partie post-pic de la réponse est calculée en contrôle de courbure, la valeur du moment maximal sur le poteau doit correspondre à une courbure plus grande que la courbure maximale atteinte au pas de charge précédent. Deuxièmement, le moment maximal doit être situé sur la partie descendante de la courbe moment-courbure puisqu'il s'agit du comportement post-pic du poteau. Il s'ensuit que la valeur de la courbure maximale augmente généralement de façon significative tout comme la flèche transversale et les déformations maximales atteintes dans les matériaux.

Par la suite, même si la charge axiale continue de décroître, les courbes moment-courbure des incréments de charge, correspondent à des moments maximaux inférieurs puisque chacun des points calculés doit respecter l'équilibre de la section pour des niveaux de courbure croissants.

4.1.3 Autres poteaux composites de Bouchereau et Toupin (2003)

Les résultats graphiques des poteaux B1-X-3, B1-Y-1, B1-Y-3, B2-X-1, B2-X-3, B2-Y-1, B2-Y-3, B1-Axial, B2-Axial, C1-Poutre et C2-Poutre sont présentés à l'Annexe D.

Pour les poteaux B1-X-3, B1-Y-1, B1-Y-3, B2-X-1, B2-X-3, B2-Y-1 et B2-Y-3, les graphiques montrés sont :

- Charge axiale en fonction de la flèche transversale;
- Charge axiale en fonction du moment;
- Moment fléchissant en fonction de la courbure.

Pour les poteaux B1-Axial, B2-Axial, C1-Poutre et C2-Poutre, les graphiques montrés sont :

- Charge axiale (ou transversale selon le type de chargement) en fonction de la flèche transversale.

Une discussion générale de l'ensemble des essais permettra ensuite de comparer les résultats expérimentaux entre eux.

4.1.4 Comparaison des charges et moments maximaux atteints

Le Tableau 4-3 est un résumé des résultats expérimentaux (tests réalisés par Bouchereau et Toupin, 2003) et analytiques des poteaux de la Section 4.1. Pour les analyses, deux conditions ont été considérées : avec et sans voilement local. Les deux dernières colonnes donnent les écarts obtenus au niveau des valeurs des charges axiales maximales et des moments maximaux atteints.

Tableau 4-3 Résultats expérimentaux et analytiques des 12 poteaux composites

ID		Résultats expérimentaux		Résultats analytiques			% Écart entre résultats	
		$P_{max\ exp.}$ (kN)	M_{Pmax} (kN.m)	$P_{max\ anal.}$ (kN)	M_{Pmax} (kN.m)	$P_{exp.}/P_{anal.}$	P_{max} (kN)	M_{Pmax} (kN.m)
B1-X-1	avec voil.	5646	853	5120	751	1.10	9.3%	11.9%
	sans voil.			5360	784	1.05	5.1%	8.0%
B1-X-3	avec voil.	8280	337	8128	289	1.02	1.8%	14.2%
	sans voil.			8536	303	0.97	-3.1%	10.1%
B1-Y-1	avec voil.	5133	458	4800	427	1.07	6.5%	6.6%
	sans voil.			5280	467	0.97	-2.9%	-2.0%
B1-Y-3	avec voil.	7457	216	7520	195	0.99	-0.8%	9.6%
	sans voil.			8160	208	0.91	-9.4%	3.6%
B2-X-1	avec voil.	5917	905	5240	774	1.13	11.4%	14.4%
	sans voil.			5520	816	1.07	6.7%	9.8%
B2-X-3	avec voil.	9037	376	8480	303	1.07	6.2%	19.3%
	sans voil.			8840	310	1.02	2.2%	17.4%
B2-Y-1	avec voil.	5460	528	5000	483	1.09	8.4%	8.6%
	sans voil.			5440	523	1.00	0.4%	1.0%
B2-Y-3	avec voil.	8707	272	8000	219	1.09	8.1%	19.6%
	sans voil.			8560	229	1.02	1.7%	15.8%
B1-Axial	avec voil.	8799	-	9360	11	0.94	-6.4%	-
	sans voil.			10000	14	0.88	-13.6%	
B2-Axial	avec voil.	10040	-	9920	15	1.01	1.2%	-
	sans voil.			10408	18	0.96	-3.7%	
						$M_{exp.}/M_{anal.}$		
C1-Poutre	avec voil.	-	1167	-	1000	1.17	-	14.3%
	sans voil.			-	1022	1.14	-	12.4%
C2-Poutre	avec voil.	-	1176	-	1035	1.14	-	12.0%
	sans voil.			-	1083	1.09	-	7.9%
				Moyenne avec voilement :		1.051	4.6%	13.0%
				Écart-type :		5.9%	5.5%	4.8%
				Coefficient de variation :		5.6%		
				Moyenne sans voilement :		0.987	-1.7%	8.0%
				Écart-type :		6.0%	6.3%	6.8%
				Coefficient de variation :		6.0%		

Un écart positif entre les résultats indique que la valeur calculée analytiquement est inférieure, donc conservatrice, à celle obtenue en laboratoire. Dans les résultats expérimentaux, le M_{Pmax} a été calculé comme suit :

$$M = P(e + \nu) \qquad \textbf{(4-4)}$$

où ν est la flèche transversale maximale mesurée à mi-hauteur du poteau.

Le fait que la grande majorité de tous les rapports $P_{expérimental} / P_{analytique}$ soient supérieurs à l'unité indique que les calculs faits par les modèles analytiques ont tendance à être conservateurs par rapport aux valeurs expérimentales obtenues.

Il ne faut pas oublier de mettre en perspective toutes les comparaisons faites avec les résultats expérimentaux dont le comportement peut différer des résultats expérimentaux moyens basés sur la répétition d'un même essai car n'y a pas eu plusieurs spécimens identiques pour valider statistiquement les résultats obtenus (voir commentaires à la Section 5.1.4).

Du Tableau 4-3, il est possible de déduire ce qui suit :

- La valeur moyenne du rapport $P_{expérimental} / P_{analytique}$ en <u>incluant</u> la simulation du voilement local donne 1.051 (écart-type de 5.9 %);

- La valeur moyenne du rapport $P_{expérimental} / P_{analytique}$ en <u>excluant</u> la simulation du voilement local donne 0.987 (écart-type de 6.0 %);

- C'est donc dire qu'inclure la simulation du voilement local dans les analyses réduit d'en moyenne 6.4 % la valeur de la capacité des poteaux composites.

- Les poteaux fléchis autour de leur axe faible sont plus sensibles au voilement local que les poteaux fléchis autour de leur axe fort. La capacité des poteaux composites est réduite respectivement de 7.7 % (axe faible) et 6.0 % (axe fort) lorsque le voilement local est pris en considération;

- Les poteaux fléchis avec une plus grande excentricité (pour atteindre 0.55 P_r) sont plus sensibles au voilement local que les poteaux fléchis avec une plus petite excentricité (pour atteindre 0.85 P_r). La capacité des poteaux composites est réduite respectivement de 7.3 % et 6.0 % lorsque le voilement local est pris en considération.

4.1.5 Sources d'écart entre les résultats expérimentaux et analytiques

Plusieurs facteurs peuvent être à l'origine des différences entre les résultats expérimentaux et analytiques :

- Les **modèles de matériaux** utilisés pour décrire la contrainte en fonction de la déformation des plaques d'acier, du béton et des aciers d'armature (surtout pour le béton et la partie post-pic de son comportement);

- Le **facteur de réduction de la résistance du béton**, d'une valeur de 0.9 par défaut, est utilisé pour tenir compte de la différence entre la résistance du béton mesuré sur des cylindres de béton et la résistance du béton dans le poteau composite. Ce facteur peut contribuer à sous-estimer la réponse globale. Le facteur proposé par Chicoine (2001) qui tient compte de la dimension de la section des poteaux aurait pu être utilisé pour réaliser les analyses. Cependant, ce facteur aurait été de 0.85 dans le cas des poteaux composites de Bouchereau et Toupin (2003), ce qui aurait mené à des résistances analytiques encore plus petites;

- L'**analyse** de type **« incrémentale »** ne constitue pas une intégration parfaite du comportement d'un poteau composite. Par exemple, la précision des résultats analytiques obtenus dépend en partie de l'épaisseur de la centaine de tranches de calculs utilisées pour intégrer sur la section du poteau, de l'épaisseur des incréments de longueur sur la hauteur du poteau, de la distribution incrémentale des contraintes résiduelles, des incréments de charge et de courbure utilisés, etc.;

- Les valeurs choisies par l'utilisateur ou par défaut comme **critères de convergence et constantes** de calcul. Entre autres, le critère de convergence sur la valeur de la force axiale, etc. Cette source d'écart est étudiée à la Section 4.5.9;

- L'hypothèse simplificatrice pour tenir compte du **voilement local** qui assume que la quantité de déformation causée par la flexion des segments de plaque d'acier varie

linéairement jusqu'à « 0 » à la jonction de l'aile avec l'âme dans la partie post-pic du raccourcissement de la plaque d'acier (voir Section 3.6);

- Des **imperfections initiales** supposées lorsque cette information n'était pas disponible et l'hypothèse de calcul initiale avec l'imperfection initiale dirigée vers l'extérieur du poteau composite (voir Section 3.6);

- Les mesures des **flèches transversales en laboratoire** à l'aide de **LVDT** (Linear Variable Differential Transducers) n'étaient pas corrigées pour tenir compte de la rotation des appuis durant le chargement. Cette correction a toutefois pu être réalisée pour les essais du présent projet de recherche. Ce dernier facteur n'affecte toutefois pas la résistance.

4.2 Comparaison avec des résultats expérimentaux obtenus de Fillion (1998) et Chicoine (2001)

Les résultats expérimentaux qui sont utilisés à cette fin sont tirés des essais en laboratoire réalisés par Fillion (1998) et Chicoine (2001). Parmi tous les poteaux composites testés, quatre furent sélectionnés pour être analysés à l'aide du logiciel de calculs développé au chapitre précédent : deux poteaux ayant une section de 300x300 mm (C6 et C7) et deux poteaux ayant une section de 600x600 mm (C9 et C11).

Les caractéristiques générales de ces quatre poteaux composites ont été décrites à la Section 2.2.2.

Le Tableau 4-4 est un résumé des résultats expérimentaux et analytiques. La dernière colonne donne l'écart obtenu au niveau des charges axiales maximales atteintes.

Tableau 4-4 Résultats expérimentaux et analytiques de 4 poteaux composites testés par Fillion (1998) et Chicoine (2001)

ID	f'_c (MPa)	F_y (MPa)	d = b (mm)	w = t (mm)	s (mm)	b/t	Résultats expérimentaux $P_{max\ exp.}$ (kN)	Résultats analytiques $P_{max\ anal.}$ (kN)	$P_{exp.}/P_{anal.}$	% Écart P_{max} (kN)
C6										
avec voil.	32.7	374	450	6.35	338	35.4	7650	7800	0.98	-2.0%
sans voil.								8560	0.89	-11.9%
C7										
avec voil.	31.9	374	300	6.35	300	23.6	4280	3780	1.13	11.7%
sans voil.								4240	1.01	0.9%
C9										
avec voil.	34.2	360	600	12.9	600	23.2	16610	16240	1.02	2.2%
sans voil.								18280	0.91	-10.1%
C11										
avec voil.	34.2	345	600	9.71	600	30.9	14930	14760	1.01	1.1%
sans voil.								16240	0.92	-8.8%
							Moyenne avec voilement :		1.037	0.033
							Écart-type :		6.6%	5.9%
							Coefficient de variation :		6.4%	
							Moyenne sans voilement :		0.933	-0.019
							Écart-type :		4.6%	4.9%
							Coefficient de variation :		4.9%	

Les valeurs de f'_c indiquées dans ce tableau sont celles obtenues des essais à la compression réalisée sur des cylindres en laboratoire. Un facteur de réduction de la résistance du béton égal à 0.9 a été utilisé dans les analyses comme expliqué à la Section 4.1.5. De plus, le rapport *b/t* est calculé avec la demi-largeur des semelles divisée par l'épaisseur *t*.

Le but de cet exercice était de vérifier si le modèle analytique fournissait des résultats aussi bons pour des poteaux de différentes sections. Du Tableau 4-4, il est possible de déduire ce qui suit :

- La valeur moyenne du rapport $P_{expérimental} / P_{analytique}$ en <u>incluant</u> la simulation du voilement local donne 1.037;

- La valeur moyenne du rapport $P_{expérimental} / P_{analytique}$ en <u>excluant</u> la simulation du voilement local donne 0.933;

- Inclure la simulation du voilement local dans les analyses réduit d'en moyenne 10.4 % la valeur de la capacité des poteaux composites. Pour tous les poteaux du Tableau 4-4, le voilement local doit être pris en compte afin de fournir une évaluation conservatrice;

- L'effet des différents rapports *b/t* et de *s/d* ne semble pas affecter la précision des résultats obtenus.

4.3 Comparaison avec des résultats expérimentaux obtenus de Prickett et al. (2006)

Les résultats expérimentaux qui sont utilisés à cette fin sont tirés des essais en laboratoire réalisés par Prickett et al. (2006). Parmi tous les poteaux composites testés, 6 furent sélectionnés pour être analysés à l'aide de l'outil de calculs développé au chapitre précédent. La sélection des poteaux qui allait faire l'objet des analyses est basée sur la ressemblance entre les poteaux testés par Prickett et al. (2006) et ceux testés dans le cadre du présent projet de recherche, et ce, au niveau du type de béton utilisé et/ou du type de chargement appliqué. D'ailleurs, le nom des poteaux du présent projet qui s'apparente aux poteaux de Prickett est indiqué entre parenthèses directement sous le nom du poteau correspondant de Prickett (voir Tableau 4-5). Les poteaux sélectionnés permettent de comparer des poteaux composites faits de béton normal et de béton haute performance et de béton haute performance avec fibres métalliques. L'analyse paramétrique de la Section 4-5 traitera de l'influence respective des différents paramètres pouvant être modifiés dans le logiciel de calculs et pouvant affecter le comportement des poteaux composites analysés.

Le Tableau 4-5 montre les caractéristiques générales de ces 6 poteaux composites qui furent testés en laboratoire. Les caractéristiques données sont requises lors de l'utilisation du logiciel d'analyse incrémentale.

Tableau 4-5 Caractéristiques générales de 6 poteaux composites testés par Prickett et al. (2006)

F_{ypl} :	393.0	MPa
E :	202 700	MPa
ε_{hard} :	0.016410	
F_{upl} :	529.0	MPa
ε_{u} :	0.327900	
Hauteur des poteaux :	2000	mm
b = d :	400	mm

ID	f'_c (MPa)	Teneur en fibres (%)	E_c (MPa)	ε_{cpic} ($\mu\varepsilon$)	s (mm)	w = t (mm)	Chargement Axe fléchi (Fort / Faible)	Chargement Eccentricité (mm)
H1 *(N-C)*	28.7	---	23 300	2220	200	7.98	---	0
H-6	49.3	1.0%	24 800	2491	200	8.02	---	0
H8 *(H-1)*	62.4	---	29 800	2897	240	7.95	Fort	23
H9	64.5	---	28 600	3038	240	7.98	Fort	100
H10	65.7	---	29 000	2745	240	8.01	Faible	25
H11 *(H-2)*	65.1	---	28 700	3226	240	7.95	Faible	74

Le Tableau 4-6 résume les résultats expérimentaux et analytiques alors que les deux dernières colonnes donnent les écarts obtenus au niveau des valeurs des charges axiales maximales et des moments maximaux atteints.

Tableau 4-6 Résultats expérimentaux et analytiques de 5 poteaux composites testés par Prickett et al. (2006)

ID		Résultats expérimentaux		Résultats analytiques			% Écart entre résultats	
		$P_{max\ exp.}$ (kN)	M_{Pmax} (kN.m)	$P_{max\ anal.}$ (kN)	M_{Pmax} (kN.m)	$P_{exp.}/P_{anal.}$	P_{max} (kN)	M_{Pmax} (kN.m)
H1	avec voil.	7380	---	6944	---	1.06	5.9%	---
(N-C)	sans voil.			7520	---	0.98	-1.9%	---
H-6	avec voil.	12 180	---	9800	---	1.24	19.5%	---
	sans voil.			10320	---	1.18	15.3%	---
H8	avec voil.	10 920	285	9720	234	1.12	11.0%	17.9%
(H-1)	sans voil.			10120	257	1.08	7.3%	9.7%
H9	avec voil.	7 260	771	6320	646	1.15	12.9%	16.2%
	sans voil.			6640	695	1.09	8.5%	9.9%
H10	avec voil.	9 740	273	9480	232	1.03	2.7%	15.0%
	sans voil.			10000	278	0.97	-2.7%	-1.9%
H11	avec voil.	6 370	506	6040	462	1.05	5.2%	8.7%
(H-2)	sans voil.			6480	512	0.98	-1.7%	-1.1%
				Moyenne avec voilement :		1.110	0.095	0.145
				Écart-type :		7.9%	6.2%	4.0%
				Coefficient de variation :		7.1%		
				Moyenne sans voilement :		1.049	0.041	0.041
				Écart-type :		8.3%	7.4%	6.6%
				Coefficient de variation :		7.9%		

Du Tableau 4-6, il est possible de déduire ce qui suit :

- La valeur moyenne du rapport $P_{expérimental} / P_{analytique}$ en <u>incluant</u> la simulation du voilement local donne 1.110 (écart-type de 7.9 %).

- La valeur moyenne du rapport $P_{expérimental}$ / $P_{analytique}$ en <u>excluant</u> la simulation du voilement local donne 1.049 (écart-type de 8.3 %). À noter qu'aucun voilement local n'a été observé en laboratoire avant l'atteinte de la capacité maximale des poteaux. De plus, l'effet de l'interaction acier-béton qui n'est pas inclus dans les modèles analytiques augmente la capacité des poteaux et par le fait devrait diminuer le rapport $P_{expérimental} / P_{analytique}$. L'augmentation approximative liée à l'effet d'interaction acier-béton sera évaluée à la Section 4.4.

- Comparativement aux modèles analytiques réalisés avec les essais de Bouchereau et Toupin (2003), ceux faits pour les poteaux de Prickett et al. (2006) avaient plus de données expérimentales disponibles concernant les courbes contrainte-déformation du béton. Le logiciel de calculs utilisait donc un modèle de béton reflétant plus le comportement du béton. Même si les résultats obtenus sont très similaires, ces données supplémentaires ne semblent pourtant pas avoir aidé à première vue à atteindre une meilleure corrélation entre les résultats expérimentaux et analytiques. Une explication possible à ce constat est que le facteur de réduction de la résistance du béton, fixé à 0.9 pour réaliser les analyses, a plus d'effet sur la résistance axiale lorsque la résistance du béton augmente car la portion de la charge axiale reprise par le béton augmente.

4.4 Comparaison avec des résultats numériques obtenus de Begum et al. (2007)

L'objectif de cette section est de comparer les résultats analytiques aux résultats numériques obtenus par Begum et al. (2007).

Les Tableaux 4-7 à 4-9 qui suivent montrent la comparaison entre les résultats expérimentaux et les résultats obtenus des modèles analytiques et numériques.

Tableau 4-7 Comparaison entre modèles numériques, modèles analytiques et résultats expérimentaux de Bouchereau et Toupin (2003)

ID		Résultats expérimentaux $P_{max\ exp.}$ (kN)	Résultats analytiques $P_{max\ anal.}$ (kN)	$P_{exp.}/P_{anal.}$	Résultats Begum (2007) $P_{max\ num.}$ (kN)	$P_{exp.}/P_{num.}$	$P_{anal.}/P_{num.}$
B1-X-1	avec voil.	5646	5120	1.10	5350	1.06	0.96
	sans voil.		5360	1.05			1.00
B1-X-3	avec voil.	8280	8128	1.02	8320	1.00	0.98
	sans voil.		8536	0.97			1.03
B1-Y-1	avec voil.	5133	4800	1.07	5150	1.00	0.93
	sans voil.		5280	0.97			1.03
B1-Y-3	avec voil.	7457	7520	0.99	7970	0.94	0.94
	sans voil.		8160	0.91			1.02
B2-X-1	avec voil.	5917	5240	1.13	5560	1.06	0.94
	sans voil.		5520	1.07			0.99
B2-X-3	avec voil.	9037	8480	1.07	8730	1.04	0.97
	sans voil.		8840	1.02			1.01
B2-Y-1	avec voil.	5460	5000	1.09	5150	1.06	0.97
	sans voil.		5440	1.00			1.06
B2-Y-3	avec voil.	8707	8000	1.09	8400	1.04	0.95
	sans voil.		8560	1.02			1.02
B1-Axial	avec voil.	8799	9360	0.94	9740	0.90	0.96
	sans voil.		10000	0.88			1.03
B2-Axial	avec voil.	10040	9920	1.01	10350	0.97	0.96
	sans voil.		10408	0.96			1.01
				$M_{exp.}/M_{anal.}$			
C1-Poutre	avec voil.	-	-	1.17	---	---	---
	sans voil.		-	1.14			
C2-Poutre	avec voil.	-	-	1.14	---	---	---
	sans voil.		-	1.09			

Moyenne avec voilement :	1.051	1.005	0.957
Écart-type :	5.9%	5.5%	1.4%
Coefficient de variation :	5.6%	5.5%	1.5%
Moyenne sans voilement :	0.987		1.019
Écart-type :	6.0%		1.8%
Coefficient de variation :	6.0%		1.7%

Tableau 4-8 Comparaison entre modèles numériques, modèles analytiques et résultats expérimentaux de Fillion (1998) et Chicoine (2001)

ID	Résultats expérimentaux $P_{max\ exp.}$ (kN)	Résultats analytiques $P_{max\ anal.}$ (kN)	$P_{exp.}/P_{anal.}$	Résultats Begum (2007) $P_{max\ num.}$ (kN)	$P_{exp.}/P_{num.}$	$P_{anal.}/P_{num.}$
C6						
avec voil.	7650	7800	0.98	8100	0.94	0.96
sans voil.		8560	0.89			1.06
C7						
avec voil.	4280	3820	1.12	4110	1.04	0.93
sans voil.		4240	1.01			1.03
C9						
avec voil.	16610	16240	1.02	16540	1.00	0.98
sans voil.		18280	0.91			1.11
C11						
avec voil.	14930	14760	1.01	14280	1.05	1.03
sans voil.		16240	0.92			1.14
Moyenne avec voilement :			1.034		1.009	0.977
Écart-type :			6.0%		4.7%	4.4%
Coefficient de variation :			5.8%		4.6%	4.5%
Moyenne sans voilement :			0.933			1.028
Écart-type :			4.6%			7.8%
Coefficient de variation :			4.9%			7.6%

Tableau 4-9 Comparaison entre modèles numériques, modèles analytiques et résultats expérimentaux de Prickett et al. (2006)

ID		Résultats expérimentaux $P_{max\ exp.}$ (kN)	Résultats analytiques $P_{max\ anal.}$ (kN)	$P_{exp.}/P_{anal.}$	Résultats Begum (2007) $P_{max\ num.}$ (kN)	$P_{exp.}/P_{num.}$	$P_{anal.}/P_{num.}$
H1	avec voil.	7380	6944	1.06	7290	1.01	0.95
(N-C)	sans voil.		7520	0.98			1.03
H-6	avec voil.	12 180	9800	1.24	11 000	1.11	0.89
	sans voil.		10320	1.18			0.94
H8	avec voil.	10 920	9720	1.12	10 700	1.02	0.91
(H-1)	sans voil.		10120	1.08			0.95
H9	avec voil.	7 260	6320	1.15	7160	1.01	0.88
	sans voil.		6640	1.09			0.93
H10	avec voil.	9 740	9480	1.03	10 100	0.96	0.94
	sans voil.		10000	0.97			0.99
H11	avec voil.	6 370	6040	1.05	6840	0.93	0.88
(H-2)	sans voil.		6480	0.98			0.95

Moyenne avec voilement :	1.110	1.008	0.909
Écart-type :	7.9%	6.0%	3.0%
Coefficient de variation :	7.1%	5.9%	3.3%
Moyenne sans voilement :	1.049		0.963
Écart-type :	8.3%		4.0%
Coefficient de variation :	7.9%		4.1%

Des trois tableaux précédents, il est possible de déduire ce qui suit :

- Pour les essais de Bouchereau et Toupin (2003), la valeur moyenne des rapports :

  $P_{analytique} / P_{numérique} =$ 0.96 avec voilement local

  $P_{analytique} / P_{numérique} =$ 1.02 sans voilement local

  Ici, les capacités déterminées de façon analytique où l'effet du voilement local est considéré sont en moyenne 4 % plus petite que les capacités déterminées de façon numérique.

- Pour les essais de Fillion (1998) et Chicoine (2001), la valeur moyenne des rapports :

  $P_{analytique} / P_{numérique} =$ 0.98 avec voilement local

  $P_{analytique} / P_{numérique} =$ 1.03 sans voilement local

Ici, les capacités déterminées de façon analytique où l'effet du voilement local est considéré sont en moyenne 2 % plus petites que les capacités déterminées de façon numérique.

- Pour les essais de Prickett et al. (2006), la valeur moyenne des rapports :
  $P_{analytique} / P_{numérique}$ = 0.91 avec voilement local
  $P_{analytique} / P_{numérique}$ = 0.96 sans voilement local

  Ici, les capacités déterminées de façon analytique où l'effet du voilement local est considéré sont en moyenne 9 % plus petites que les capacités déterminées de façon numérique.

Pour ces trois séries d'essais, les capacités déterminées de façon analytique sans le voilement local sont en moyenne de -4 % à +3 % d'écart par rapport aux capacités déterminées de façon numérique.

Plusieurs facteurs peuvent expliquer les différences entre les capacités déterminées analytiquement et les capacités évaluées numériquement :

- Les **modèles de matériaux** utilisés pour décrire la contrainte en fonction de la déformation des plaques d'acier, du béton et des aciers d'armature (voir Chapitre 2);

- Le **facteur de réduction de la résistance du béton** utilisé pour tenir compte de la différence entre la résistance du béton mesuré sur des cylindres de béton et la résistance du béton dans le poteau composite. Ce facteur peut contribuer à sous-estimer la réponse globale. Il a été de 0.9 pour tous les modèles analytiques alors qu'il a été de 0.92ψ pour les modèles numériques réalisés par Begum et al. (2007) sur les poteaux faits de béton normal. Pour les bétons haute performance, Begum n'a pas utilisé de facteur de réduction de la résistance du béton car cela conduisait à des résultats trop conservateurs dans les analyses numériques.

Poteaux composites testés par Bouchereau et Toupin (2003) :

Comme Begum et al. (2007) ont utilisé une résistance effective du béton inférieure par rapport aux modèles analytiques (facteur de réduction de la résistance du béton de 0.92 ψ = 0.827 comparativement à 0.9 respectivement, pour une différence de 8.8 %), les résultats des modèles par éléments finis devraient donc être en moyenne environ 5.3 % plus élevés par rapport à ce critère car pour chaque % d'augmentation de la résistance à la compression du béton, cela entraîne une augmentation d'environ 0.6 % de la résistance axiale des poteaux composites testés par Bouchereau et Toupin (2003) (voir Section 4.5.6.7).

La moyenne des rapports $P_{expérimental} / P_{analytique}$ est de 1.051 en considérant le voilement local alors que la moyenne des rapports $P_{expérimental} / P_{numérique}$ pour Begum est de 1.005. Si la valeur moyenne des $P_{numérique}$ est augmentée de 5.3 % pour pouvoir se comparer directement aux résultats des modèles analytiques, alors le rapport moyen $P_{expérimental} / P_{numérique}$ devient égal à 0.954 (i.e. 1.005 / 1.053) et la différence avec le 1.051 des modèles analytiques devient alors de près de 10 %. Une partie de cette différence correspondrait au gain apporté par l'interaction acier-béton.

Poteaux composites testés par Prickett et al. (2007) :

Comme Begum et al. (2007) n'ont pas utilisé de facteur de réduction de la résistance du béton pour les analyses de cette série d'essais, la résistance effective du béton est supérieure par rapport à celle utilisée dans les modèles analytiques. Les résultats des modèles numériques devraient donc être en moyenne 6.7 % plus élevés environ par rapport à ce critère (i.e. 11.1 % * 0.6 où le 11.1 % est équivalent au rapport des facteurs de diminution de résistance du béton de 1.0 / 0.9).

La moyenne des rapports $P_{expérimental} / P_{analytique}$ est de 1.110 avec voilement local alors que la moyenne de rapports $P_{expérimental} / P_{numérique}$ pour Begum est de 1.008. Si la valeur moyenne de $P_{numérique}$ est augmentée de 6.7 % pour pouvoir se comparer directement aux modèles analytiques, alors le rapport $P_{expérimental} / P_{analytique}$ devient égal à 1.040 (ou 1.110 / 1.067) et la différence avec le 1.008 des modèles numériques devient alors de près de 3.2 %. Cette différence correspondrait environ au gain apporté par l'interaction acier-béton.

Considérant ces analyses comparatives (numériques vs analytiques) et la précision des calculs effectués, le gain en % attribuable en partie à l'interaction acier-béton qui devrait être ajouté aux résultats des modèles analytiques devrait être d'en moyenne de l'ordre de 6 %.

- Les types d'**analyse** (**incrémentale ou numérique**) ne constituent pas des intégrations parfaites du comportement d'un poteau composite. Par exemple, la précision des résultats obtenus dépend en partie de la grosseur des éléments qui discrétisent le poteau, le type d'élément choisi, la façon d'appliquer les charges et/ou déplacements, etc.

- Les valeurs choisies ou par défaut de **critères de convergence et les constantes** de calcul.

- Des **imperfections initiales** dirigées vers l'extérieur des poteaux dans les modèles analytiques alors qu'elles ont été modélisées vers l'intérieur des poteaux avec les analyses numériques.

- L'**effet de l'interaction acier-béton** est inclus dans le modèle numérique et est absent du modèle analytique.

  À ce stade-ci, nonobstant les autres facteurs pouvant affecter le comportement analytique et numérique des poteaux composites, le gain en capacité des poteaux causé par l'interaction acier-béton peut être évalué approximativement à 6 % comme cela a été discuté sous « facteur de réduction de la résistance du béton ».

4.5 Influence des paramètres d'analyse du logiciel

Maintenant que plusieurs résultats expérimentaux ont été comparés à des modèles analytiques, les prochains modèles analytiques auront pour but de quantifier l'influence des différents paramètres d'analyse. Il sera alors possible de déterminer l'effet de chacun de ces facteurs sur le comportement des poteaux composites lors du chargement et du déchargement.

Le poteau composite B1-X-3 servira de poteau composite témoin. Ce poteau a été choisi compte tenu que les résultats analytiques étaient très similaires aux résultats expérimentaux. Les caractéristiques de ce poteau ont été décrites au Tableau 4-1. Le comportement de ce dernier servira de point de comparaison pour les résultats des analyses de cette section. À noter qu'à moins d'indications contraires, le voilement local n'a pas été considéré dans les analyses réalisées étant donné le nombre important d'analyses à effectuer et le temps d'analyse supplémentaire considérable que le voilement local requiert.

Les différents paramètres qui peuvent être modifiés par le logiciel de calculs et dont l'influence a été analysée dans cette étude sont énumérés ci-dessous. Il y a, entre autres, le comportement d'un poteau :

- constitué uniquement de la partie en béton ou du profilé d'acier par rapport au comportement d'un poteau composite;
- soumis à un chargement en compression-flexion suivant l'axe fort par rapport à un chargement en compression-flexion suivant l'axe faible;
- qui inclut ou non l'effet du voilement local des ailes du profilé d'acier;

- dont le voilement local est calculé selon que les deux extrémités des ailes du profilé d'acier entre deux tirants soient considérées comme des encastrements ou des appuis simples pour établir la forme de la déformée ainsi que les résistances respectives;
- qui inclut ou non la présence d'aciers d'armature;
- dont la résistance en traction du béton est incluse ou non;
- dont le béton est de type normal par rapport à un béton de haute performance (*BHP*), à un béton renforcé de fibres d'acier (*BRF*) et un béton à la fois de haute performance et renforcé de fibres d'acier (*BFHP*);
- dont l'effet des contraintes résiduelles est inclus ou non;
- dont la courbe contrainte-déformation de l'acier des plaques montre de l'écrouissage ($F_{upl} \geq F_{ypl}$) par rapport à un modèle d'acier de type élastique parfaitement plastique ($F_{upl} = F_{ypl}$) et un modèle d'acier linéaire élastique sans plateau plastique;
- dont l'effet de déchargement cumulatif est considéré ou non pour le calcul des contraintes dans les matériaux;
- dont les incréments de charges sont différents;
- dont la discrétisation sur la hauteur du poteau varie;
- dont les critères de convergence varient.

À noter que l'évaluation de chacun de ces critères sera détaillée dans les sections qui suivent et que le Tableau 4-10 présentera un résumé des constatations à ce sujet.

La méthode utilisée pour évaluer et quantifier l'influence de chacun des paramètres est de tracer les graphiques de :

- la charge axiale en fonction de la flèche transversale;
- la charge axiale en fonction du moment fléchissant correspondant et du moment fléchissant maximal permis sur la section pour chacun des pas de charge axiale.

4.5.1 Comportement d'un poteau composite par rapport à un poteau de béton ou un poteau d'acier

Cette première comparaison a pour but d'évaluer la contribution respective de chacun des matériaux constituants du poteau composite. Le profilé d'acier utilisé pour le poteau composite et le poteau d'acier ont les mêmes dimensions. Quant à lui, le poteau de béton possède une section rectangulaire dont la section correspond à celle du poteau composite à laquelle les épaisseurs des ailes et de l'âme sont soustraites pour chacun des côtés respectifs. Les analyses réalisées dans cette section (4.5.1) ne tiennent pas compte du voilement local.

Les Figures 4-7 et 4-8 illustrent le fait qu'un poteau composite et un poteau de béton montrent le même comportement global mais décalé par rapport à la charge axiale. Dans ce cas-ci, la charge axiale maximale atteinte P_{max} diminue de 8536 kN pour le poteau composite à 4520 kN pour le poteau de béton. Il s'agit d'une diminution de résistance de l'ordre de 47 %. Il ne faut pas perdre de vue que même si la section d'acier ne représente qu'environ 6 % de la section du poteau composite, sa résistance est d'environ 10 fois celle du béton. À titre informatif, les valeurs de A_s F_{ypl} = 4541 kN et A_c f'_c = 6473 kN (avant l'effet du facteur de réduction de la résistance du béton), selon les données indiquées au Tableau 4-1. De plus, la Figure 4-7 montre que c'est l'acier qui contribue le plus à la résistance post-pic.

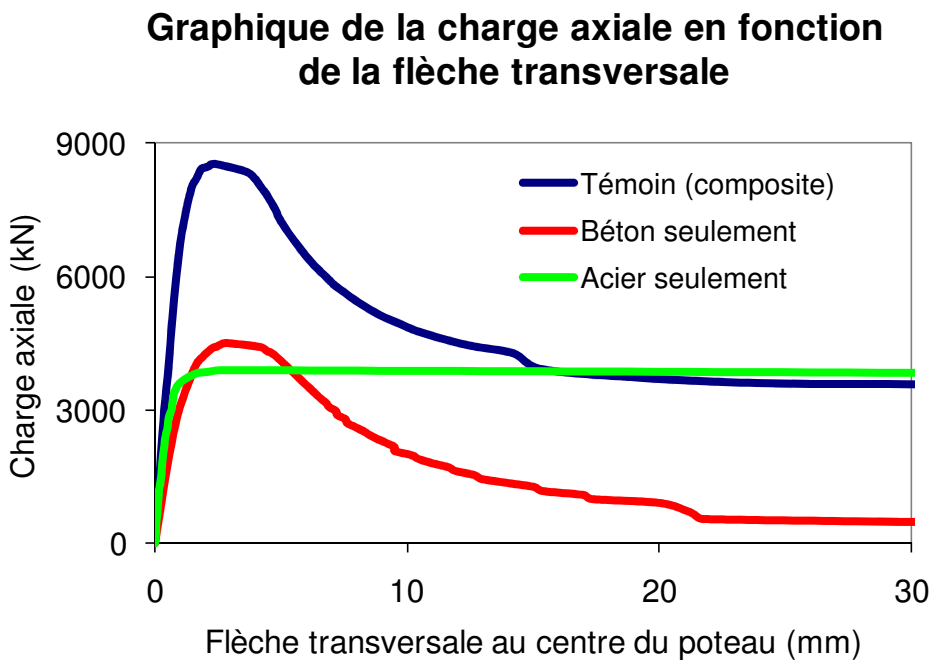


Figure 4-6 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite par rapport à un poteau de béton ou d'acier

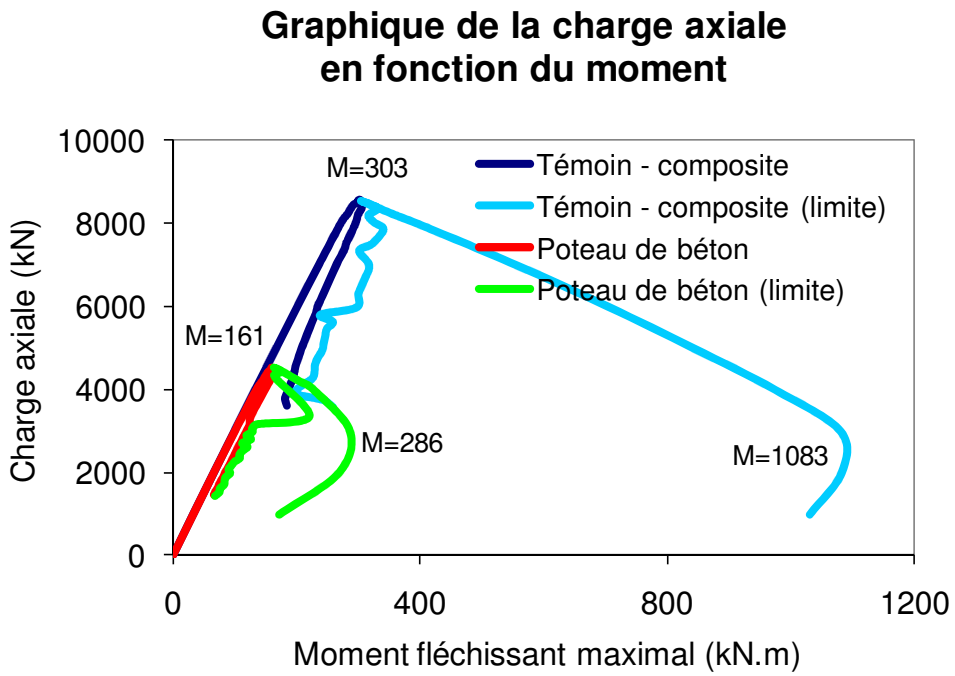


Figure 4-7 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite par rapport à un poteau de béton

Les courbes « Témoin » montrent le comportement du poteau de référence B1-X-3 alors que les autres courbes montrent le comportement du poteau B1-X-3 modifié par un paramètre différent à la fois. Les courbes *Témoin* (en bleu foncé) et *Poteau de béton* (en rouge) montrent le comportement obtenu du poteau alors que les courbes *Témoin (limite)* (en bleu pâle) et *Poteau de béton (limite)* (en vert) sont des courbes qui montrent le moment de flexion maximum pouvant être atteint pour chaque niveau de charge auquel le poteau est soumis et rejoignent donc la courbe *P-M* jusqu'à la charge axiale maximale atteinte lors de l'analyse à ce point (autres explications données à la Section 4.1.2).

Il faut noter qu'en proportion, la résistance du poteau de béton se dégrade beaucoup plus rapidement que celle du poteau composite une fois la charge axiale maximale atteinte (voir la Figure 4-7). Pour une flèche transversale de 20 mm, le poteau composite possède une résistance résiduelle de l'ordre de 50 % P_{max} qui se stabilise autour de cette valeur jusqu'à de très grandes déformations tandis que la capacité résiduelle du poteau de béton est en deçà de 15 % P_{max} et devient pratiquement inexistante lorsque la flèche transversale passe le seuil des 30 mm.

La Figure 4-8 permet également de faire des observations concernant l'évolution des moments maximaux sur le poteau par rapport aux moments maximaux permis sur la section. Le rapport du moment permis maximal (ou limite) sur la section sur le moment maximum atteint par le poteau est 2 fois plus grand pour le poteau composite que pour le poteau de béton (environ 3.6, i.e. 1083/303, contre 1.8, i.e. 286/161, d'où 3.6/1.8 = 2). Ce rapport donne ici une bonne indication de l'aire sous la courbe du moment maximal permis. Cette surface permet d'évaluer la capacité d'un poteau-poutre à résister à plusieurs combinaisons possibles de charges axiales et moments fléchissants. Dans le cas présent, le poteau composite représente alors un choix beaucoup plus judicieux à ce niveau.

La présence de plaques d'acier permet d'augmenter de façon significative la charge axiale maximale pouvant être reprise par un poteau de béton. Tel que montré aux Figures 4-7 et 4-9, à la différence du poteau de béton, la forme du comportement global du poteau d'acier seulement ressemble moins à celle du poteau composite. La Figure 4-7 montre également que la charge axiale évolue de façon pratiquement linéaire jusqu'à P_{max} pour ensuite se stabiliser sur un plateau

plastique dont la capacité demeure pratiquement inchangée par rapport à P_{max}. Pour le poteau d'acier étudié ici, P_{max} est de l'ordre de 3880 kN, soit environ 45 % P_{max} du poteau composite, et la diminution de la résistance pour une flèche transversale de 20 mm représente moins de 0.3 % P_{max}.

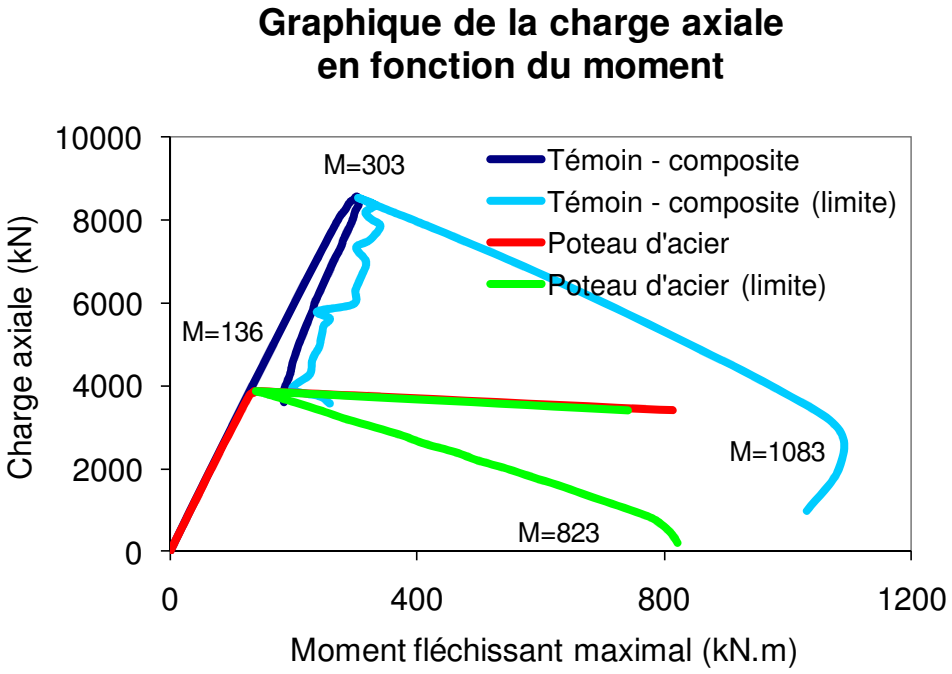


Figure 4-8 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite par rapport à un poteau d'acier

La combinaison de l'acier et du béton permet donc d'allier la résistance du béton à faible coût à la résistance et surtout à l'apport en ductilité de l'acier. La présence d'acier permet ainsi d'obtenir un poteau qui ne présente pas un comportemant fragile et qui montre une grande résistance résiduelle et ce, même pour de grandes déformations.

Si on compare les Figures 4-8 et 4-9, on constate que le rapport du moment permis maximal sur le moment maximum atteint pour le poteau d'acier est beaucoup plus grand que pour le poteau de béton (plus de 6 contre 1.8). Pour une résistance axiale similaire, le choix du poteau d'acier devient alors plus indiqué que le poteau de béton pour résister à des moments de flexion sous diverses combinaisons de charges.

Un fait intéressant à noter ici est que l'addition de la capacité axiale du poteau de béton à celle du poteau d'acier ne donne pas exactement la résistance du poteau composite même si, dans le cas présent, la somme des P_{max} des poteaux d'acier et de béton correspond à P_{max} du poteau composite. Ceci s'explique par le fait que P_{max} ne survient pas au même niveau de déformation pour les deux matériaux. Par exemple, la résistance en compression du béton, $F_1 f'_c$, de 30.7 MPa est atteinte à une déformation d'environ 1903 με alors que la limite élastique de l'acier, F_{ypl} , de 358 MPa est atteinte à une déformation de 1790 με (à cela sont ajoutés les effets des contraintes résiduelles). La Figure qui suit illustre la position des déformations au pic pour les deux matériaux.

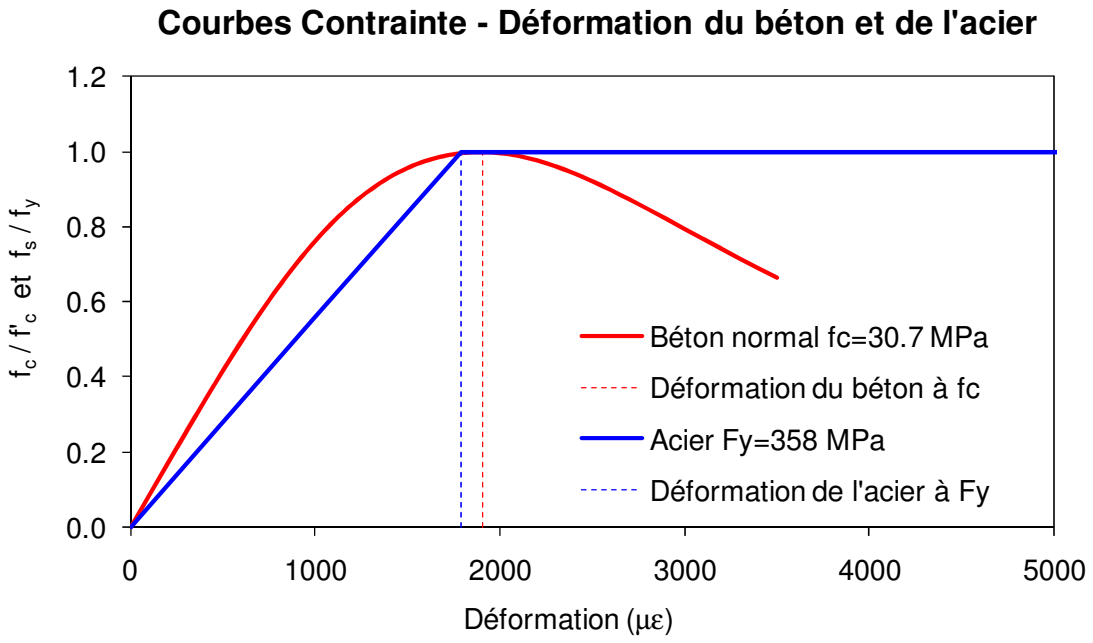


Figure 4-9 Graphique montrant la position de la déformation au pic du béton par rapport à l'acier pour le poteau composite témoin

Ces différences de déformation au pic peuvent être plus ou moins prononcées selon les propriétés des deux matériaux constituants principaux d'un poteau composite. À cet effet, les Figures 4-11 et 4-12 montrent que la somme des réponses des poteaux d'acier et de béton ne donnent pas une juxtaposition parfaite avec le poteau composite et ce, surtout dans la partie post-pic. Ces graphiques ont été réalisés par la superposition des capacités axiales pour des niveaux de déformation équivalente (flèche ou raccourcissement axial).

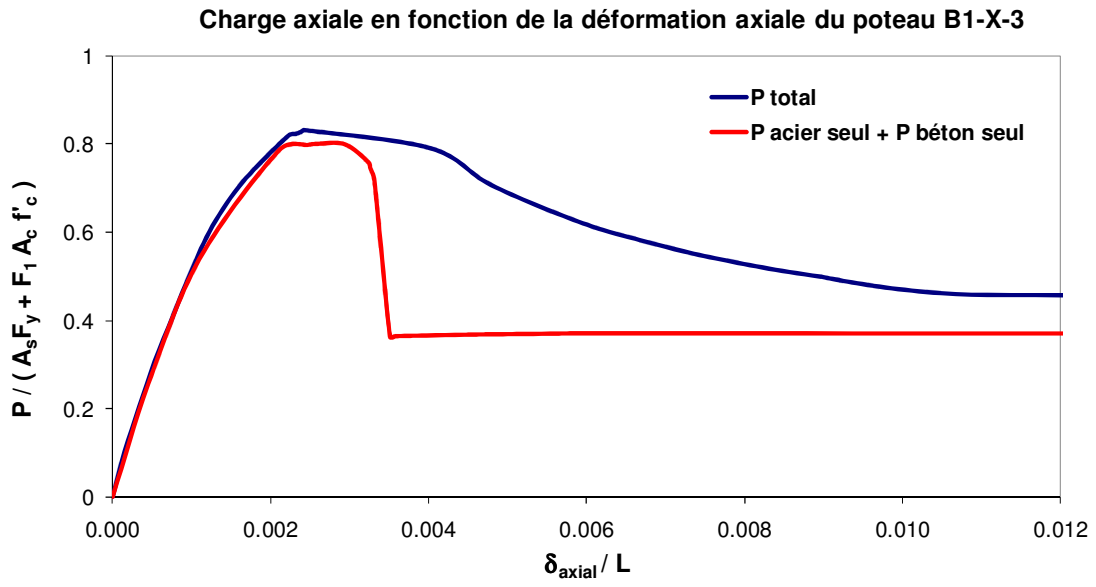


Figure 4-10 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite par rapport à l'addition des réponses d'un poteau de béton et d'un poteau d'acier

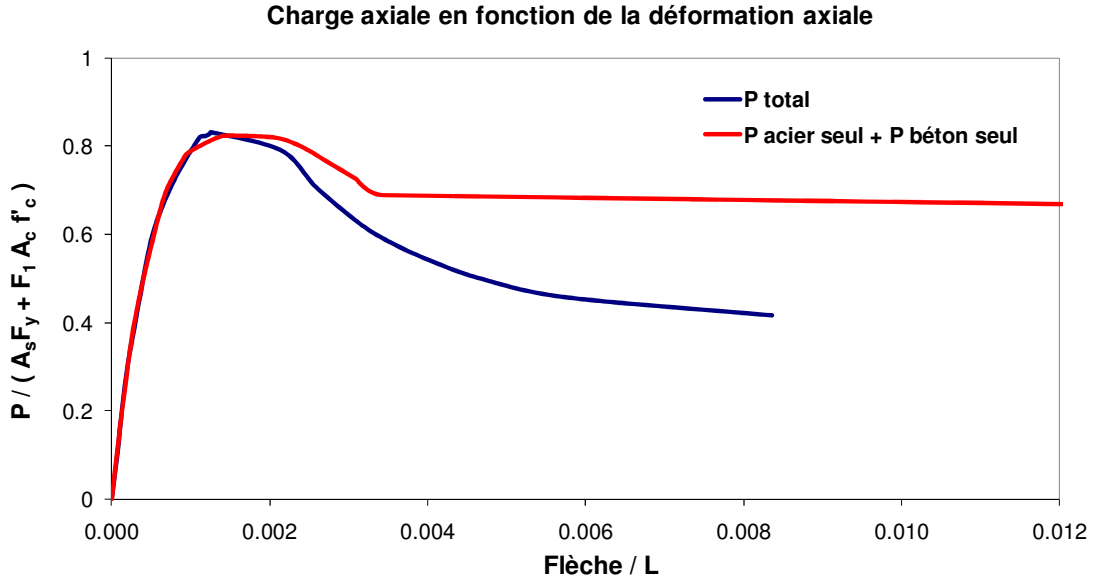


Figure 4-11 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite par rapport à l'addition des réponses d'un poteau de béton et d'un poteau d'acier

Pour une même flèche obtenue du poteau d'acier et du poteau de béton, les capacités axiales étaient additionnées. La même chose a été réalisée avec le raccourcissement axial. A priori, cet exercice peut apparaître correct mais il s'avère que cette addition erronée peut conduire à de mauvaises interprétations. D'ailleurs, dans le cas présent, les deux graphiques présentés semblent

montrer des résultats contradictoires. En fait, même si les déformations axiales ou les flèches transversales sont équivalentes, les capacités axiales ne peuvent être directement additionnées car elles n'ont pas été obtenues pour des courbures et des positions d'axe neutre identiques. Il est à noter que lorsqu'il y a de la flexion, la position de l'axe neutre n'est pas la même selon la configuration étudiée (poteau d'acier, poteau de béton ou poteau composite).

Les analyses peuvent donc servir à comparer globalement le comportement des poteaux d'acier et de béton au comportement d'un poteau composite mais les résultats des poteaux d'acier et de béton ne doivent pas être jumelés pour les comparer au poteau composite.

4.5.2 Comportement d'un poteau composite chargé en compression-flexion suivant l'axe fort ou l'axe faible

4.5.2.1 Analyses sans voilement local

La comparaison suivante a pour but de mettre en évidence qu'appliquer un chargement en compression-flexion suivant l'axe fort ou l'axe faible d'un poteau composite a un impact important sur son comportement.

Évidemment, la diminution de la valeur de P_{max} ainsi que le comportement global du poteau, c'est-à-dire sa rigidité initiale et son niveau de ductilité et de résistance résiduelle, sont grandement tributaires de la section du poteau choisie ainsi que de l'épaisseur des plaques d'acier.

Dans le cas présenté ici (poteau avec b/t = 23.6, s/d = 0.67 et e/d =0.073), la distribution de l'acier sur les différentes tranches de calcul est différente et influence le comportement du poteau-poutre. La Figure 4-13 montre le graphique de la charge axiale appliquée en fonction de la flèche transversale calculée pour les deux poteaux-poutres (témoin avec flexion autour de l'axe fort et autre poteau avec flexion autour de l'axe faible).

Le poteau témoin chargé en compression-flexion suivant son axe fort voit sa capacité axiale passer de 8536 kN à environ 3700 kN lorsque la flèche transversale atteind 20 mm. Il s'agit donc

d'une diminution de résistance d'un peu plus de 50 %. Pour ce qui est du poteau dont la charge axiale est appliquée suivant l'axe faible (avec e/d = e/b = 0.073), la charge axiale maximale atteinte est de 8256 kN alors qu'elle baisse d'un peu plus de 50 % également lorsque la flèche est de 20 mm. La valeur de P_{max} diminue dans ce cas-ci d'un peu plus de 3 % lorsque le poteau est chargé en compression-flexion suivant son axe faible. Cela s'explique par le fait que plus l'acier est éloigné de l'axe neutre, plus il participe à la résistance à la flexion. La résistance à la flexion autour de l'axe fort d'un profilé d'acier en « H » est donc plus grande avec les deux semelles d'acier soumises aux niveaux de déformation (et donc de contrainte) les plus élevés.

À titre indicatif, l'inertie effective (EI_e calculé tel qu'indiqué à la Section 2.2.3.1.2) du poteau composite fléchi autour de l'axe fort est de 1.46E14 N.mm^2 alors que EI_e du même poteau composite fléchi autour de l'axe faible est de 8.50E13 N.mm^2. L'inertie effective autour de l'axe fort est donc 1.7 fois plus grande que celle autour de l'axe faible mais ne se traduit que par une baisse de l'ordre de 3% sur la capacité axiale du poteau sollicité suivant l'axe faible.

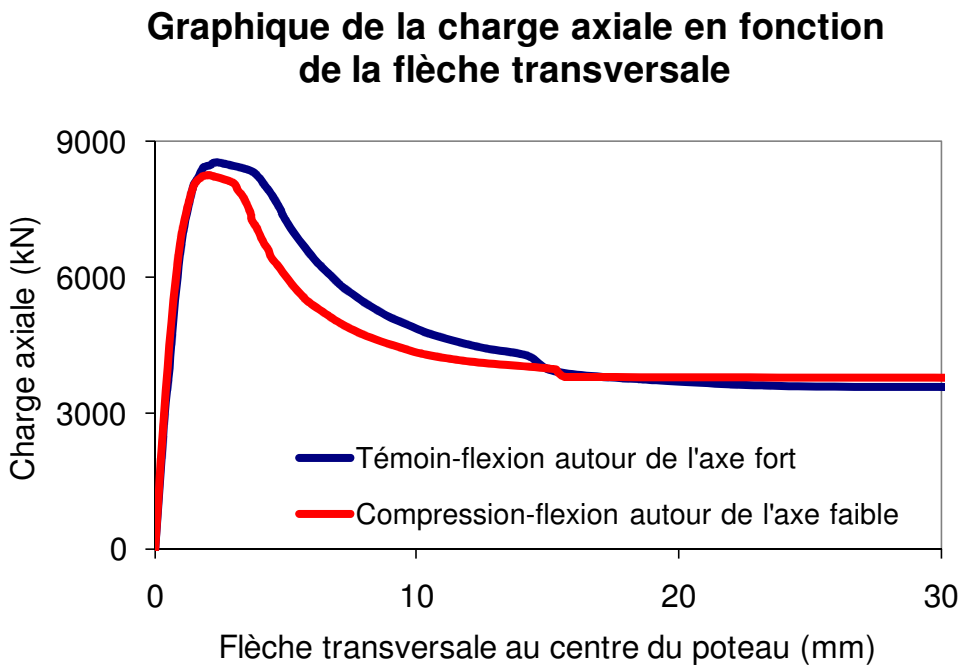


Figure 4-12 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite chargé en compression-flexion suivant l'axe fort ou l'axe faible (sans voilement local)

D'après la Figure 4-14, le rapport du moment permis maximal sur le moment maximum atteint par un poteau est environ 1.7 fois plus élevé pour le poteau chargé en compression-flexion suivant son axe fort que celui du poteau fléchi suivant son axe faible (où 1.7 = (1083/303) / (631/298)). Toutes proportions gardées, l'aire sous la courbe du moment maximal permis est donc plus grande pour un poteau fléchi suivant son axe fort et en fait un poteau-poutre dont les combinaisons de charges peuvent être plus variées que le poteau chargé suivant son axe faible. Autrement dit, pour une même charge axiale donnée, un poteau composite peut accomoder des moments de flexion plus grands si la flexion est réalisée suivant l'axe fort.

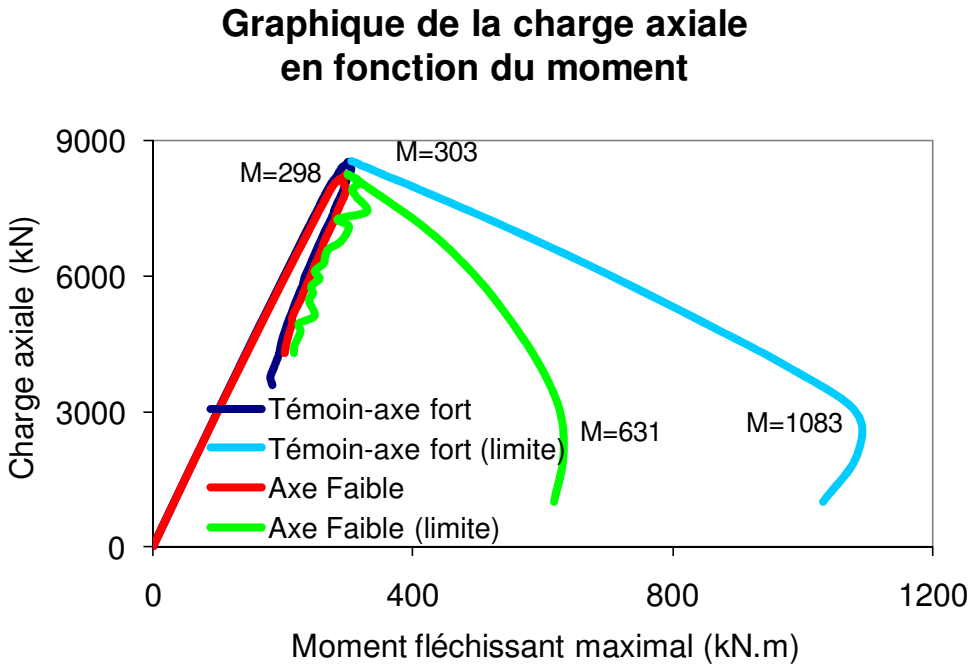


Figure 4-13 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite chargé en compression-flexion suivant l'axe fort ou l'axe faible (sans voilement local)

4.5.2.2 Analyses avec voilement local

Les mêmes comparaisons ont été réalisées avec les analyses réalisées en tenant compte de l'effet du voilement local.

La Figure 4-15 montre le graphique de la charge axiale appliquée en fonction de la flèche transversale calculée pour les deux poteaux-poutres (témoin avec flexion autour de l'axe fort et autre poteau avec flexion autour de l'axe faible).

Le poteau témoin chargé en compression-flexion suivant son axe fort voit sa capacité axiale passer de 8128 kN à environ 4000 kN lorsque la flèche transversale atteind 20 mm. Il s'agit donc d'une diminution de résistance de l'ordre de 50 %. Pour ce qui est du poteau dont la charge axiale est appliquée suivant l'axe faible (avec *e/d* = *e/b* = 0.073), la charge axiale maximale atteinte est de 7040 kN alors qu'elle baisse de 45 % lorsque la flèche est de 20 mm. La valeur de P_{max} diminue dans ce cas-ci d'un peu plus de 13 % lorsque le poteau est chargé en compression-flexion suivant son axe faible. L'effet du voilement local est donc important à tenir compte, surtout pour le chargement en compression-flexion autour de l'axe faible.

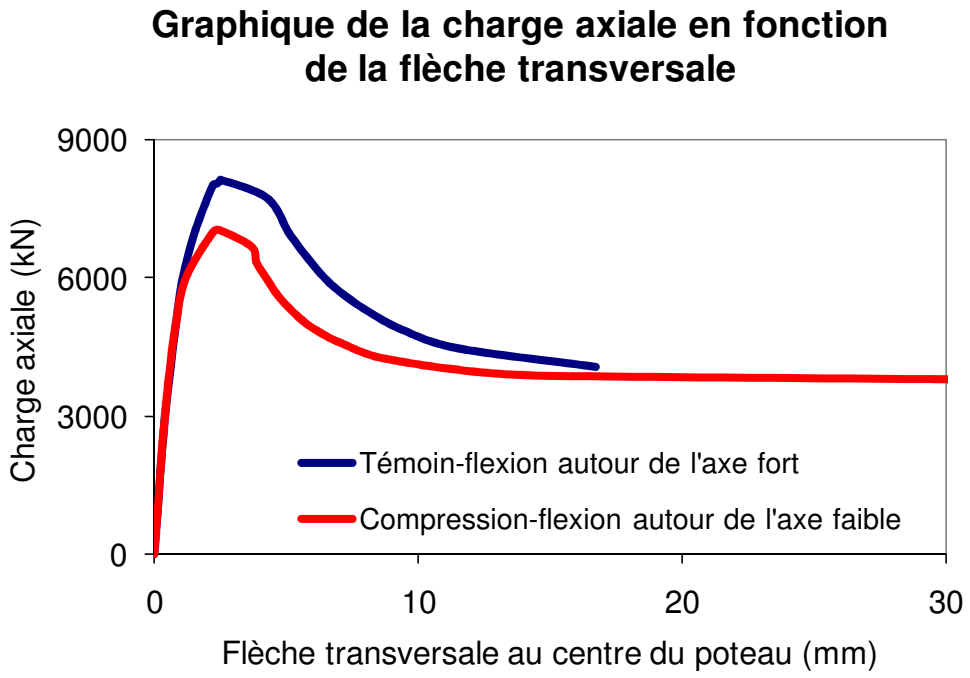


Figure 4-14 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite chargé en compression-flexion suivant l'axe fort ou l'axe faible (avec voilement local)

D'après la Figure 4-16, le rapport du moment permis maximal sur le moment maximum atteint par un poteau est environ 1.7 fois plus élevé pour le poteau chargé en compression-flexion suivant son axe fort que celui du poteau fléchi suivant son axe faible (où 1.7 = (1043/289) / (538/259)). Pour une même charge axiale donnée, un poteau composite peut accomoder des moments de flexion plus grands si la flexion est réalisée suivant l'axe fort. Malgré les valeurs différentes obtenues pour les charges axiales et les moments de flexion en tenant compte ou non du voilement local, ce rapport est demeuré identique.

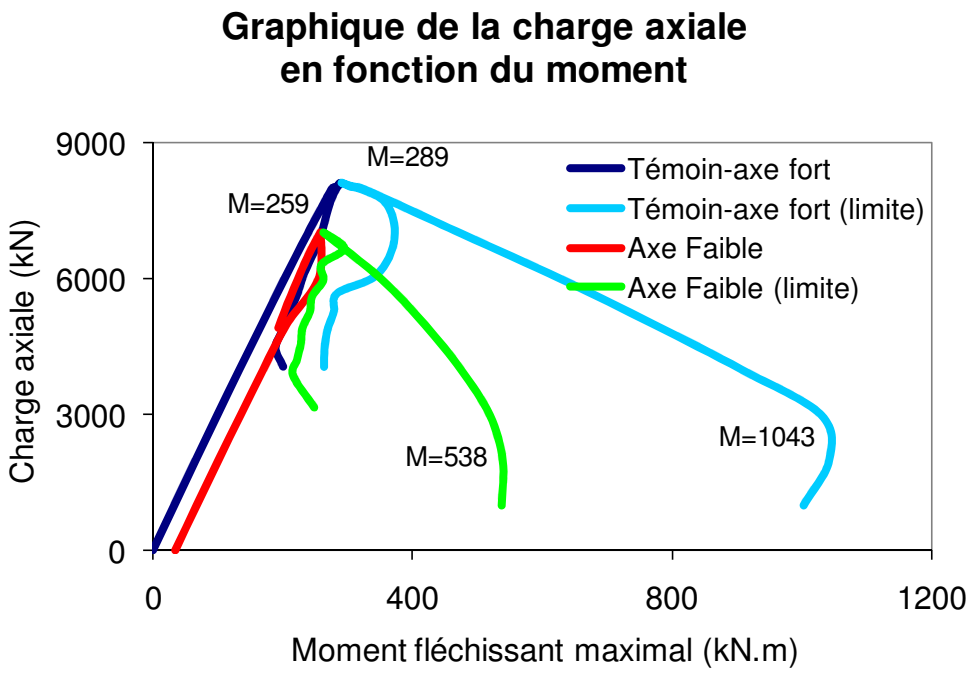


Figure 4-15 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite chargé en compression-flexion suivant l'axe fort ou l'axe faible (avec voilement local)

4.5.2.3 Analyses supplémentaires du poteau B1-X-3 avec ou sans voilement local

Le graphique qui suit montre la superposition des analyses avec et sans voilement pour le poteau B1-X-3. Il en ressort que le voilement local cause une diminution de la capacité axiale. De plus, le voilement local tend à adoucir le comportement post-pic lorsque l'écrasement du béton survient étant donné que la perte de capacité du poteau est affectée graduellement par les deux matériaux à la fois.

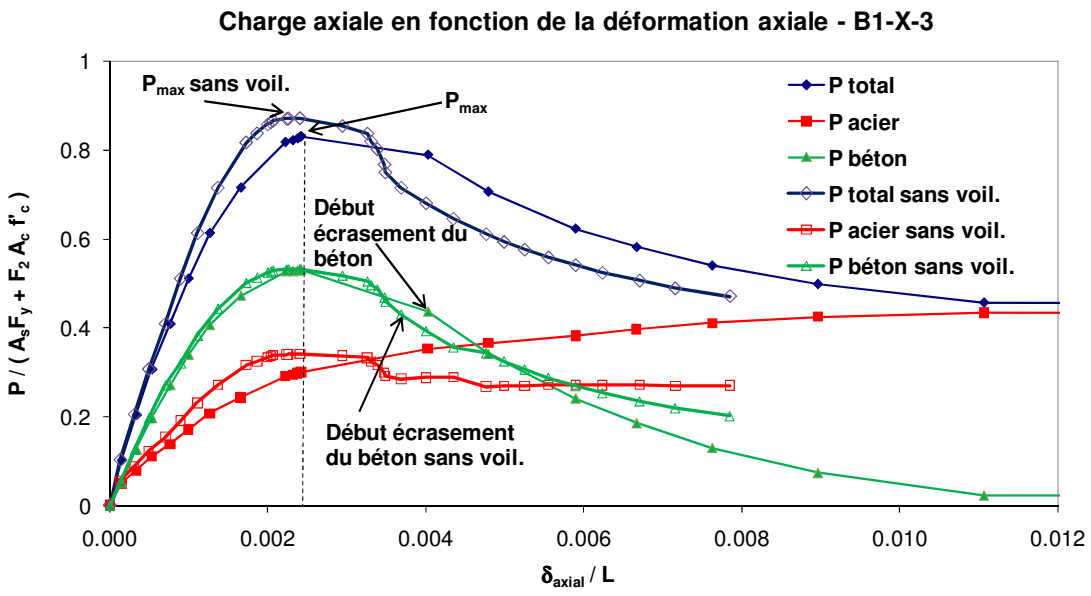


Figure 4-16 Graphique de la charge axiale en fonction de la déformation axiale du poteau composite B1-X-3 chargé en compression-flexion avec ou sans voilement local

Les résultats des analyses de l'acier du poteau composite montrent de meilleures résistance dans la partie post-pic pour l'analyse qui tient compte du voilement local. Cela est causé par le fait que l'équilibre sur la section du poteau composite ne s'est pas produit à une même courbure ni à une même position de l'axe neutre. Pour une déformation axiale équivalente de δ_{axial}/L d'environ 0.008, l'équilibre sur la section, calculée en négligeant le voilement local, était atteint pour une courbure φ = 1.80E-2 rad/m et la position de l'axe neutre par rapport au bas de la section était situé à 8 mm. Comparativement, l'équilibre sur la section calculée en tenant compte du voilement local était atteint pour une courbure φ = 1.27E-2 rad/m et la position de l'axe neutre par rapport au bas de la section était situé à -153 mm.

Pour démontrer l'allure que prend la distribution des déformations et des efforts dans le béton et l'acier sur la section d'un poteau composite analysé, l'exemple utilisé sera celui du poteau B1-X-3 lorsque qu'il atteint P_{max} au cours de l'analyse.

À P_{max} du poteau B1-X-3, analysé en tenant compte du voilement local, la répartition des efforts (kN) dans les matériaux et de la déformation (με) en fonction de la position sur la section du poteau (mm) prend l'apparence qui suit :

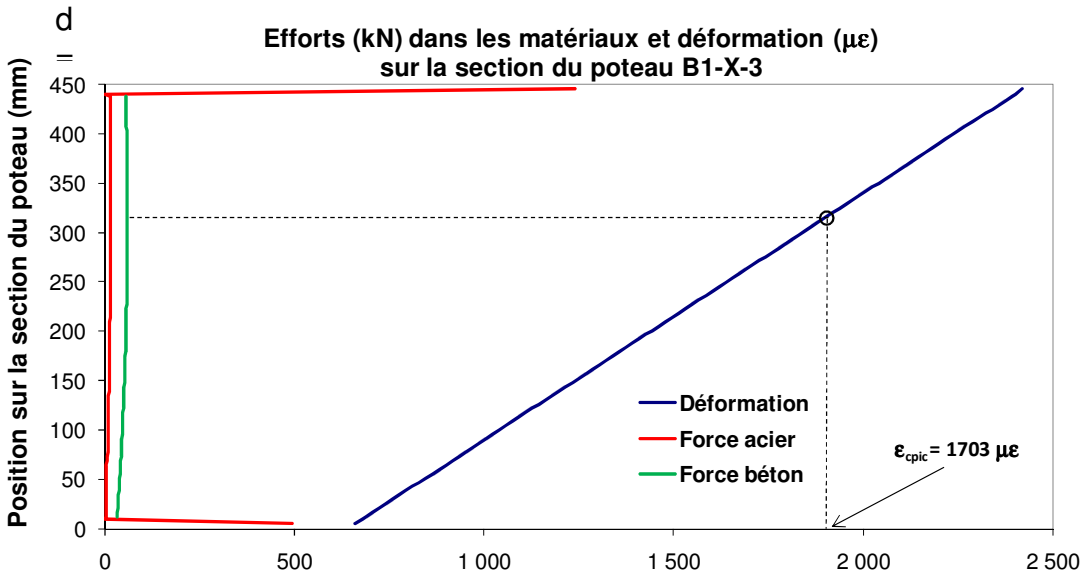


Figure 4-17 Graphique de la répartition des déformations et des efforts dans le béton et l'acier du poteau B1-X-3 à P_{max} en fonction de la position sur la section du poteau

Les deux lignes rouges horizontales représentent la somme des efforts dans les ailes du profilé d'acier. Ces efforts sont déterminés séparément à l'aide de la discrétisation les ailes du profilé. Le calcul du voilement local, pour les poteaux sollicités en flexion selon leur axe fort, montre une déformation qui varie linéairement entre la jonction de l'aile avec l'âme du profilé et l'extrémité libre des ailes.

Le graphique qui suit illustre les déformations des deux ailes du profilé B1-X-3. Si le voilement local avait été négligé, les déformations auraient été identiques sur toute la largeur des ailes du profilé et le graphique aurait montré deux lignes verticales seulement.

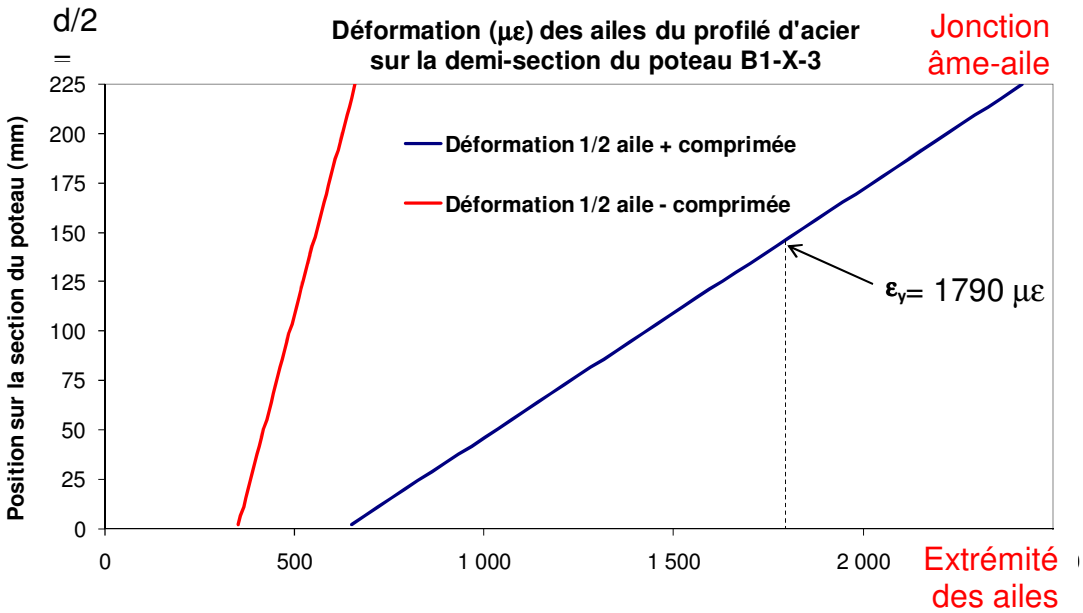


Figure 4-18 Graphique de la répartition des déformations dans l'acier des ailes du poteau B1-X-3 à P_{max} en fonction de la position sur la section du poteau

Voici le graphique des efforts associés aux déformations des ailes du profilé d'acier. Pour fin de clarification, les contraintes résiduelles ne sont pas additionnées ici.

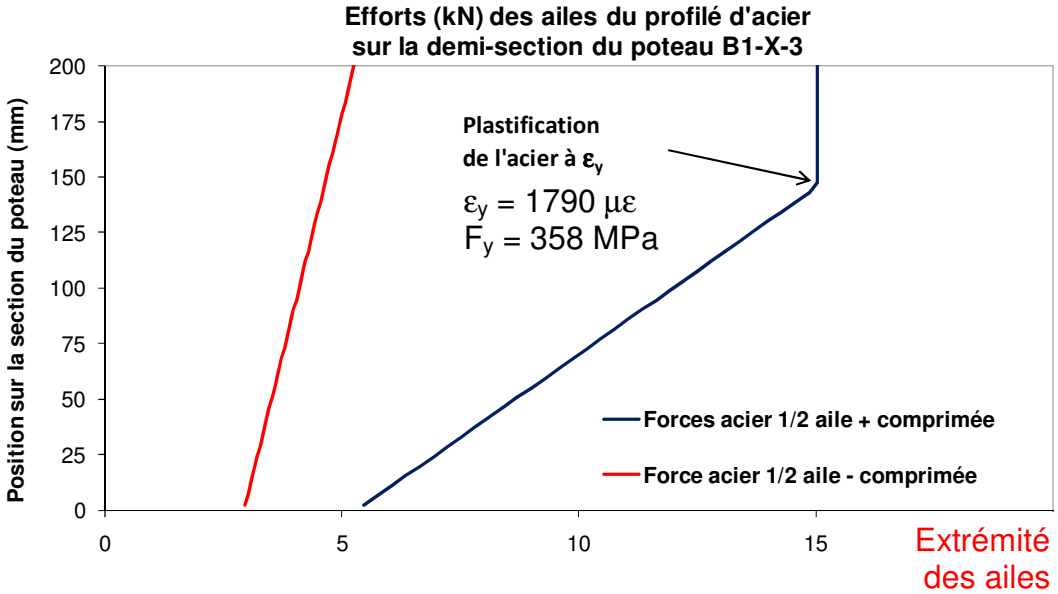


Figure 4-19 Graphique de la répartition des efforts dans l'acier des ailes du poteau B1-X-3 à P_{max} en fonction de la position sur la section du poteau

Le prochain graphique montre un agrandissement du comportement du béton du même poteau composite.

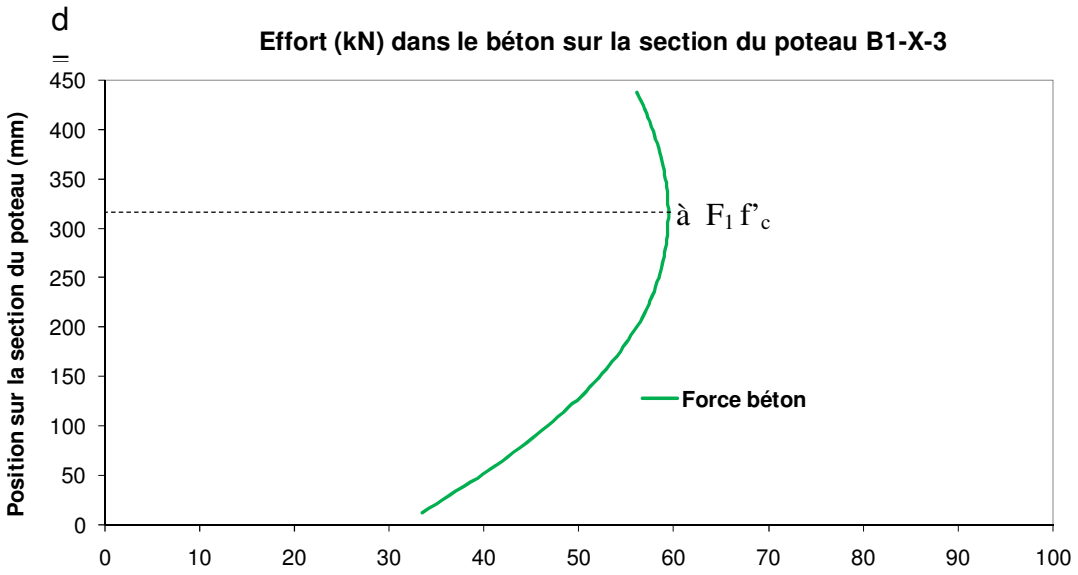


Figure 4-20 Graphique de la répartition des efforts dans le béton du poteau B1-X-3 à P_{max} en fonction de la position sur la section du poteau

Sur le graphique agrandi des efforts dans le béton, on constate que ces derniers respectent les équations caractéristiques du matériau car la valeur maximale de l'effort dans le béton correspond à la déformation ε_{cpic} de 1903 με sur la section du poteau. Pour de plus grandes déformations, la valeur de l'effort dans le béton diminue progressivement tout comme la courbe caractéristique.

4.5.3 Comportement d'un poteau composite fonction de l'élancement

Le poteau composite témoin est un poteau court puisque sa hauteur est égale à cinq fois sa largeur (donc *5d* = 5 x 450 mm = 2250 mm). Par conséquent, le flambement global du poteau a très peu d'influence sur le comportement attendu de ce dernier.

Afin de comparer les résultats obtenus avec ceux de poteaux plus élancés, deux analyses ont été effectuées pour des poteaux de 4500 mm (*10d*) et 6750 mm (*15d*) de hauteur. Les résultats sont montrés aux Figures 4-22 à 4-24. Les analyses réalisées dans cette section (4.5.3) ne tiennent pas compte du voilement local.

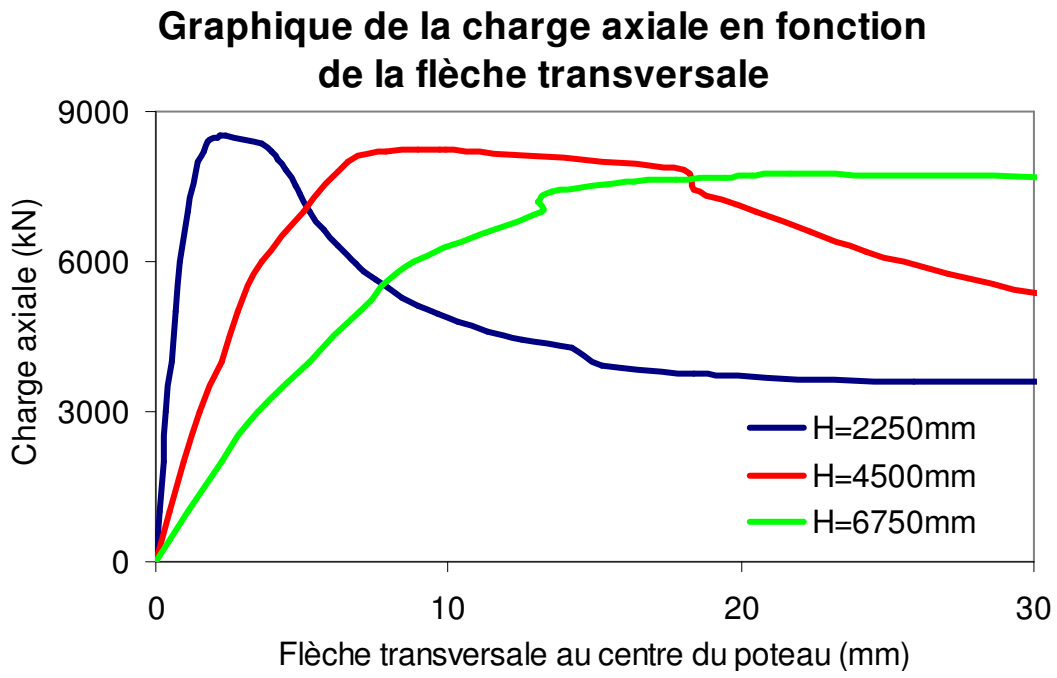


Figure 4-21 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite chargé en compression-flexion de 3 hauteurs différentes

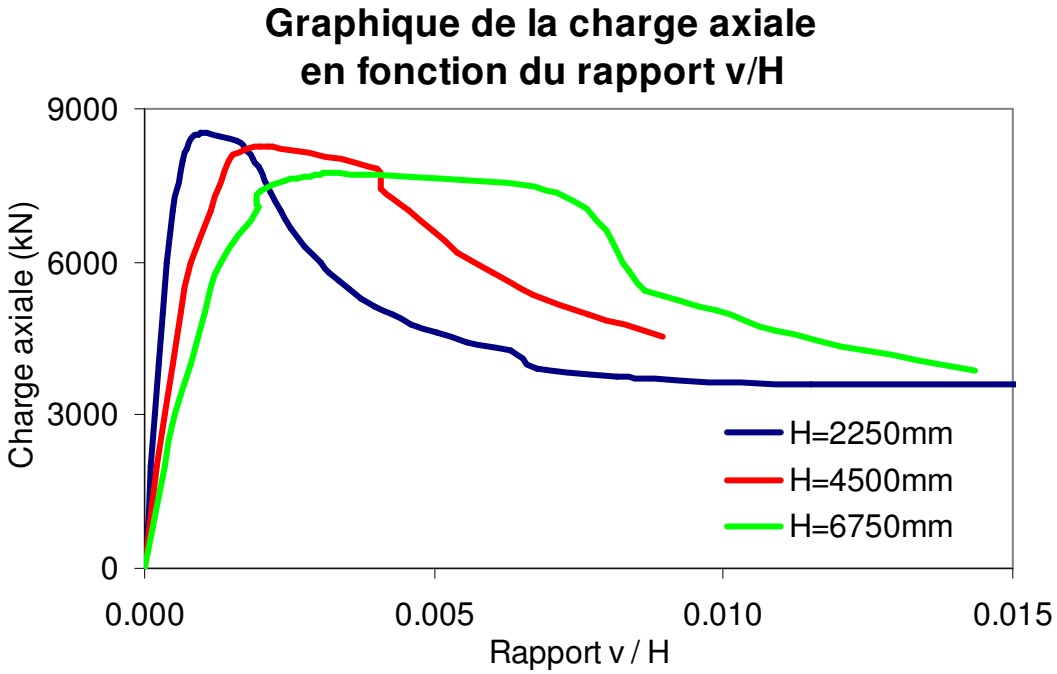


Figure 4-22 Graphique de la charge axiale en fonction du rapport de la flèche transversale sur la hauteur d'un poteau composite chargé en compression-flexion de 3 hauteurs différentes

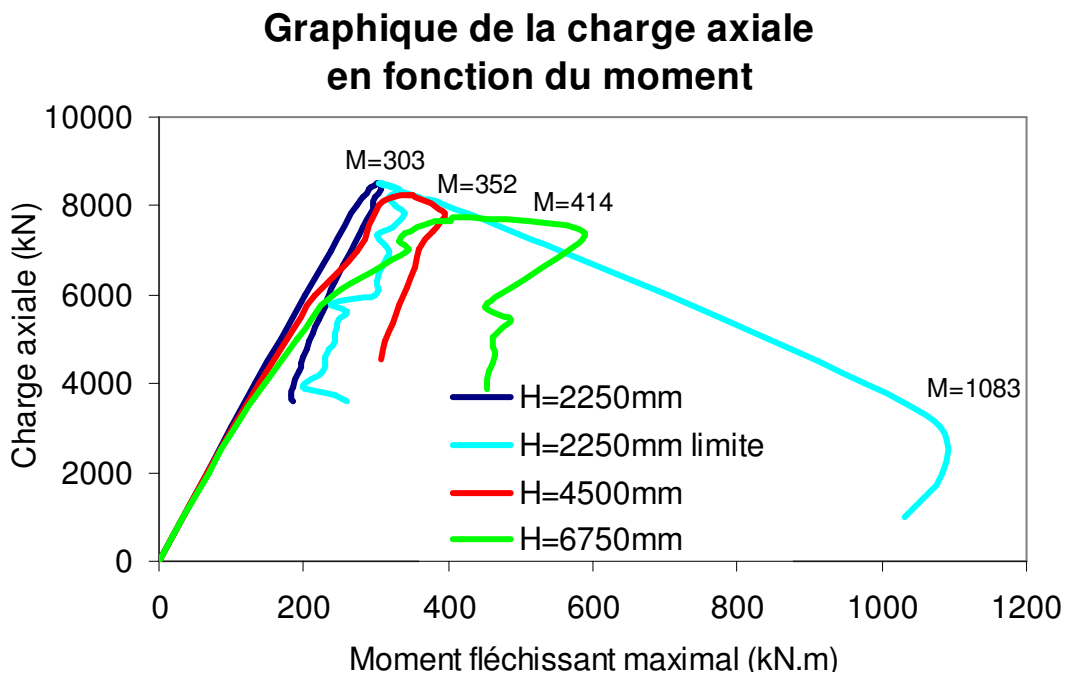


Figure 4-23 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite chargé en compression-flexion de 3 hauteurs différentes

Les Figures 4-22 à 4-24 illustrent que plus les poteaux composites sont élancés, plus la flèche transversale augmente rapidement pour une même charge axiale et que les effets P-δ deviennent importants (voir Section 3.8.1.2 qui explique comment le calcul de la flèche transversale dépend de la hauteur du poteau ainsi que les itérations requises pour que la flèche transversale soit stabilisée sous les effets P-δ). De même, plus les poteaux sont élancés, plus ils montrent un adoucissement de leur comportement à l'approche de leur résistance axiale maximale. La Figure 4-23 montre que même si la flèche transversale est divisée par la hauteur du poteau, le flambement global est plus important pour les poteaux plus élancés.

De plus, outre le fait que la résistance axiale du poteau composite ait diminué de 3.3 % et 9.1 % en passant de 2250 à 4500 mm et de 2250 à 6750 mm respectivement, les Figures 4-22 et 4-23 indiquent clairement une diminution très importante de la rigidité du poteau et ce, dans la partie pré-pic. À noter que ces résultats concordent très bien avec les résultats des analyses numériques réalisées par Begum et al. (2007) et décrits à la Section 2.2.2.6. Pour les mêmes rapports d'élancement, les pertes de résistance axiale des poteaux composites étaient d'en moyenne 3 % et 8 %.

Considérant l'effet important de ce paramètre, même si la capacité de la section du poteau est la même dans les trois cas, l'élancement est un facteur très important à évaluer pour déterminer la capacité axiale maximale d'un poteau composite.

La Figure 4-24 montre le comportement en compression-flexion du poteau composite de différentes hauteurs. Le rapport du moment maximal de la section sur le moment maximum atteint est d'environ 3.6 pour le poteau de 2250 mm de hauteur (où 3.6 = 1083/303) alors qu'il est de 3.1 pour le poteau de 4500 mm (où 3.1 = 1083/352) et de 2.6 pour le poteau de 6750 mm de hauteur (où 2.6 = 1083/414). Ces trois résultats indiquent la perte rapide de la capacité du poteau à reprendre de larges combinaisons d'efforts de compression-flexion lorsque l'élancement du poteau augmente.

Trois autres analyses comparatives ont également été réalisées sur le poteau témoin B1-X-3 sollicité en compression pure uniquement et en tenant compte du voilement local, avec une hauteur, H, qui passait de 2250 mm (5d) à 4500 mm (10d) et 6750 mm (10d) afin de vérifier si les rapports A_{se}/A_s et b_e/b_f étaient influencés par l'élancement du poteau.

Le facteur d'élancement, λ, peut être évalué à l'aide des Équations 2-32 à 2-34 présentées au Chapitre 2 à la Section 2.2.4.1.1, mais en ajustant le calcul de C_p pour tenir compte de l'aire effective de l'acier, A_{se}. Les valeurs de λ ainsi calculées sont de 0.10, 0.19 et 0.29 pour les poteaux composites de hauteur 5d, 10d et 15d respectivement.

Dans ce cas-ci, la valeur de A_{se} est évaluée comme suit :

$$A_{se} = \left(P_{anal.} - F_1 A_c f_c' - A_r F_{yr}\right)/F_y$$

où $F_1 = 0.9$ **(4- 5)**

et

$$b_e = \left(A_{se} - F_y t(d - 2t)\right)/2tF_y$$

(4- 6)

Les valeurs de A_{se} / A_s ainsi calculées sont de 0.79, 0.75 et 0.63 pour le poteau de hauteur 5*d*, 10*d* et 15*d* respectivement. C'est donc dire que l'élaboration d'équations au Chapitre 7 devra tenir compte de l'élancement des poteaux. Ces derniers résultats sont représentés graphiquement ici.

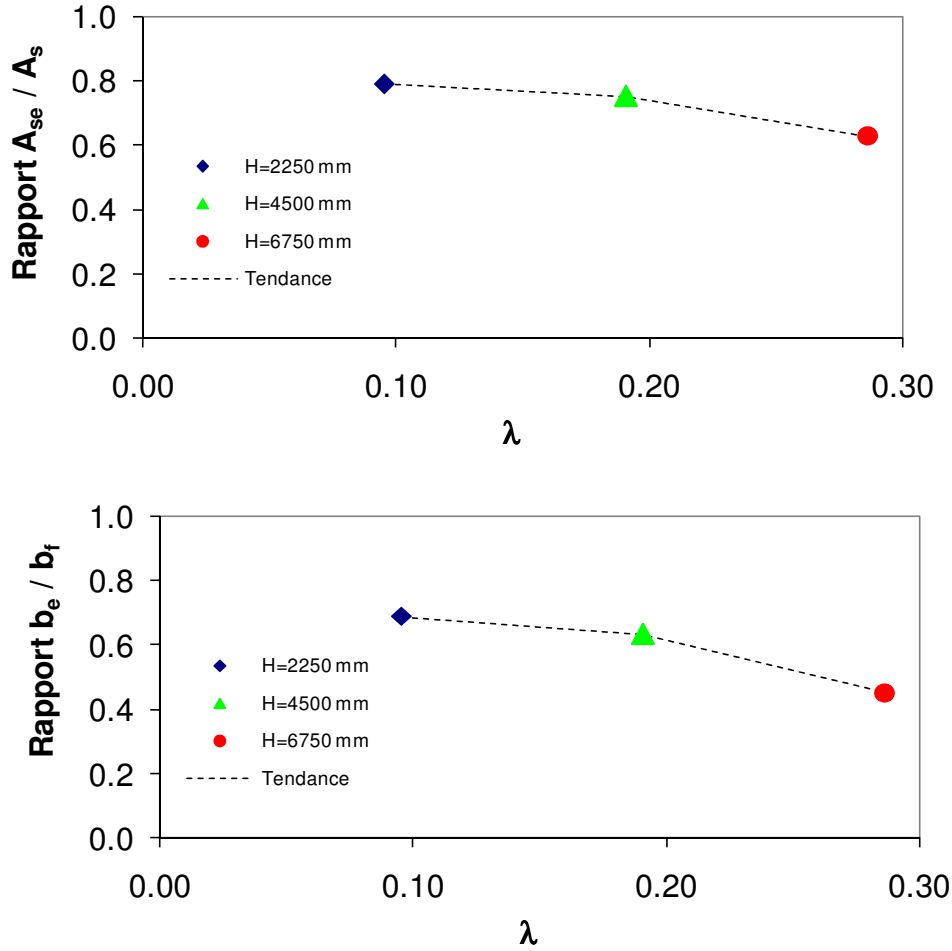


Figure 4-24 Graphiques des rapports A_{se} / A_s et b_e /b_f en fonction de différent élancements du poteau composite témoin sollicité en compression pure

Ce type de graphique sera représenté à nouveau au Chapitre 6 en y montrant l'ensemble des résultats d'analyse des poteaux testés et des poteaux ayant fait l'objet d'analyses paramétriques.

4.5.4 Comportement d'un poteau composite fonction du voilement local

4.5.4.1 Poteau composite dont l'analyse inclut ou non l'effet du voilement local

Afin d'évaluer et de quantifier l'effet du voilement local des plaques d'acier sur le comportement global des poteaux composites, 3 analyses ont été réalisées en ne modifiant que les paramètres associés à ce phénomène. Comme déjà mentionné à la Section 4.1.1.1, le fait d'inclure le calcul du voilement local augmente de beaucoup le temps requis pour compléter une analyse.

L'hypothèse, selon laquelle la forme de la déformée des plaques d'acier entre deux tirants suit celle d'un poteau encastré à ses deux extrémités, a été utilisée pour développer les équations d'interaction du logiciel. Les détails des équations et calculs utilisés à cet effet ont été présentés à la Section 3.6 de ce rapport. À titre comparatif, la déformée des plaques d'acier entre les tirants d'acier a également été étudiée de façon à simuler la déformation d'un poteau entre deux appuis simples. Les résultats sont montrés aux Figures 4-26 et 4-27.

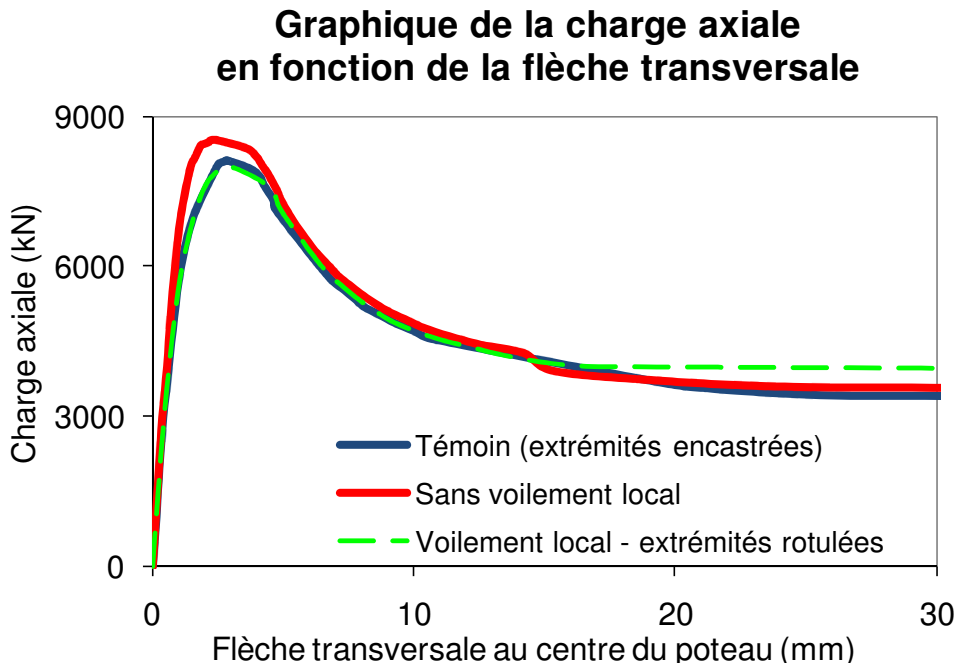


Figure 4-25 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite avec ou sans voilement local

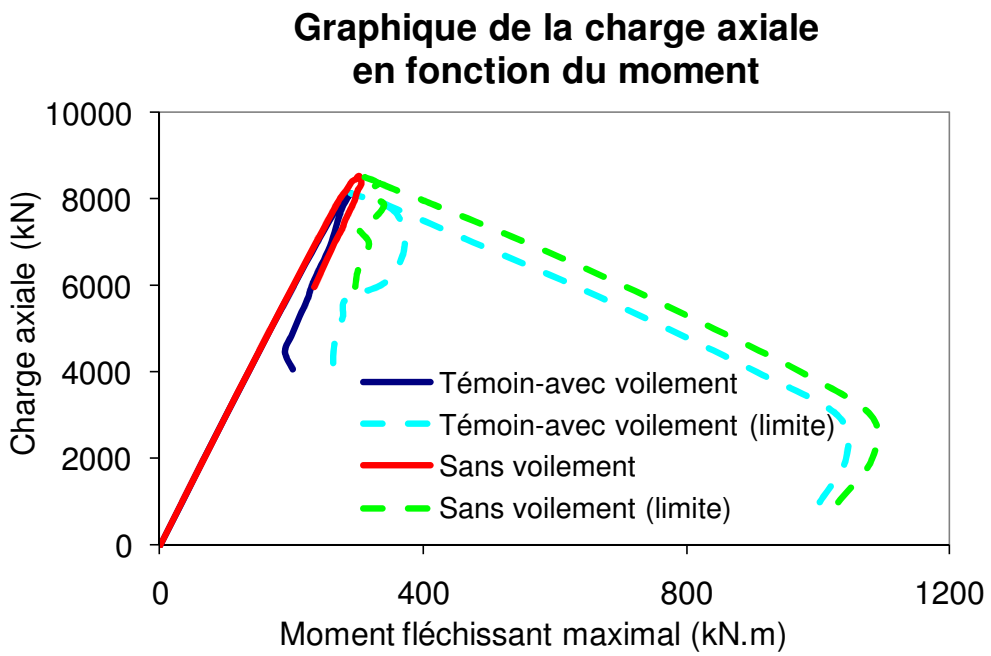


Figure 4-26 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite avec ou sans voilement local

Tel qu'attendu, la réponse du poteau composite qui n'inclut pas les effets du voilement local montre une valeur de charge axiale maximale supérieure à celle du poteau composite pour lequel le voilement local était considéré. Dans le cas présent, ne pas inclure l'effet du voilement local équivaut à surestimer la valeur de P_{max} d'environ 5 %. De plus, on observe également que le voilement local crée un adoucissement du comportement du poteau à l'approche de la charge axiale maximale

Considérer la retenue exercée par les tirants sur les plaques d'acier comme celle d'appuis simples par rapport à des encastrement, a eu pour effet de sous-estimer la capacité axiale du poteau composite de près de 2 %.

Toute proportion gardée, le fait que les analyses soient réalisées en tenant compte ou non du voilement local n'influence pas l'effet des autres caractéristiques modifiables des poteaux composites. Compte tenu que le temps de calculs est beaucoup plus long lorsque le voilement local est considéré, il est conseillé de ne pas l'inclure pour obtenir une première estimation du

comportement d'un poteau composite ou lorsqu'une grande précision au niveau des résultats n'est pas requise.

4.5.4.2 Représentation graphique des calculs du voilement local

La Figure 4-28 montre une courbe typique de la charge axiale pouvant être reprise par le segment de plaque d'acier d'extrémité en fonction du raccourcissement entre les deux tirants du centre du poteau. Le segment de plaque a une largeur de 4.4 mm, une épaisseur de 9.53 mm et une hauteur de 300 mm qui correspond à l'espacement maximal spécifié entre deux tirants. L'imperfection initiale mesurée vers l'intérieur du poteau était de 2.25 mm. Cette courbe typique est tirée des résultats du poteau-poutre témoin B1-X-3 utilisé pour étudier le voilement local. À noter que le diminutif « *PP* » est utilisé à la place de « Post-Pic ».

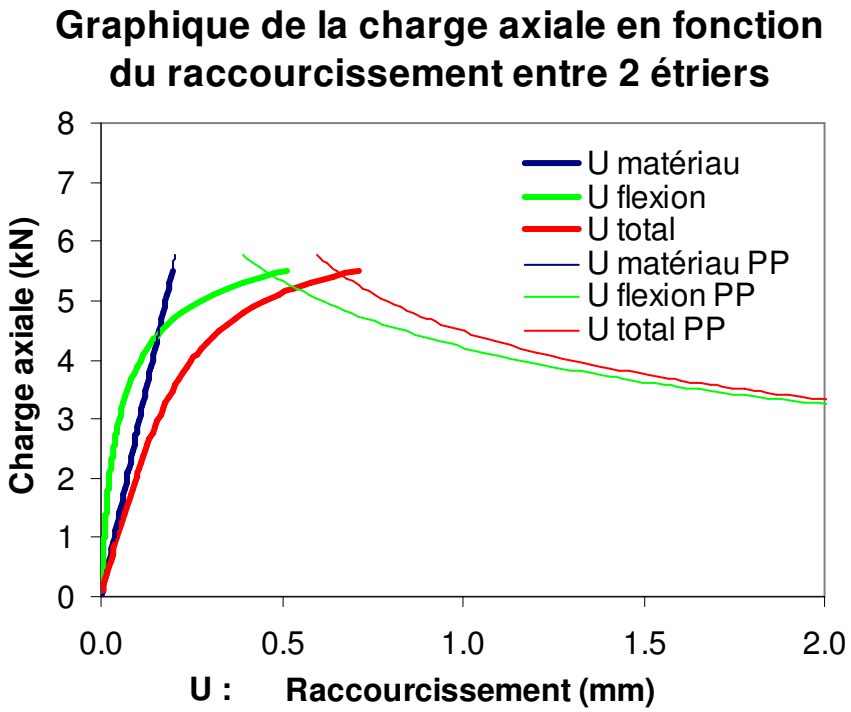


Figure 4-27 Graphique de la charge axiale reprise par un segment de plaque d'acier d'extrémité en fonction du type de raccourcissement entre deux étriers

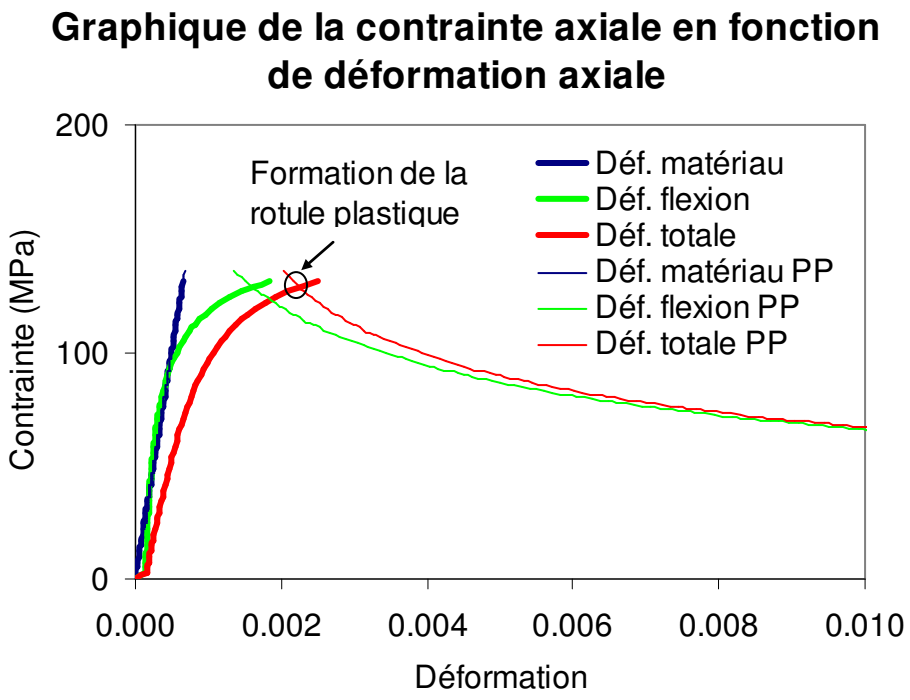


Figure 4-28 Graphique de la contrainte axiale reprise par un segment de plaque d'acier d'extrémité en fonction de la déformation entre deux étriers

Tel qu'indiqué à la Section 3.6.2, une rotule plastique se forme dès que les points calculés ne respectent pas l'une ou l'autre des 3 conditions suivantes :

- Équation d'interaction ≤ 1;
- $P / P_u \leq 1$;
- $M / M_p > 0$ (deuxième partie de l'équation d'interaction).

La Figure 4-28 montre que la charge axiale qui peut être reprise par un segment élancé d'acier varie linéairement avec le raccourcissement subi par le matériau. Quant à lui, le raccourcissement causé par la flexion du segment d'acier varie de façon exponentielle jusqu'à la charge axiale maximale, P_u , tel que démontré à la Section 3.6.1.

Dans la partie post-pic (notée *PP* sur le graphique), une série de rotations plastiques servent de points de départ au calcul de l'imperfection transversale, causée par la flexion entre les tirants du centre, de façon à ce que la valeur de la force axiale satisfasse l'équation d'interaction. Ce faisant, il est alors possible d'obtenir le raccourcissement du segment causé par la flexion par intégration numérique.

Dans la partie post-pic, le segment de plaque d'acier perd graduellement sa capacité axiale. Bien que le raccoucissement causé par la flexion de la plaque continue de croître, le raccourcissement subi par le matériau diminue. Ainsi, jusqu'à la valeur de la charge axiale maximale, P_u , les deux types de raccourcissement augmentent. Cependant, une fois passé P_u, la contribution du raccourcissement subi par le matériau diminue de plus en plus et la courbe du raccourcissement causé par la flexion des plaques et celle du raccourcissement total convergent alors vers la même valeur.

La partie de la courbe qui montre un chevauchement est une indication que les premières rotations plastiques, pour lesquelles le calcul du raccourcissement en flexion s'effectue, donnent une valeur de la charge axiale supérieure à P_u pour satisfaire l'équation d'interaction; ce qui est impossible. Lorsque le tableau de résultats ainsi généré est utilisé, le programme cherche une valeur de raccourcissement total. Par conséquent, même s'il y a un décallage au début de la partie post-pic, ces données ne seront jamais utilisées car le programme cesse de chercher une valeur de raccourcissement total dès qu'il trouve deux valeurs qui l'encadrent.

Une autre façon d'illustrer le phénomène précédent est de montrer le raccourcissement subi par le matériau du segment de plaque d'acier d'extrémité en fonction de la rotation de la rotule plastique dans la partie post-pic. La Figure 4-30 représente donc une autre perspective de l'évolution de la résistance axiale du segment de plaque dans la partie post-pic puisque le raccourcissement subi par le matériau est directement proportionnel à la charge axiale reprise par le segment de plaque d'acier.

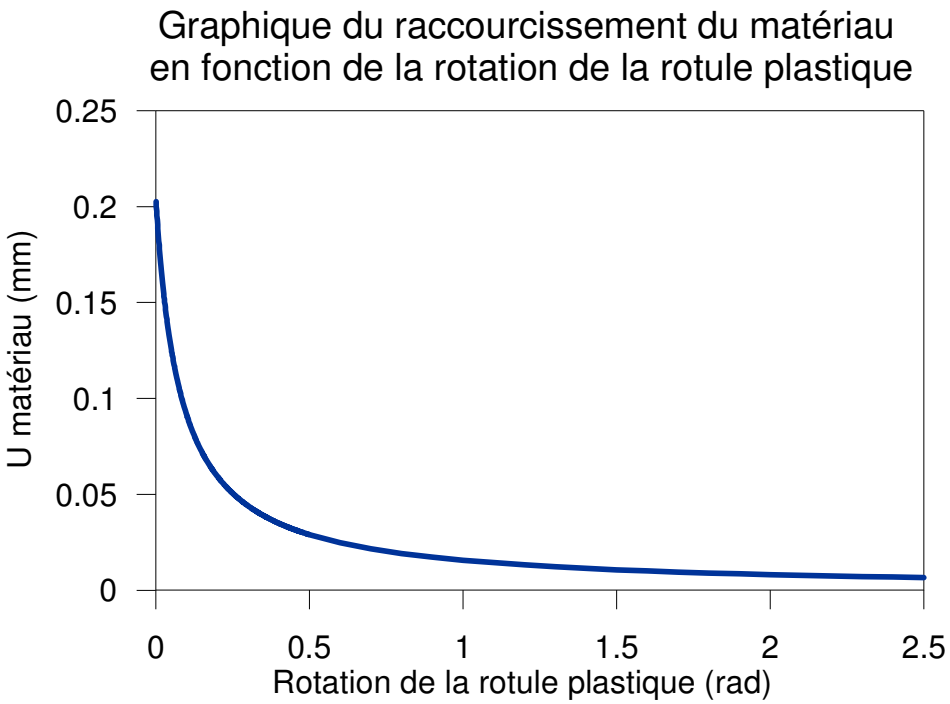


Figure 4-29 Graphique du raccourcissement du matériau d'un segment de plaque d'acier d'extrémité en fonction de la rotation de la rotule plastique

4.5.4.3 Poteau composite selon différents espacements de tirants

Par rapport au poteau témoin dont l'espacement des tirants est de 300 mm, deux analyses ont permis d'évaluer le comportement du poteau composite si les tirants de ce dernier sont espacés de 135 mm (0.3 *d*) et 450 mm (*d*).

Les Figures 4-31 et 4-32 illustrent les différences obtenues.

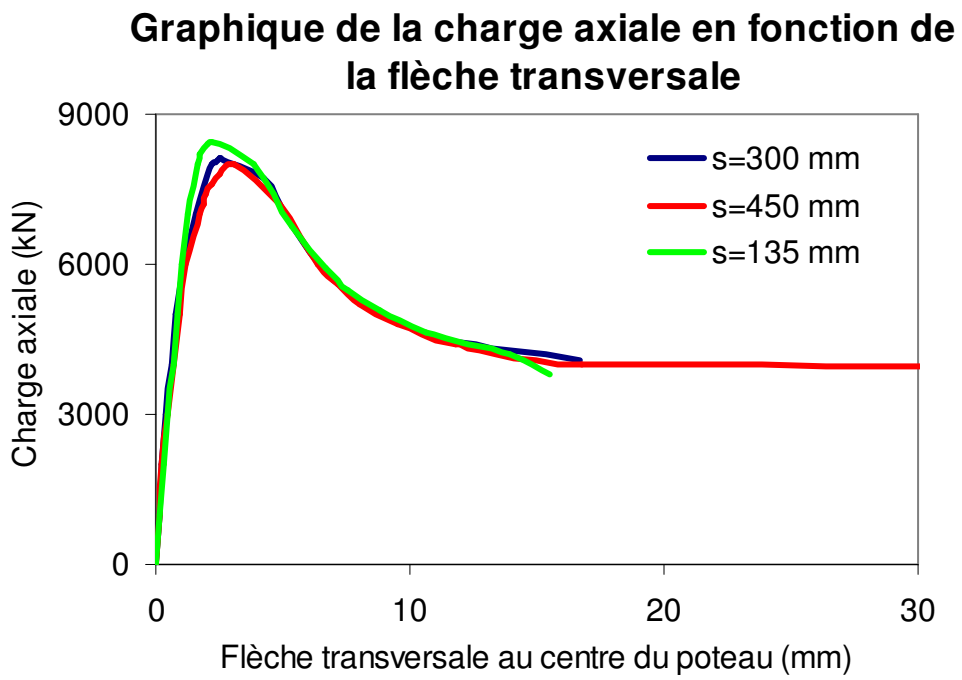


Figure 4-30 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite selon différents espacements de tirants

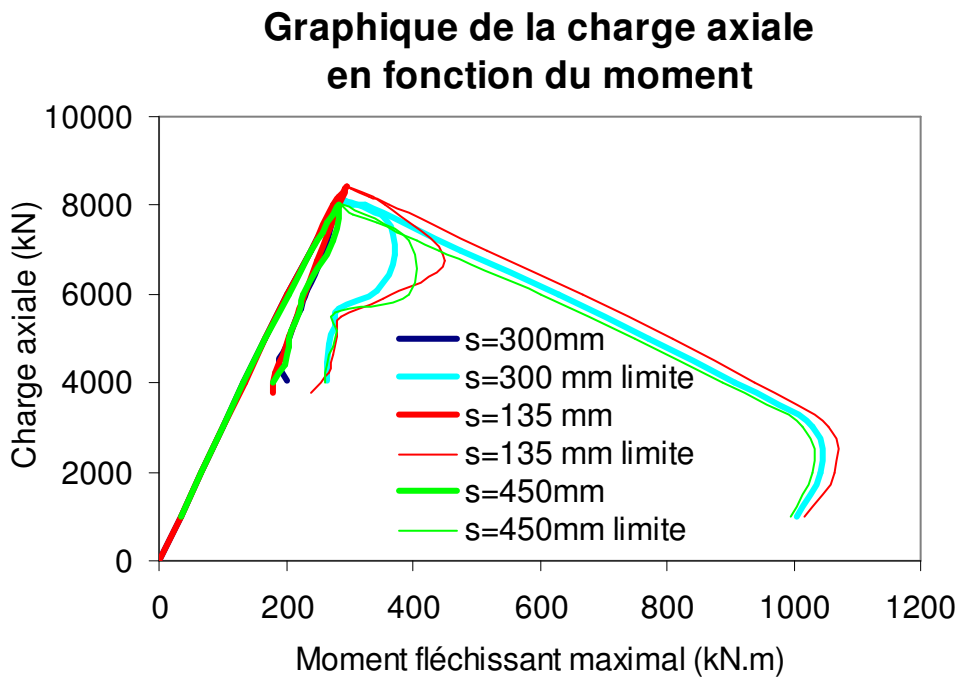


Figure 4-31 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite selon différents espacements de tirants

En passant d'un espacement de 300 mm (2/3 *d*) à 135 mm (0.3 *d*), il y a eu un gain de 3.8 % au niveau de la résistance axiale du poteau alors qu'en augmentant l'espacement de 300 mm à 450 mm (*d*), la résistance axiale du poteau a légèrement diminué de 1.6 %. Ces constatations vont dans le même sens que les observations faites par le passé dans d'autres essais expérimentaux (Filion, 1998; Chicoine 2001, etc.). Le gain de 3.8 % correspond au gain qui peut être calculé à l'aide des équations proposées par la norme CAN/CSA-S16-01, article 18.3.2. Toutefois, la norme prédit une perte de résistance plus importante, de l'ordre de 2.9 %, pour l'utilisation d'un espacement de 450 mm comparativement à un espacement de 300 mm.

La Figure 4-32 montre le comportement en compression-flexion du poteau composite avec les différents espacements de tirants. Le rapport du moment maximal de la section sur le moment maximum atteint est d'environ 3.6 pour les trois poteaux. Ici également, les différences entre les comportements des 3 poteaux composites ne sont pas très marquées.

À la Figure 4-31, on observe que les 3 courbes sont pratiquement juxtaposées à la fin de la courbe post-pic. Il s'agit d'un phénomène un peu surprenant, étant donné que le voilement local pour les trois différents espacements de tirants ne donne pas les mêmes résistances des tranches de calcul comme le montre la Figure 4-33. Toutefois, cette différence serait plus marquée si les analyses étaient réalisées en compression-flexion suivant l'axe faible.

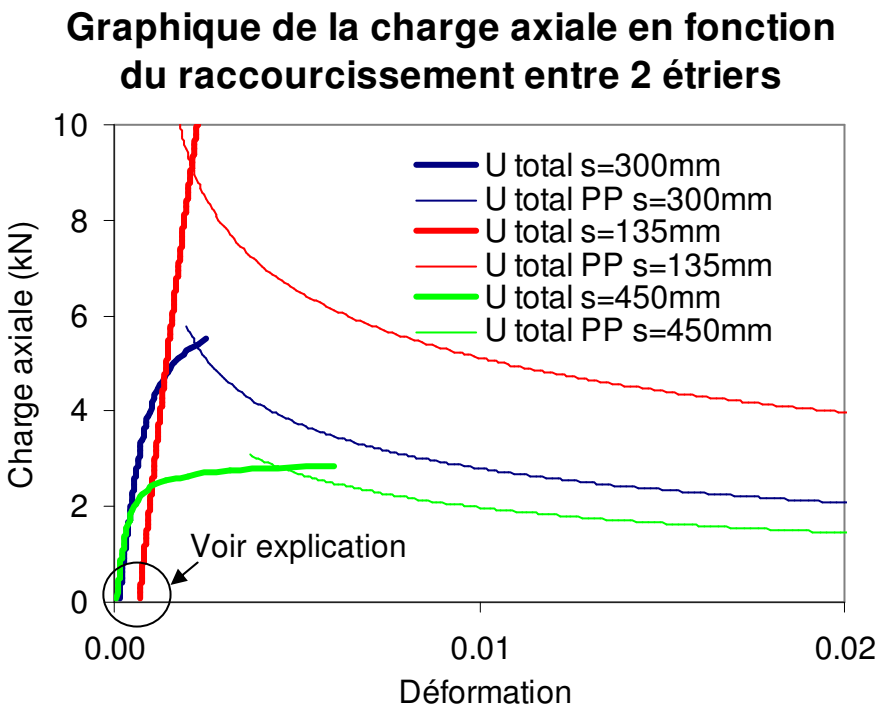


Figure 4-32 Graphique de la charge axiale en fonction de la déformation totale axiale d'une tranche de calcul de la semelle comprimée d'acier selon différents espacements de tirants

La raison pour laquelle les courbes de la Figure 4-33 ne montrent pas une déformation tout à fait nulle au début du chargement est que l'imperfection initiale, qui était de 2.25 mm pour les trois analyses, crée en quelque sorte une déformation axiale initiale dans la tranche de calcul.

Trois autres analyses comparatives ont également été réalisées sur le poteau témoin B1-X-3 sollicité en compression pure uniquement et en tenant compte du voilement local, avec un rapport *s/d*, qui passait de 0.3 à 0.67 et 1.0 afin de vérifier si les rapports A_{se}/A_s et b_e/b_f étaient influencés par l'élancement du poteau.

Dans ce cas-ci, la valeur de A_{se} a été évaluée tel qu'indiqué à l'Équation 4-5 décrite à la Section 4.5.3.

Les valeurs de A_{se}/A_s ainsi calculées sont de 0.84, 0.79 et 0.72 pour les poteaux avec un rapport *s/d* de 0.3, 0.67 et 1.0 respectivement; ce qui représente une variation presque linéaire. C'est donc

dire que l'élaboration d'équations au Chapitre 7 devra tenir compte de l'espacement des tirants. Ces derniers résultats sont représentés graphiquement ici.

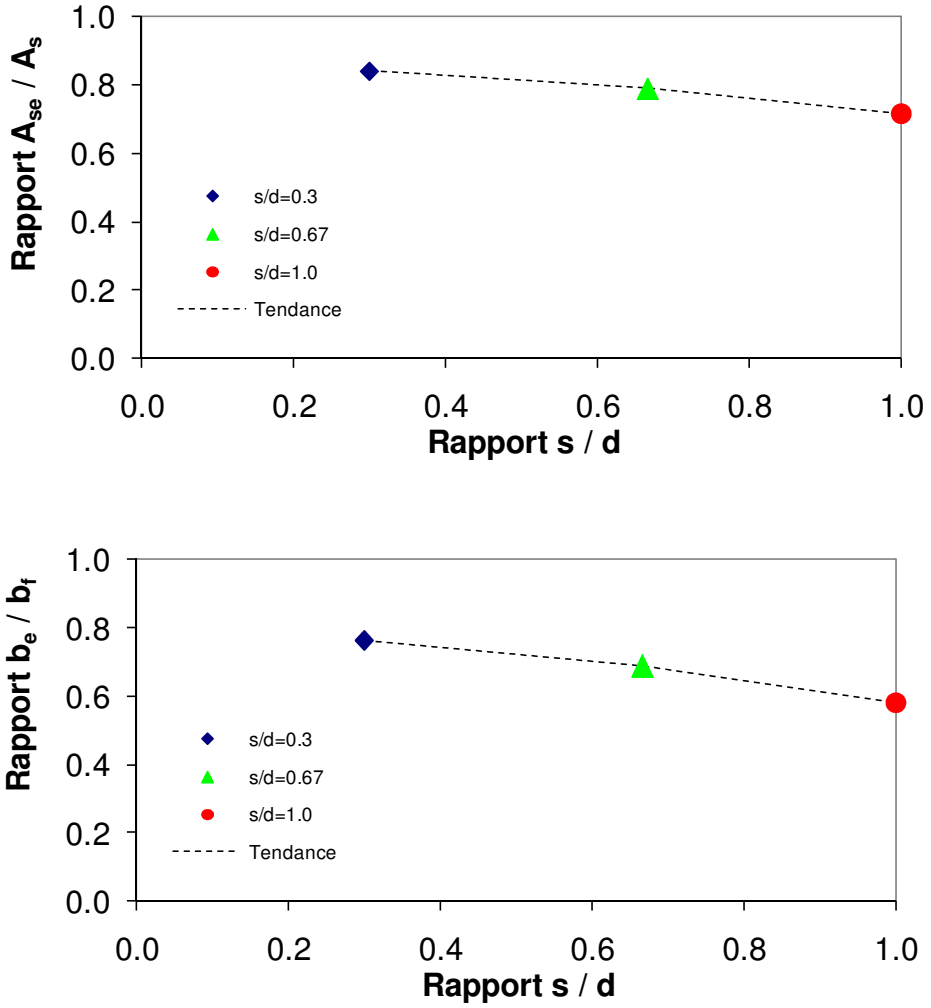


Figure 4-33 Graphiques des rapports A_{se} / A_s et b_e /b_f en fonction de différent rapports *s/d* du poteau composite témoin sollicité en compression pure

Ce type de graphique sera représenté à nouveau au Chapitre 6 en y montrant l'ensemble des résultats d'analyse des poteaux testés et des poteaux ayant fait l'objet d'analyses paramétriques.

4.5.4.4 Poteau composite selon différents rapports *b/t*

Par rapport au poteau témoin dont le rapport *b/t* est de 23.6, deux analyses ont permis d'évaluer le comportement du poteau composite si ce rapport est de 30.9 et 35.4.

Les Figures 4-35 et 4-36 illustrent les différences obtenues.

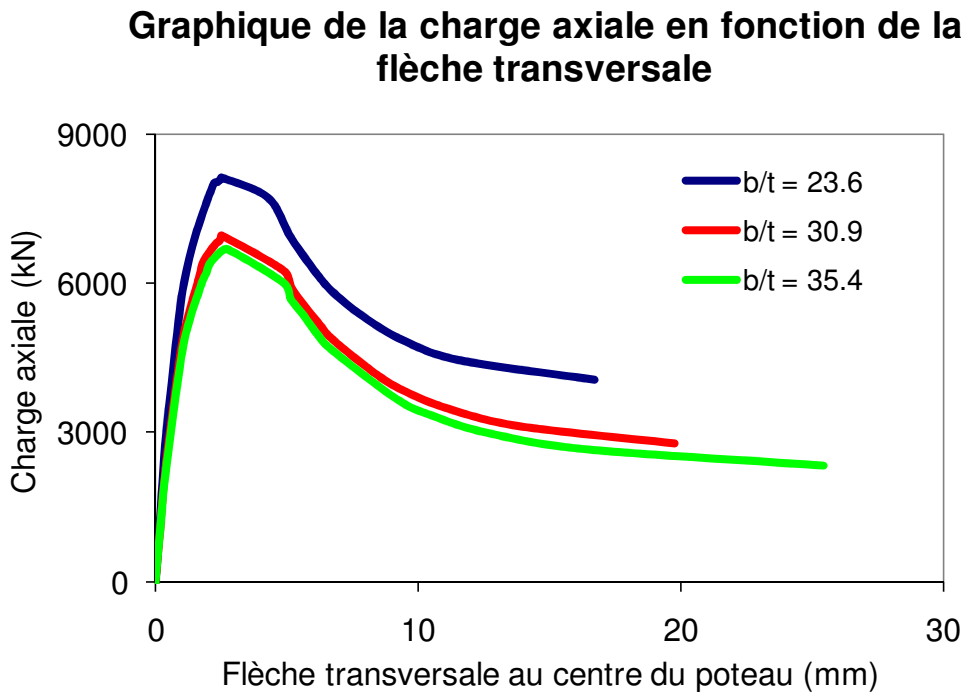


Figure 4-34 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite selon différents rapports *b/t*

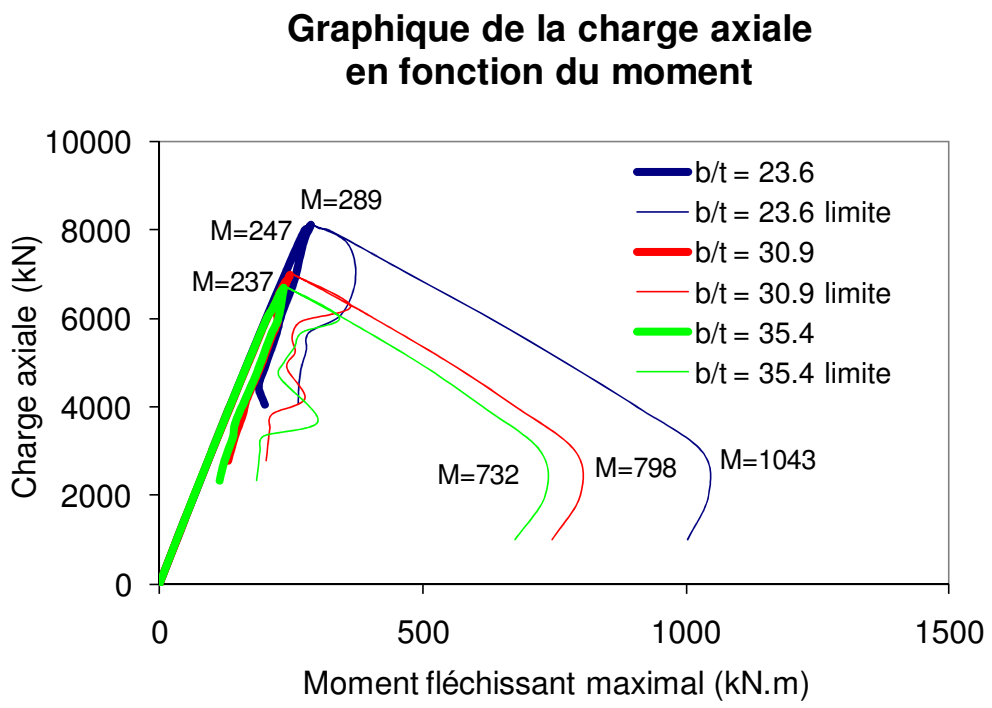


Figure 4-35 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite selon différents rapports *b/t*

En passant d'un rapport de *b/t* de 23.6 à 30.9 et 35.4, la résistance axiale du poteau a diminué de 14 % et 18 % respectivement. Les pertes de résistance calculée à l'aide des équations proposées par la norme CAN/CSA-S16-01, article 18.3.2 sont de l'ordre de 17 % et 22 % pour les mêmes rapports *b/t* respectivement.

À titre informatif, les valeurs passent de $A_s\ F_{ypl}$ = 4541 kN à 3097 kN et 2708 kN alors que les valeurs passent de $A_c f'_c$ = 6473 kN à 6610 kN et 6647 kN respectivement (avant l'effet du facteur de réduction de la résistance du béton). Les sommes passent de 11 014 kN à 9707 kN et 9355 kN, ce qui représente des diminution de résistance de l'ordre de 12 % et 15 %. La différence avec les pourcentages de diminution déterminés par les analyses provient de l'effet du voilement local.

La Figure 4-36 montre le comportement en compression-flexion du poteau composite avec les différents rapports *b/t*. Le rapport du moment maximal de la section sur le moment maximum atteint passe de 3.6 (i.e. 1043/289) à 3.2 (i.e 798/247) et à 3.1 (i.e.732 /237) pour les rapports b/t de 23.6 à 30.9 et 35.4 respectivement.

Trois autres analyses comparatives ont également été réalisées sur le poteau témoin B1-X-3 sollicité en compression pure uniquement et en tenant compte du voilement local, avec un rapport *b/t*, qui passait de 23.6 à 30.9 et 35.4 afin de vérifier si les rapports A_{se}/A_s et b_e / b_f étaient influencés par l'élancement du poteau.

Dans ce cas-ci, la valeur de A_{se} a été évaluée tel qu'indiqué à l'Équation 4-5 décrite à la Section 4.5.3.

Les valeurs de A_{se} / A_s ainsi calculées sont de 0.79, 0.73 et 0.71 pour les poteaux avec un rapport *b/t* de 23.6, 30.9 et 35.4 respectivement; ce qui représente une variation presque linéaire. C'est donc dire que l'élaboration d'équations au Chapitre 7 devra tenir compte de l'élancement des semelles. Ces derniers résultats sont représentés graphiquement ici.

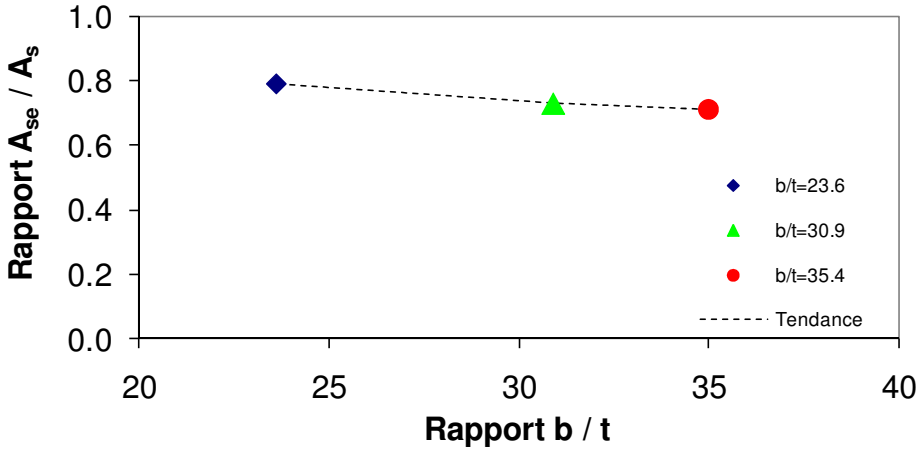


Figure 4-36 Graphiques des rapports A_{se} / A_s et b_e / b_f en fonction de différent rapports *b/t* du poteau composite témoin sollicité en compression pure

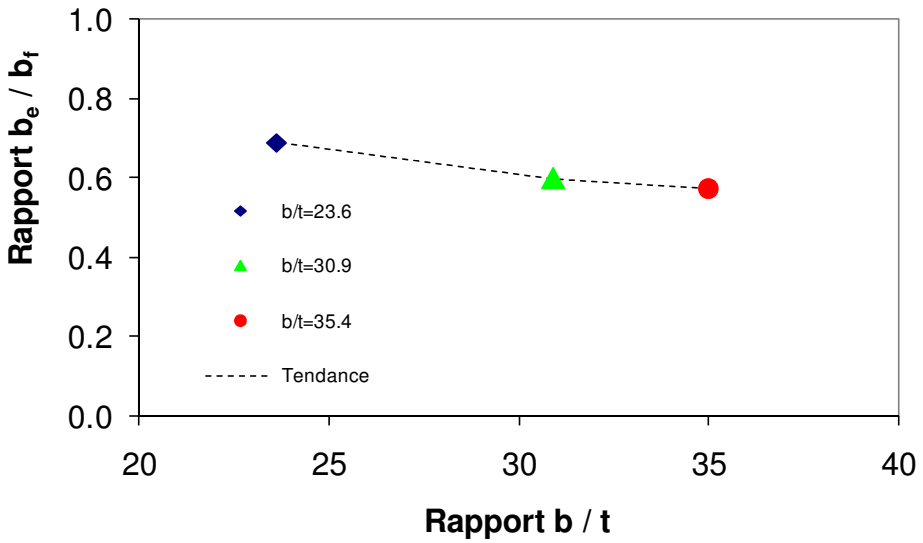


Figure 4-37 (suite) Graphiques des rapports A_{se} / A_s et b_e / b_f en fonction de différent rapports *b/t* du poteau composite témoin sollicité en compression pure

Ce type de graphique sera représenté à nouveau au Chapitre 6 en y montrant l'ensemble des résultats d'analyse des poteaux testés et des poteaux ayant fait l'objet d'analyses paramétriques.

4.5.4.5 Poteau composite selon différentes imperfections initiales des ailes du profilé d'acier

L'imperfection initiale du poteau composite témoin était de 2.25 mm. À titre comparatif, deux analyses ont été réalisées en utilisant une imperfection initiale des ailes du profilé d'acier de 0.5 mm et 3.0 mm respectivement. Les résultats indiquent qu'il n'y a pas eu d'effet marqué sur le comportement global du poteau composite par rapport au poteau témoin. En fait, seul un léger gain de 0.9 % de la capacité axiale a été constaté pour le poteau composite dont l'imperfection initiale était de 0.5 mm par rapport au poteau composite témoin et au poteau composite comportant une imperfection initiale de 3.0 mm (i.e. 0.010 *s,* ou 1% *s*). Les figures ne sont pas présentées ici puisque les trois courbes de la charge axiale en fonction de la flèche transversale sont juxtaposées l'une sur l'autre presque parfaitement. Il en est de même pour les courbes *P-M* (charge axiale en fonction du moment fléchissant).

Toutefois, il ne faut pas confondre ce dernier résultat avec le fait d'inclure ou non le voilement local dans l'analyse. Plus d'explications ont été données à ce sujet à la Section 4.5.4.1. Dès que le voilement local est considéré, et ce, même si une très petite déformation initiale est sélectionnée,

la contrainte calculée dans les ailes du poteau d'acier est déterminée de façon différente et cela affecte le comportement global du poteau.

La grandeur de l'imperfection initiale a donc peu d'importance sur le comportement global du poteau et même une très petite imperfection initiale, de l'ordre de 0.2 % *s* par exemple, permet d'atteindre sensiblement les mêmes résultats. Par conséquent, que la déformation initiale pratiquement négligeable soit dirigée vers l'extérieur ou l'intérieur du poteau, cela n'entraîne pratiquement pas de différence sur le comportement global. L'hypothèse conservatrice utilisée par le logiciel de calculs, qui suppose une imperfection initiale dirigée vers l'extérieur, n'entraîne donc pas des différences d'importance sur le comportement global des poteaux composites.

4.5.5 Comportement d'un poteau composite avec ou sans armatures

La section qui suit a pour objectif d'évaluer la contribution des aciers d'armature ajoutés à un poteau composite. Dans le but d'établir une corrélation directe entre les résultats d'analyse et des tests réalisés en laboratoire, la dimension, la quantité et la disposition des barres d'armature choisies pour les analyses correspondent à celles qui furent utilisées dans les essais de Bouchereau et Toupin (2003). Le poteau composite témoin fut donc comparé à un poteau composite identique auquel 4 barres 20M ont été ajoutées. Il y a donc un total de 1200 mm^2 d'acier d'armature; ce qui équivaut à un pourcentage d'acier d'armature, ρ, de l'ordre de 0.6 %. Deux barres étaient situées à 145 mm de la face de l'extrados du poteau et les deux autres barres étaient situées à 145 mm de la face de l'intrados du poteau. Les analyses réalisées dans cette section (4.5.5) ne tiennent pas compte du voilement local.

Les Figures 4-38 et 4-39 montrent la comparaison entre le comportement de ces deux poteaux composites. Outre le gain de résistance axiale de l'ordre de 4 %, l'ajout d'aciers d'armature permet également de conserver, en proportion, une résistance résiduelle plus élévée dans la partie post-pic. Par exemple, pour une flèche transversale de 20 mm, la résistance résiduelle du poteau composite témoin est un peu moins de 50 % sa résistance maximale tandis que la résistance résiduelle du poteau composite avec des barres d'armature est de 55 % sa résistance maximale. À titre informatif, la somme des valeurs de $A_s\ F_{ypl}$ et $A_c\ f'_c$ = 11 014 kN (i.e. 4541 kN + 6473 kN) pour le poteau composite sans armature (avant l'effet du facteur de réduction de la résistance du

béton), alors qu'il devient égal à 11 453 kN avec la contribution de l'acier d'armature (avec F_{yarm} = 400 MPa). Cela représente également un gain de 4 %. L'augmentation obtenue en analyse n'est donc pas surprenante étant donné que l'acier d'armature peut plastifier mais que son voilement est empêché par la présence du béton tout autour.

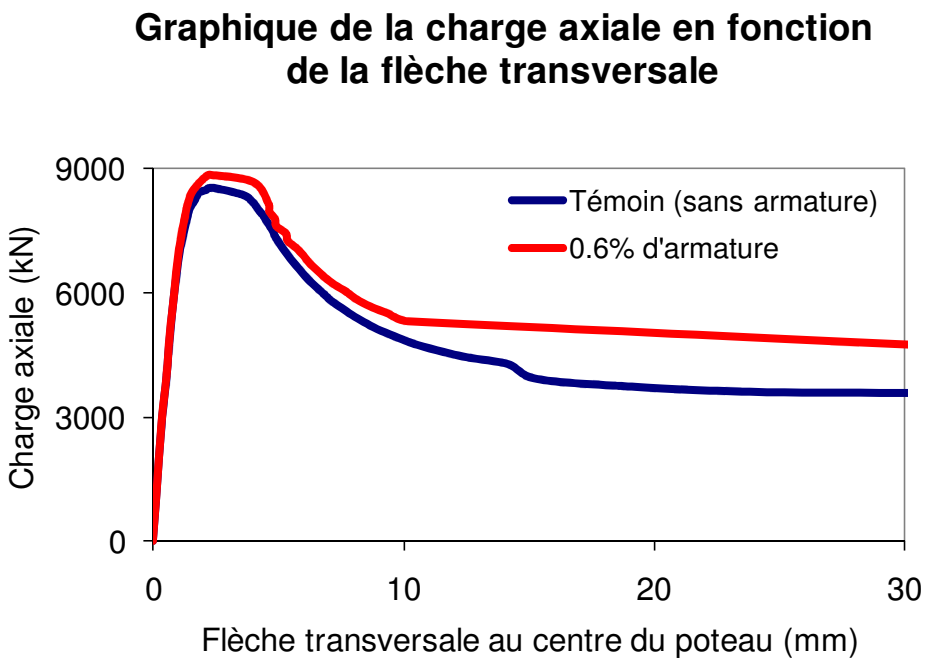


Figure 4-37 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite avec ou sans aciers d'armature

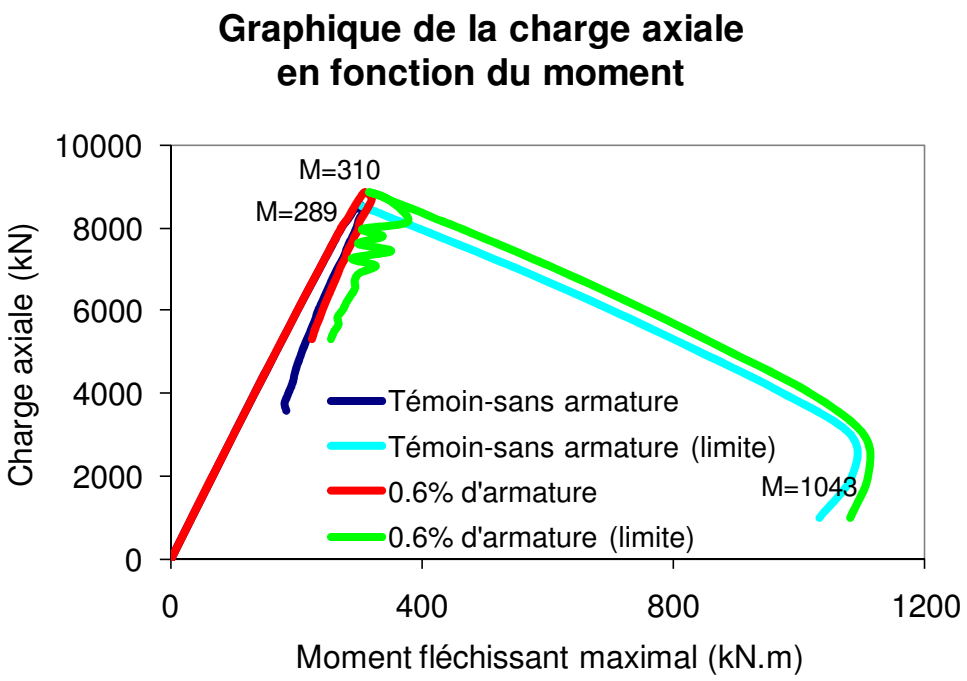


Figure 4-38 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite avec ou sans aciers d'armature

Le graphique de la Figure 4-39 montre également que la capacité en compression-flexion d'un poteau composite est légèrement plus grande lorsque des barres d'armature sont ajoutées.

4.5.6 Comportement d'un poteau composite selon diverses caractéristiques du béton

Dans cette section, il est question de l'effet des différentes options inhérentes au choix du type de béton utilisé. Tout d'abord, les résultats d'analyses de poteaux composites constitués de béton de haute performance, de béton renforcé de fibres d'acier et finalement de béton alliant à la fois haute performance et renforcement avec fibres d'acier, sont comparés aux résultats d'un poteau composite témoin pour lequel un béton normal de 34.1 MPa de résistance a été utilisé. Ensuite, la contribution de la résistance du béton en traction ainsi que l'effet de la modification du module élastique du béton et le fait de négliger ou non le facteur de réduction de la résistance du béton sont évalués. Les analyses réalisées dans cette section (4.5.6) ne tiennent pas compte du voilement local.

La Figure 4-40 montre un graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour 4 poteaux composites distincts :

- poteau composite témoin (f'_c de 34.1 MPa);
- poteatu composite avec un béton de haute performance (f'_c de 60 MPa);
- poteau composite avec un béton renforcé de fibres d'acier (f'_c de 34.1 MPa) et V_f = 1.0 %;
- poteau composite avec un béton de haute performance également renforcé de fibres d'acier (f'_c de 60 MPa) et V_f = 1.0 %.

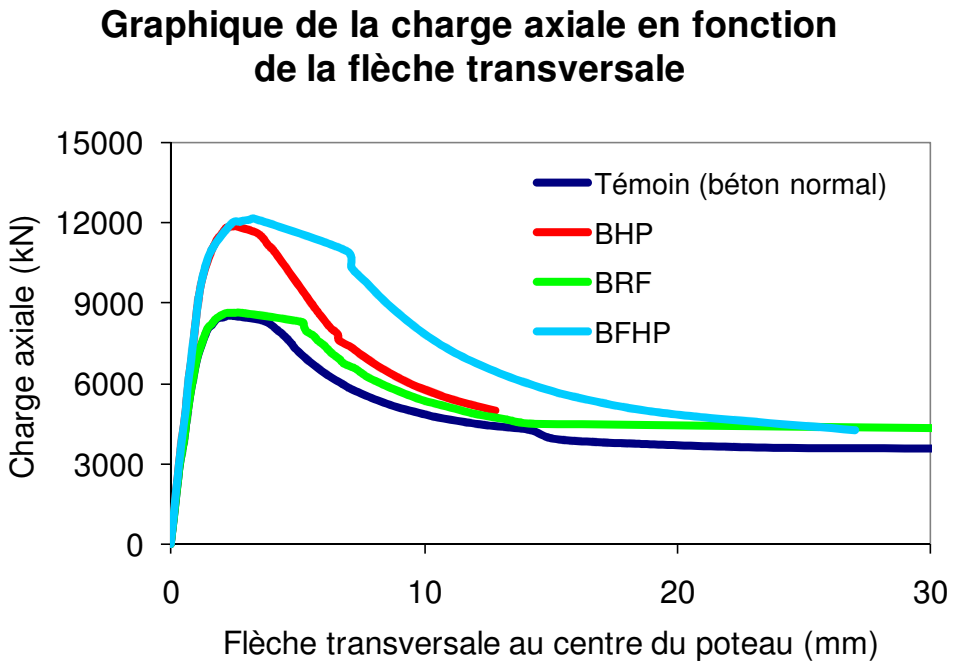


Figure 4-39 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite avec différents types de bétons

Les Sections 4.5.6.1 à 4.5.6.3 traitent en détail des différences observées sur le comportement des poteaux composites en fontion de l'utilisation de ces différentes types de béton.

Il est évident que le choix du type de béton a une influence majeure sur le comportement du poteau composite. Pour une même valeur des rapports *b/t* et *s/d*, une première comparaison peut être réalisée pour vérifier si le type de béton choisi a une influence sur le rapport A_{se}/A_s pour un même type de chargement.

Dans ce cas-ci, la valeur de A_{se} a été évaluée tel qu'indiqué à l'Équation 4-5 décrite à la Section 4.5.3.

Les valeurs de A_{se} ainsi calculées sont de 0.60, 0.61, 0.36 et 0.42 pour le béton normal, le béton normal renforcé de fibres métalliques (*BRF*), le béton de haute performance (*BHP*) et le béton de haute performance rencorfé de fibres métalliques (*BFHP*). C'est donc dire que l'élaboration d'équations au Chapitre 7 devra tenir compte du fait que le facteur F_1 doit être adapté en fonction du type de béton utilisé.

4.5.6.1 Poteau composite fait de béton de haute performance, *BHP*

La comparaison est établie entre le poteau composite témoin et celui dont la résistance nominale du béton en compression est de 60 MPa.

Les Figures 4-40 et 4-41 permettent d'observer les principales différences entre les comportements globaux respectifs de ces deux poteaux composites. A priori, on note une augmentation très significative de l'ordre de 40 % de la résistance du poteau. En valeur absolue, le poteau fait de *BHP* conserve une résistance post-pic supérieure au poteau fait de béton normal. Toutefois, on observe que lorsque la flèche transversale atteint 20 mm, la résistance résiduelle du poteau tombe à 42 % P_{max} seulement, comparativement au poteau témoin qui conserve presque 50 % de sa résistance pour le même niveau de déformation.

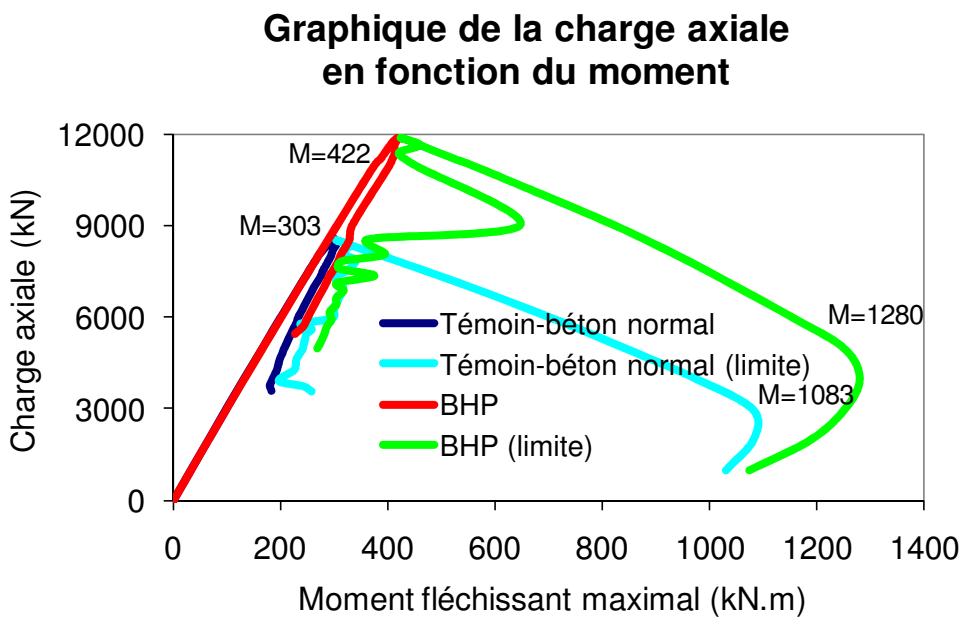


Figure 4-40 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite avec béton normal ou *BHP*

Quant au graphique de la Figure 4-41, il montre également le gain appréciable en résistance axiale du poteau avec *BHP* mais aussi le fait qu'en proportion, ce poteau possède une moins grande capacité en compression-flexion. À titre comparatif, le rapport du moment permis maximal sur le moment maximum atteint est d'environ 3.0 (i.e. 1280/422) pour le poteau avec le béton de 60 MPa alors qu'il est de 3.6 (i.e. 1083/303) pour le béton de 34.1 MPa.

La Figure 4-42 montre les courbes caractéristiques du béton utilisé pour ces deux analyses. On observe que la résistance post-pic du *BHP* est en proportion moins grande que pour le béton normal. Ceci est causé par les hypothèses des équations suggérées par la littérature et décrites au Chapitre 2. De plus, il est à noter que la résistance maximale du *BHP* est atteinte à une déformation d'environ 2222 με alors que résistance maximale du béton normal est atteinte à une déformation d'environ 1903 με. À titre comparatif, si la résistance du béton avait été la même, cela aurait eu pour effet de réduire la rigidité et d'augmenter les déformations pour un même niveau de sollicitation du poteau composite. Cela n'est pas le cas ici étant donné que la résistance du BHP est beaucoup plus élevée.

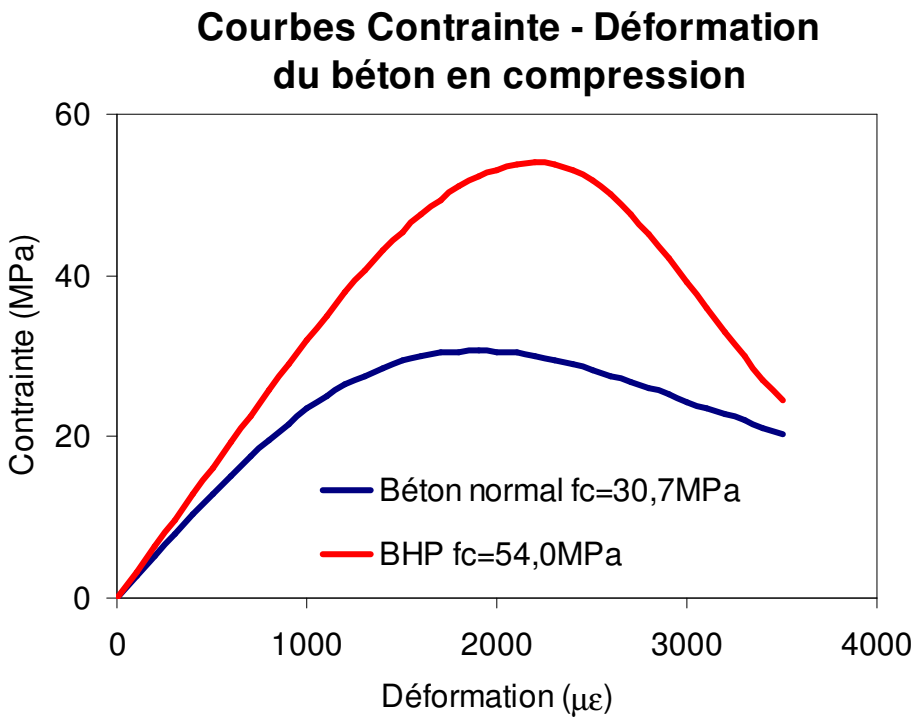


Figure 4-41 Graphique de la contrainte en fonction de la déformation d'un béton normal et d'un *BHP (où f_c= 0.9 f'_c)*

4.5.6.2 Poteau composite fait de béton renforcé de fibres d'acier, *BRF*

Ce poteau composite est composé d'un béton dont la résistance nominale est la même que celle du poteau composite témoin. La différence se situe au niveau du mélange de béton utilisé. Des fibres d'acier dont le rapport de la longueur sur le diamètre, aussi appelé rapport d'élancement (ou « *aspect ratio* »), est de 60 ont été ajoutées à raison d'une fraction volumique de fibres, V_f, de 1.0 %. Il s'agit de proportions semblables à plusieurs mélanges déjà éprouvés en laboratoire (Mossor, 2000; Massicotte et al., 1999). À titre indicatif, la fraction volumique peut être facilement transformée en fraction massique du béton. Pour ce faire, on multiplie V_f par la masse d'un mètre cube d'acier et on divise par la masse d'un mètre cube de béton. La fraction massique, W_f, est ici d'environ 3.4 %. Ce qui signifie que sur un mètre cube de béton de 2300 kg, environ 78 kg sont des fibres d'acier.

La résistance à la compression du béton renforcé de fibres d'acier est la même que celle du béton normal utilisé pour le poteau composite témoin. Cependant, compte tenu que le modèle de matériau utilisé pour faire la modélisation du béton renforcé de fibres est différent, avec entre

autres la déformation ultime qui passe de 3500 με à un peu plus de 4000 με, il y a quand même une légère augmentation de 1 % de la résistance P_{max} du poteau composite. Une explication possible serait que l'atteinte de la résistance axiale maximale se produit à des niveaux de déformation du béton qui dépasse ε_{cpic} du béton normal.

D'après la Figure 4-40, on note également un gain au niveau de la résistance résiduelle du poteau composite dans la partie post-pic. Cependant, cette augmentation de ductilité est faible car dès que la flèche transversale passe le cap des 20 mm, la résistance résiduelle du poteau avec béton renforcé de fibres est d'environ 50 % P_{max} tout comme le poteau fait de béton normal. La Figure 4-43 illustre également la contribution relativement faible des fibres d'acier au comportement en compression-flexion du poteau composite.

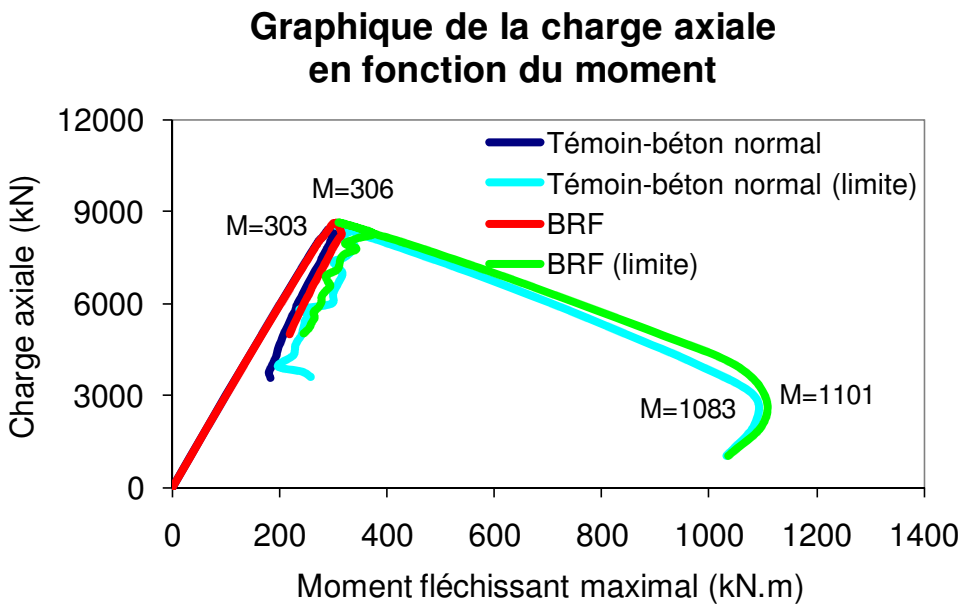


Figure 4-42 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite avec béton normal et *BRF*

La Figure 4-44 montre les courbes caractéristiques du béton utilisées pour ces analyses.

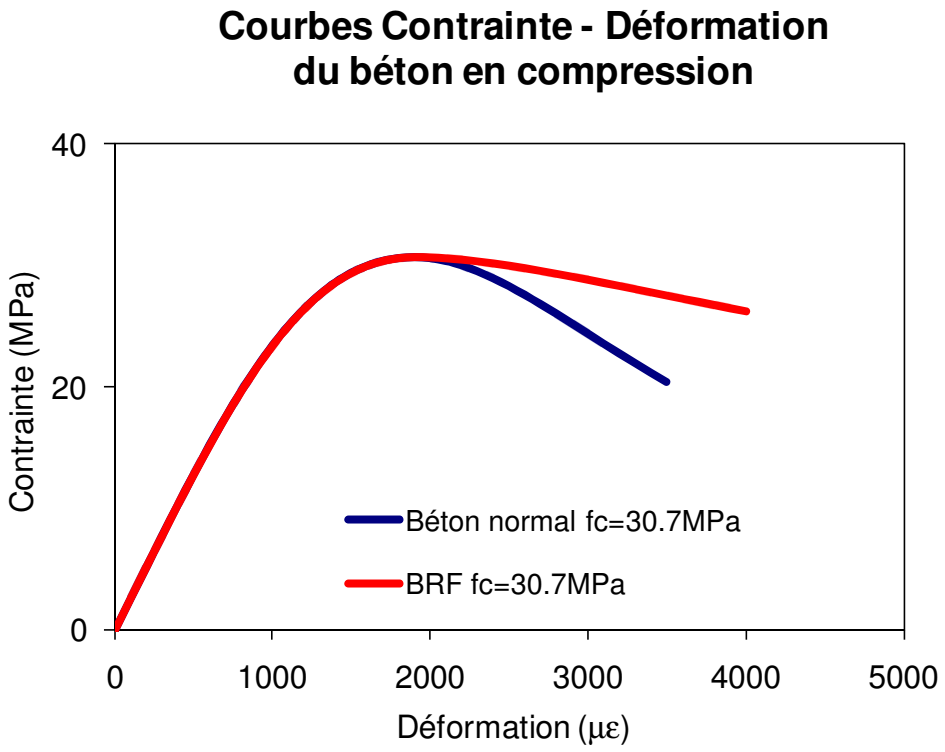


Figure 4-43 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite avec béton normal ou *BRF(où f_c= 0.9 f'_c)*

Une analyse a également été réalisée en utilisant un béton renforcé de fibres métalliques selon une fraction volumique de fibres, V_f, de 0.5 %. Un comportement intermédiaire au comportement illustré aux Figures 4-43 et 4-44 a été observé. Le résumé des résultats obtenus est montré au Tableau 4-10 présenté à la fin de ce chapitre.

4.5.6.3 Poteau composite fait de béton de haute performance et renforcé de fibres d'acier, *BFHP*

Le poteau analysé qui comporte à la fois une résistance à la compression plus élevée et un contenu en fibres d'acier permettra d'évaluer si l'ajout de fibres a un impact différent sur un *BHP* comparativement à un béton normal. Par rapport au poteau témoin, la résistance P_{max} augmente de plus de 42 %. Si la comparaison est faite par rapport au poteau dont le béton était un *BHP*, alors le gain de résistance est de l'ordre de 2 %; ce qui est un peu plus élevé que le gain en résistance enregistré pour un *BRF* par rapport à un béton normal, tous deux ayant une résistance nominale de 34.1 MPa.

En ce qui a trait à la résistance résiduelle pour une flèche transversale de 20 mm, le poteau avec *BFHP* descend à 40 % P_{max} par rapport à presque 50 % P_{max} pour le poteau témoin. Par rapport à ce critère, les fibres semblent donc être légèrement plus efficaces pour des bétons de plus faibles résistances.

Si on utilise comme critère de comparaison la résistance résiduelle pour une flèche transversale étant égale à deux fois la flèche transversale atteinte à la charge axiale maximale, le poteau avec *BFHP* descend à 91 % P_{max} par rapport à 88 % P_{max} pour le poteau témoin. Par rapport à ce critère, les fibres semblent améliorer un peu le comportement post-pic des poteaux composites.

La Figure 4-45 montre le comportement en compression-flexion du poteau fait de *BHP* par rapport au poteau fait de *BFHP*. Le rapport du moment maximal de la section sur le moment maximum atteint est d'environ 3.0 (i.e. 1280/422) pour le poteau avec *BHP* ainsi que pour le poteau avec *BFHP* (i.e. 1324 / 439).

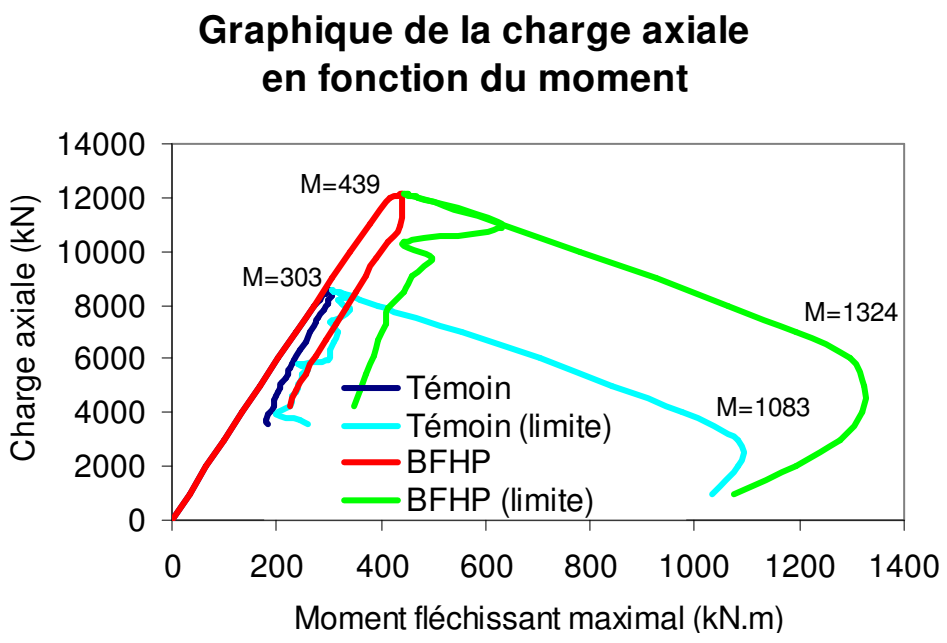


Figure 4-44 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite avec béton normal et *BFHP*

La Figure 4-46 montre les courbes caractéristiques du béton utilisé pour ces deux analyses.

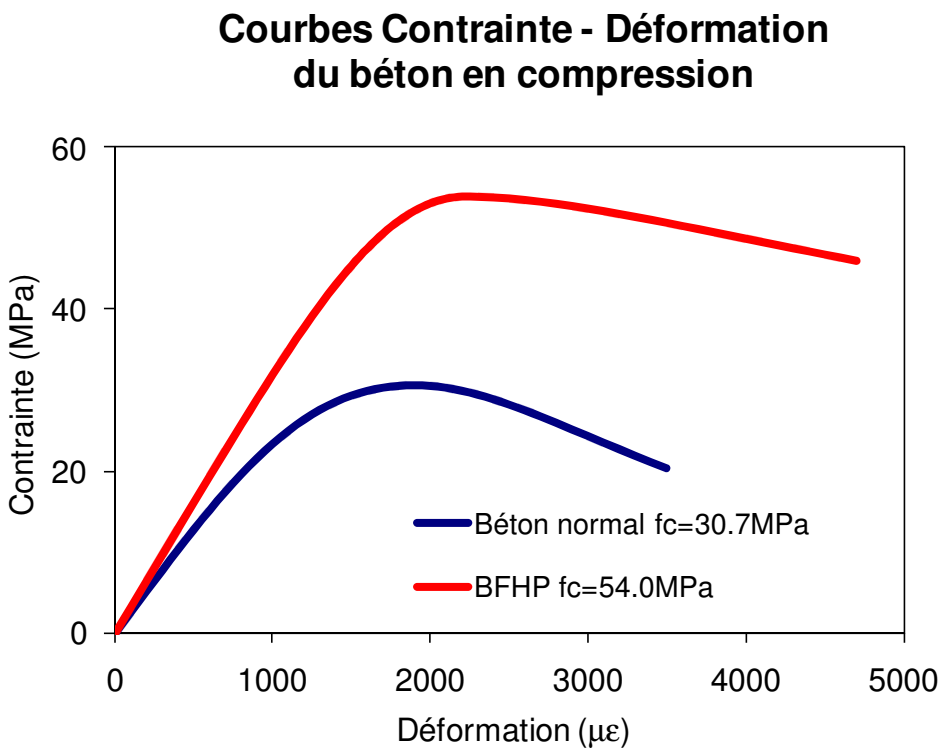


Figure 4-45 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite avec béton normal ou *BFHP(où f_c= 0.9 f'_c)*

Une analyse a également été réalisée en utilisant un béton renforcé de fibres métalliques selon une fraction volumique de fibres, V_f, de 0.5 %. Un comportement intermédiaire au comportement illustré aux Figures 4-45 et 4-46 a été observé. Le résumé des résultats obtenus est montré au Tableau 4-10.

4.5.6.4 Poteaux composites faits de différents bétons, analysés en compression pure et incluant l'effet du voilement local

Des analyses supplémentaires ont été réalisées afin de mettre en évidence l'apport respectif de l'acier et du béton à la résistance des poteaux composites faits de béton normal, de *BRF*, de *BHP* et de *BFHP*. Pour ce faire, seuls le type de béton a été modifié par rapport au poteau témoin B1-X-3. Tous les poteaux ont été analyses en compression pure.

Voici les quatre graphiques qui en résultent :

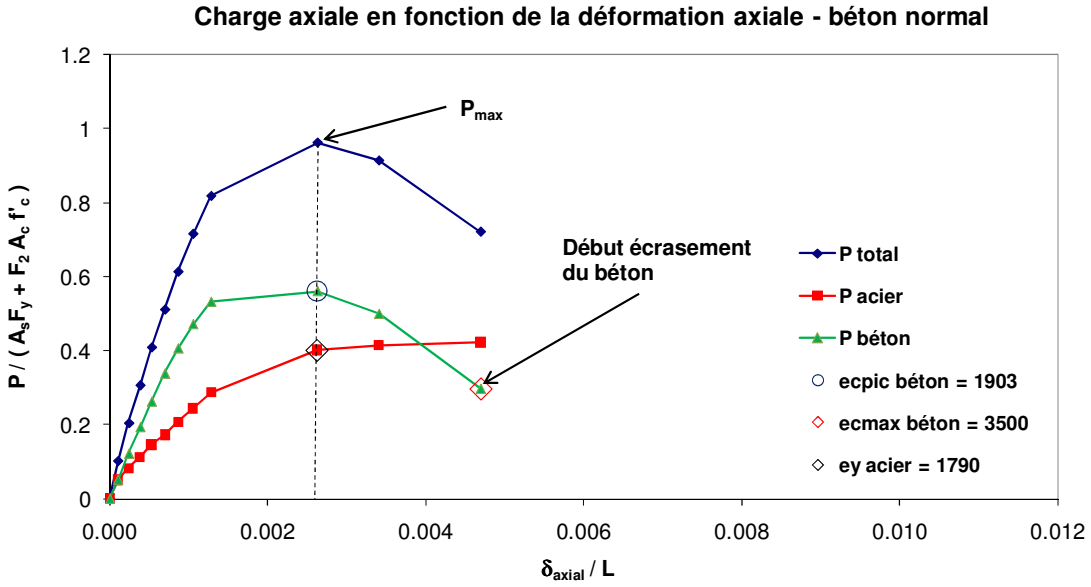


Figure 4-46 Graphique de la charge axiale en fonction de la déformation axiale pour un poteau composite fait de béton normal et sollicité en compression pure

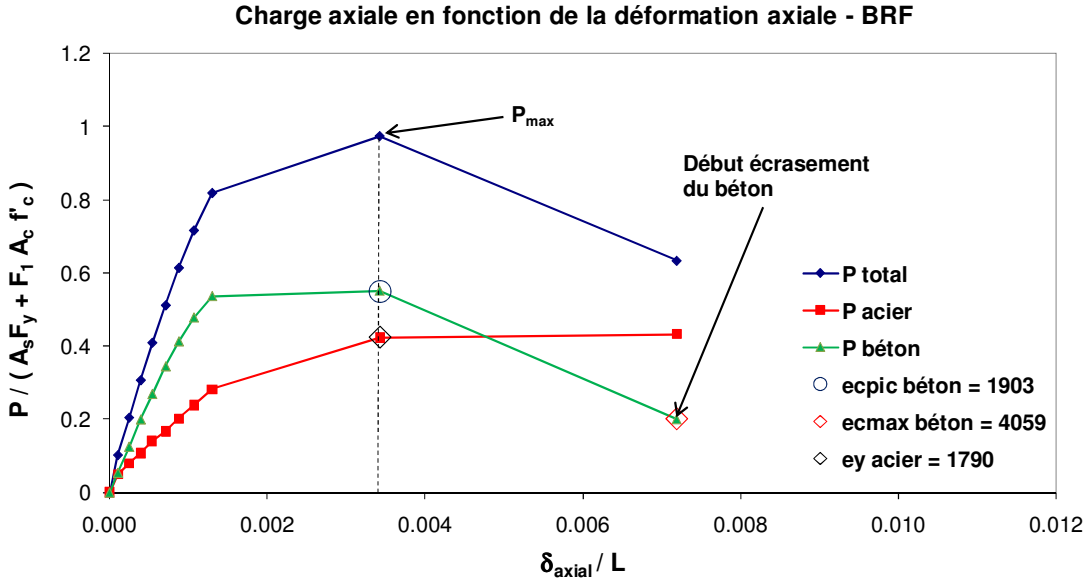


Figure 4-47 Graphique de la charge axiale en fonction de la déformation axiale pour un poteau composite fait de *BRF* et sollicité en compression pure

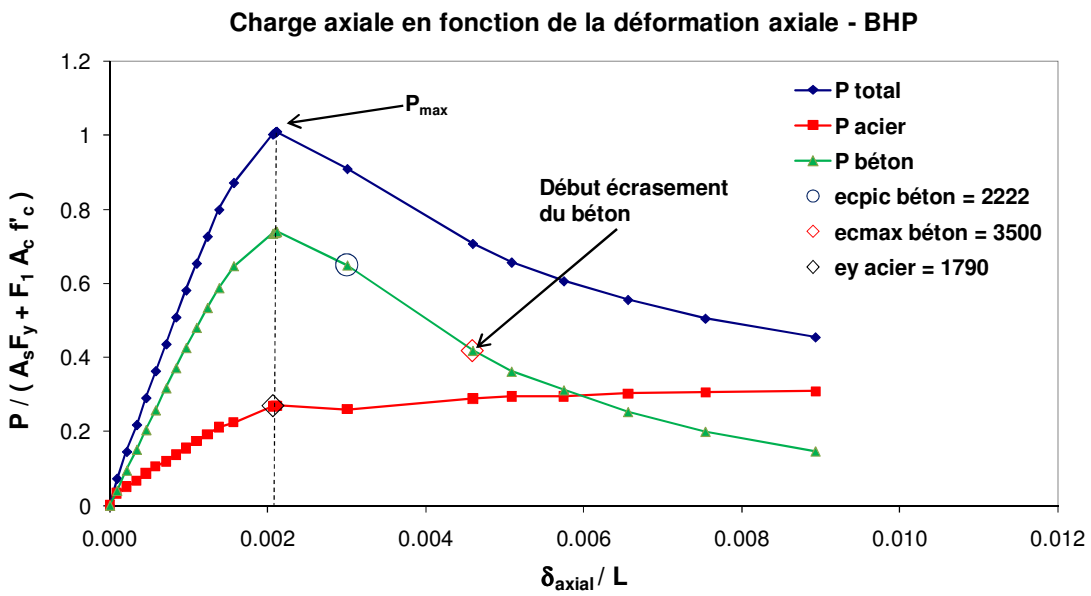


Figure 4-48 Graphique de la charge axiale en fonction de la déformation axiale pour un poteau composite fait de *BHP* et sollicité en compression pure

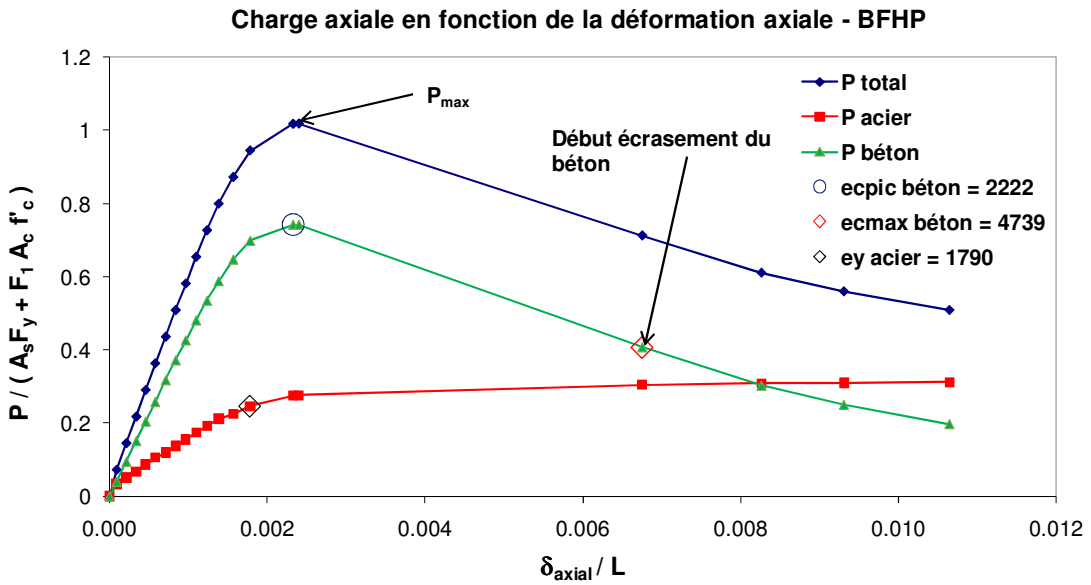


Figure 4-49 Graphique de la charge axiale en fonction de la déformation axiale pour un poteau composite fait de *BFHP* et sollicité en compression pure

Pour le poteau fait de béton normal, P_{max} = 9408 kN est repris à raison de 42% par l'acier et 58% par le béton et δ_{axial} / L = 0.0026.

Pour le poteau fait de *BRF*, P_{max} = 9520 kN est repris à raison de 43% par l'acier et 57% par le béton (donc pratiquement inchangé par rapport au poteau fait de béton normal) et δ_{axial} / L = 0.0034 (31% supérieur au poteau fait de béton normal). De plus, la superposition des résultats indique une plus grande réserve de capacité pour le poteau composite fait de *BRF*. Par exemple, dans la partie post-pic, lorsque δ_{axial} / L = 0.005, le rapport $P / (A_sF_y + F_1A_cf'_c)$ est de 0.721 pour le béton normal alors qu'il est de 0.831 pour le *BRF*. Ce qui représente une capacité résiduelle de 11 % supérieure.

Pour le poteau fait de *BHP*, P_{max} = 13 904 kN est repris à raison de 27% par l'acier et 73% par le béton et δ_{axial} / L = 0.0021.

Pour le poteau fait de *BFHP*, P_{max} = 14 008 kN est repris à raison de 27% par l'acier et 73% (identique par rapport au poteau fait de *BHP*) par le béton et δ_{axial} / L = 0.0024 (14% supérieur au poteau fait de *BHP*). De plus, la superposition des résultats indique une plus grande réserve de capacité pour le poteau composite fait de *BFHP*. Par exemple, dans la partie post-pic, lorsque δ_{axial} / L = 0.009, le rapport $P / (A_sF_y + F_1A_cf'_c)$ est d'un peu plus de 0.455 pour le *BHP* alors qu'il est de 0.575 pour le *BFHP*. Ce qui représente une capacité résiduelle de 26 % supérieure.

4.5.6.5 Poteau composite dont l'analyse n'inclut pas la contribution du béton en traction

En négligeant la résistance du béton en traction pour réaliser l'analyse complète d'un poteau composite, il n'y a pas eu, en apparence à tout le moins, d'effet marqué sur le comportement global du poteau composite par rapport au poteau témoin. Les figures ne sont pas présentées ici puisque les deux courbes sont juxtaposées l'une sur l'autre presque parfaitement.

Pour un béton normal dont la résistance nominale en compression est de 34.1 MPa, la résistance en traction est évaluée à environ 1.9 MPa par l'Équation 2-10 du Chapitre 2; ce qui correspond à

moins de 6 % de la résistance en compression. La Section 3.4.2 faisait état des propriétés calculées par défaut et utilisées par le programme pour caractériser le béton en traction.

Le type de chargement appliqué au poteau composite et la très faible résistance en traction du béton font en sorte que la contribution du béton en traction est négligeable, surtout par rapport à la fibre extrême en compression qui peut atteindre F_{ypl}, i.e. 350 MPa. Lorsque la position de l'axe neutre fait en sorte qu'une partie du béton devient en traction, seules quelques tranches de calculs sont alors affectées et leur influence sur l'équilibre de la section est pratiquement nulle.

4.5.6.6 Poteau composite dont le module élastique du béton est modifié selon Chicoine (2001)

Une analyse a été réalisée afin de vérifier si le comportement du poteau composite était affecté par une réduction du module élastique, calculé par le modèle analytique tel qu'indiqué à la Section 3.4.1.1 et par le facteur proposé par Chicoine (2001) défini comme suit :

$$E_{ce} = \sqrt{0.92\psi}E_c \qquad \textbf{(4-7)}$$

Les résultats indiquent qu'il n'y a pas eu d'effet marqué sur le comportement global du poteau composite par rapport au poteau témoin. En fait, l'utilisation d'un module élastique de 21 643 MPa (selon Chicoine, 2001) par rapport à 26 170 MPa (selon l'Équation 2-1 présentée au Chapitre 2) apporte un léger gain de 0.7 % de la capacité axiale. Les figures ne sont pas présentées ici puisque les deux courbes de la charge axiale en fonction de la flèche transversale sont juxtaposées l'une sur l'autre presque parfaitement. Il en est de même pour les courbes *P-M* (charge axiale en fonction du moment fléchissant).

Dans le modèle analytique, la déformation au pic est fonction du module élastique et dans ce cas-ci, pour un module élastique qui passe de 26 170 à 21 643 MPa, la déformation au pic calculée passe alors de 1903 à 2301 με. Cela ne s'est pas traduit par une différence significative sur le comportement global du poteau. Mis à part ce paramètre, les autres caractéristiques requises pour déterminer l'équation caractéristique du béton dependent de la résistance à la compression du béton.

4.5.6.7 Poteau composite dont le facteur de réduction de la résistance du béton a été négligé

À titre comparatif, une analyse a été réalisée en omettant le facteur de réduction de la résistance du béton. Comme ce facteur était de 0.9, la résistance du béton est passée de 30.7 à 34.1 MPa pour l'analyse du poteau B1-X3 et la capacité axiale du poteau composite a augmenté de 8536 kN à 9096 kN; soit une augmentation de 6.6 % (pour une augmentation de résistance du béton de 11.1 %) ou l'équivalent d'une augmentation d'environ 0.6 % de la résistance axiale du poteau par % d'augmentation de la résistance à la compression du béton). De plus, en utilisant la sommation ($A_c f'_c + A_s F_y$), une augmentation de la résistance à la compression du béton de 11.1 % devrait conduire également à une augmentation de la résistance axiale de l'ordre également de 6 % pour les poteaux composites étudiés. L'évaluation plus précise du facteur de réduction de la résistance du béton sera discutée au Chapitre 7.

4.5.7 Comportement d'un poteau composite selon diverses caractéristiques de l'acier

Il est possible de modifier le modèle du matériau des plaques d'acier en faisant varier plusieurs paramètres dont les suivants :

- Contraintes résiduelles;
- Écrouissage de l'acier;
- Longueur du plateau plastique.

La valeur du module élastique par défaut de 200 GPa peut aussi être modifiée au besoin mais dans toutes les analyses réalisées à l'aide du logiciel, le module a été considéré comme une constante. De plus, la courbe contrainte-déformation de l'acier en traction est identique à celle de l'acier en compression. Les analyses réalisées dans cette section (4.5.7) ne tiennent pas compte du voilement local.

4.5.7.1 Poteau composite sans contraintes résiduelles

Les Figures 4-51 et 4-52 illustrent les différences entre le poteau composite témoin avec les contraintes résiduelles indiquées à la Figure B-9 de l'Annexe B et le même poteau composite sans contraintes résiduelles.

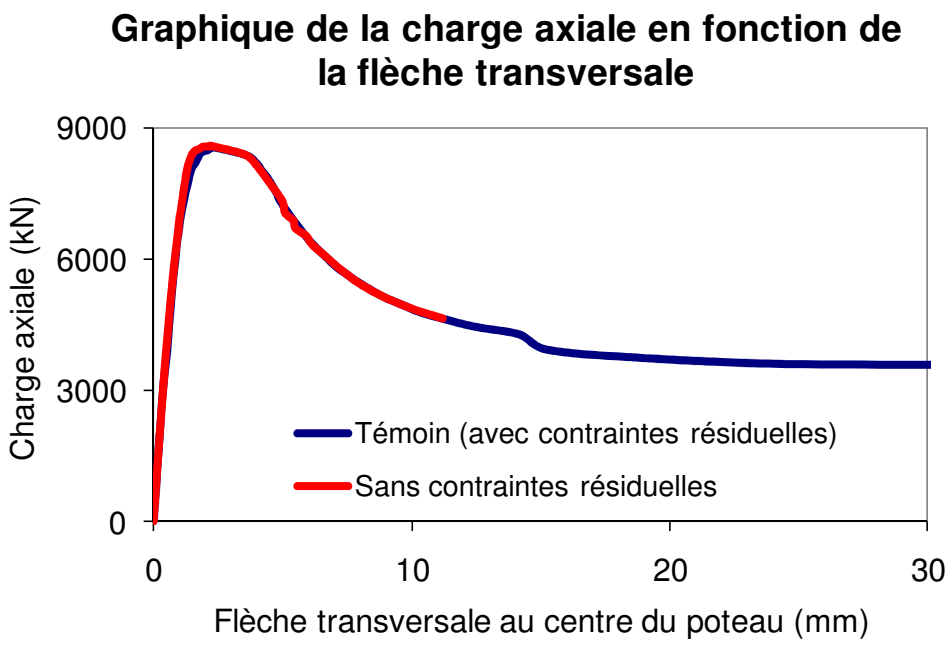


Figure 4-50 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite avec ou sans contraintes résiduelles

Dans ce cas-ci, les contraintes résiduelles ont augmenté très légèrement la résistance axiale d'environ 0.7 % et la proportion de la résistance résiduelle pour un poteau avec ou sans contraintes résiduelles est la même lorsque la flèche transversale est de 20 mm. L'augmentation de la résistance causée par l'ajout de contraintes résiduelles origine du fait que certaines parties de l'acier atteignent la limite élastique plus rapidement en cours de chargement. Donc, l'état de contrainte de l'acier est plus élevé pour un même niveau de déformation et par conséquent, l'effort axial correspondant est plus grand. Toutefois, comme la différence calculée par le logiciel est très petite, cela donne tout de même une indication comme quoi l'influence de ces contraintes est négligeable sur le comportement du poteau analysé.

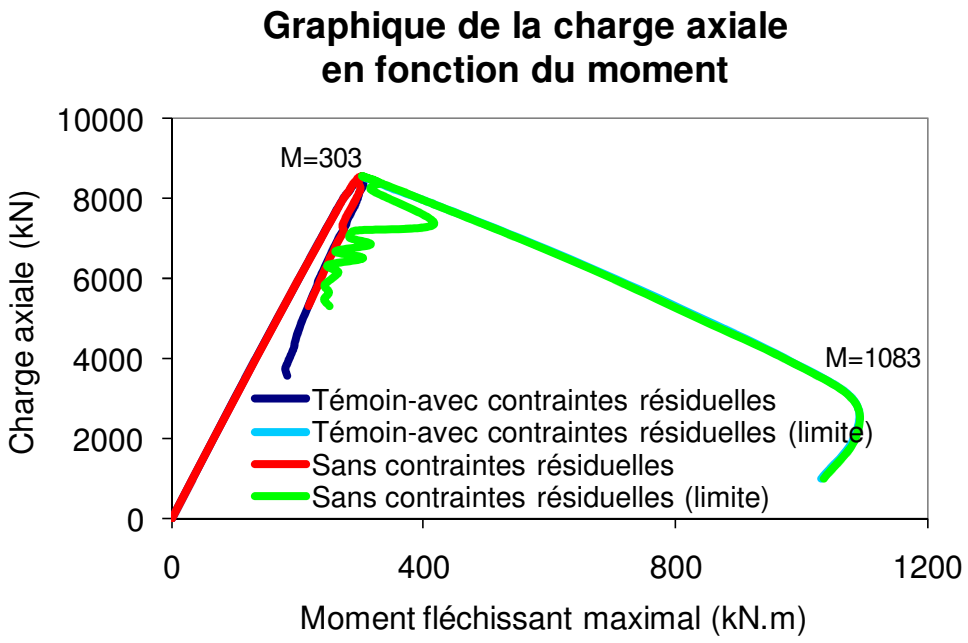


Figure 4-51 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite avec ou sans contraintes résiduelles

Lorsque les contraintes résiduelles proposées, pour des poteaux qui ont déjà été testés à cet effet, ne conviennent pas au poteau composite dont l'analyse est nécessaire, il est alors possible de les négliger sans engendrer des différences significatives au niveau du comportement global d'un poteau composite.

4.5.7.2 Poteau composite qui utilise un comportement élastique-parfaitement plastique pour caractériser l'acier

Le but de cette analyse comparative était de déterminer de quelle façon l'écrouissage de l'acier modifiait le comportement global d'un poteau composite. Compte tenu que la déformation à laquelle s'initie l'écrouissage est généralement élevée par rapport à la déformation atteinte à P_{max}, le comportement du poteau composite n'est pas affecté dans la partie pré-pic. À titre indicatif, la déformation utilisée pour marquer le début de l'écrouissage, ε_{hard} , était de 18 700 με pour le poteau composite témoin (Bouchereau et Toupin, 2003) alors que ε_y était de 1790 με (avec F_{ypl} = 358 MPa et E_s = 200 000 MPa).

Même dans la partie post-pic, il n'y a pas eu de différence marquée entre le poteau composite témoin et celui dont l'acier ne présentait pas d'écrouissage. Il apparaît que l'écrouissage entre en jeu seulement à de très grandes déformations. Même si la courbe moment-courbure à ce niveau présente une augmentation du moment fléchissant permis, le calcul de la flèche pour le poteau composite doit tout de même satisfaire l'équilibre des déformations déjà présentes. Le calcul de la courbe moment-courbure doit donc se poursuivre tant et aussi longtemps que le moment fléchissant de la courbe ne devient pas plus petit que le moment maximal calculé au centre du poteau pour encadrer cette valeur et déterminer la courbure correspondante. Cette procédure a déjà été expliquée à la Section 3.8.2.2. Toutefois, il est à noter que le calcul du voilement local effectué par le logiciel de calculs ne tient pas compte de l'augmentation du moment plastique, M_p, causé par l'écrouissage des plaques d'acier.

4.5.7.3 Poteau composite avec comportement linéaire élastique sans plateau plastique pour caractériser l'acier

Cette analyse comparative permet d'apprécier une qualité des plus importantes de l'acier : sa ductilité.

La Figure 4-53 montre les courbes caractéristiques qui ont été utilisées pour les analyses comparatives avec ou sans plateau plastique.

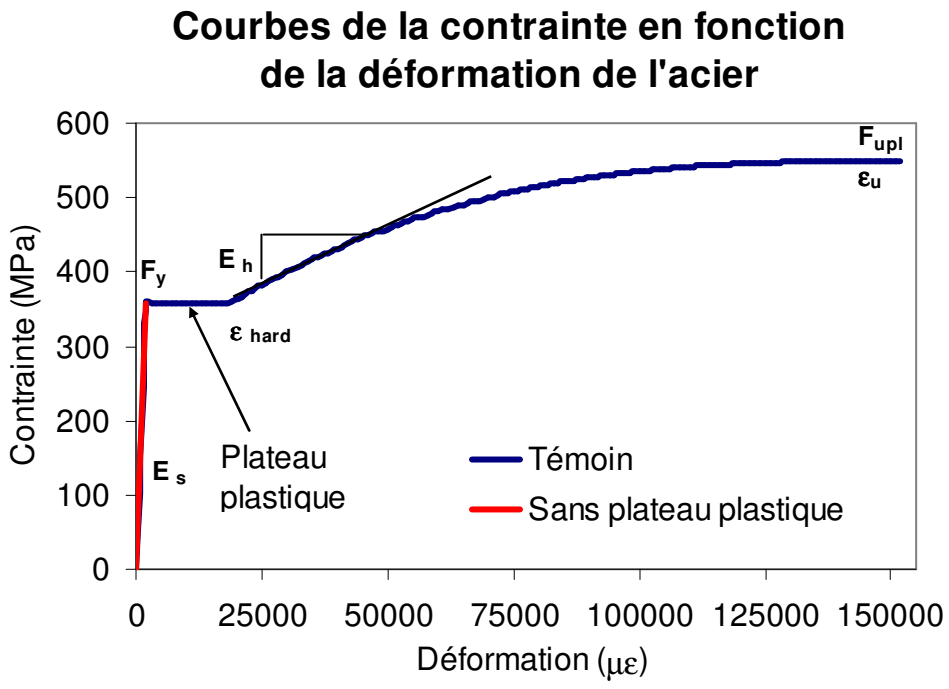


Figure 4-52 Graphique de la contrainte en fonction de la déformation de l'acier avec ou sans plateau plastique

Les Figures 4-54 et 4-55 montrent les différences majeures qui caractérisent le comportement global d'un poteau composite avec ou sans plateau plastique.

S'il n'y avait pas de plateau plastique, la résistance maximale P_{max} du poteau composite serait environ 19 % inférieure à celle du poteau témoin. Le plateau plastique permet à l'acier de maintenir sa résistance jusqu'à ce que le béton atteigne f'_c. Ce qui est le plus significatif cependant, c'est la résistance résiduelle du poteau composite lorsque la flèche transversale atteind 20 mm. Dans le cas du poteau témoin elle est de presque 50 % P_{max} alors qu'elle devient quasi inexistante pour le poteau dont l'acier ne présente pas de plateau plastique. Il s'agit d'une preuve supplémentaire que c'est l'acier qui fournit la résistance post-pic des poteaux composites.

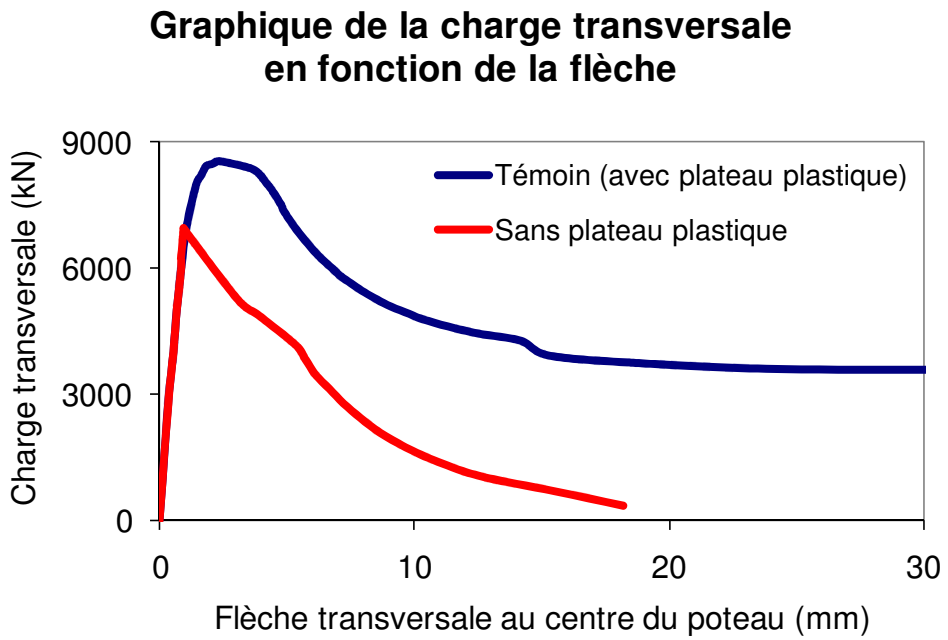


Figure 4-53 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour poteau composite avec ou sans plateau plastique pour l'acier des plaques

Il en va de façon similaire pour la capacité en compression-flexion. Le rapport du moment maximal sur la section sur le moment maximum atteint est d'environ 3.3 (i.e. 772 / 235) pour le poteau sans plateau plastique alors qu'il est de 3.6 (i.e. 1083 / 303) pour le poteau témoin. La différence est moins marquée ici puisque l'indice calculé est affecté par le comportement pré-pic du poteau composite.

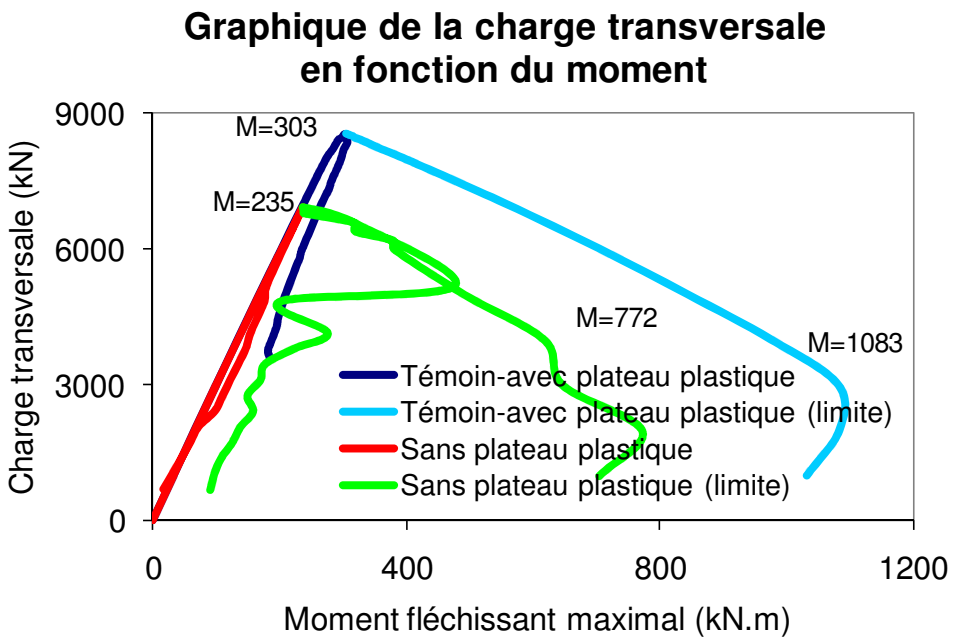


Figure 4-54 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour un poteau composite avec ou sans plateau plastique pour l'acier des plaques

4.5.8 Comportement d'un poteau composite dont l'état de déchargement est négligé d'un pas de chargement à l'autre

Comme décrit aux Sections 3.4.3 et 3.4.5, le calcul des contraintes dans les matériaux s'effectue toujours en vérifiant si le niveau de déformation atteint est supérieur au niveau de déformation maximal déjà atteint pour la même tranche de calcul. Si c'est effectivement le cas, alors la contrainte dans les matériaux est déterminée à l'aide des courbes contrainte-déformation spécifiée par l'utilisateur. Dans le cas contraire, la contrainte est calculée en déduisant de la contrainte maximale atteinte, la valeur du produit du module élastique par la différence entre la déformation actuelle et la déformation maximale déjà atteinte. Les analyses réalisées dans cette section (4.5.8) ne tiennent pas compte du voilement local.

D'après les résultats obtenus, il apparaît que l'état de déchargement cumulatif ne joue pas un rôle significatif en regard au comportement global des poteaux composites analysés. Même dans la partie post-pic, où les charges axiales diminuent, le déchargement ne sert qu'à quelques tranches de calcul près de l'axe neutre puisque le niveau de déformation continue de croître dans la majorité des tranches de calcul. Les courbes typiques de la charge axiale en fonction de la flèche

transversale ou du moment de flexion ne sont pas montrées ici car elles se juxtaposent pratiquement parfaitement aux courbes du poteau composite témoin B1-X-3. Il y a seulement une diminution de 0.1 % de la résistance axiale du poteau composite qui a été observée aux niveaux des résultats des analyses.

4.5.9 Comportement d'un poteau composite dont le chargement s'effectue selon des incréments de charge différents

Une analyse a été réalisée en utilisant un incrément de charge initial deux fois plus petit que pour les autres analyses, c'est-à-dire de 500 kN au lieu de 1000 kN. Cette analyse avait pour but de vérifier si le fait de procéder en de plus nombreux incréments de charge peut modifier la réponse globale du poteau composite. Les analyses réalisées dans cette section (4.5.9) ne tiennent pas compte du voilement local.

Les résultats de deux analyses comparatives se juxtaposent pratiquement parfaitement aux courbes du poteau composite témoin B1-X-3. C'est donc dire que l'incrément de charge initial doit être choisi uniquement de façon à obtenir un graphique représentatif du comportement global du poteau tout au long de son chargement et de son déchargement. Par exemple, en choisissant un incrément initial de 1000 kN pour des poteaux composites dont la résistance dépasse les 6000 kN, on s'assure d'avoir une courbe d'au moins 6 points jusqu'à la résistance maximale P_{max}. Utiliser des incréments de charge trop grands peut mener à des résultats d'analyse erronés.

Rien n'empêche cependant de choisir des incréments de charge plus petits pour obtenir une distribution des résultats moins segmentaire. Cependant, il faut rappeler que le nombre de pas de charge pour atteindre P_{max} est directement proportionnel au temps de calcul du logiciel. Des tests préalables sur un ordinateur permettent de mieux évaluer ce critère. De plus, avant de procéder à une série d'analyses, il est recommandé de réaliser quelques analyses en réduisant progressivement l'incrément de charge jusqu'à temps que les résultats obtenus ne varient plus (ou de façon négligeable). Le logiciel de calculs donne une indication de la valeur théorique de la résistance axiale maximale basée sur les caractéristiques fournies par l'utilisateur. La valeur de l'incrément de charge initial proposé correspond à 10 % de la valeur théorique de la résistance axiale maximale. Lorsque la valeur de la charge maximale est dépassée, cet incrément est divisé

par un facteur de 5 (successivement jusqu'au critère de convergence choisi) afin d'itérer vers la solution.

La tendance inverse qui consiste à spécifier un trop grand incrément de charge peut montrer un comportement global initial trop « linéaire » par rapport au comportement réel du poteau composite. Par exemple spécifier 6000 kN comme premier incrément de charge pour un poteau composite dont la résistance axiale est d'environ 7000 kN fait en sorte que le comportement entre 0 et 6000 kN semble linéaire alors qu'il ne l'est pas forcement.

4.5.10 Comparaison des charges et moments maximaux atteints

Le Tableau 4-10 montre le résumé des résultats obtenus à l'aide du logiciel de calculs de poteaux composites et présentés aux Sections 4.4.1 à 4.4.8. Chacune des ces analyses ne comporte qu'un seul paramètre différent par rapport au poteau composite témoin. Les écarts entre les résultats sont toujours donnés par rapport au poteau composite témoin.

Tableau 4-10 Résumé de l'influence des paramètres d'analyse du logiciel sur le comportement global des poteaux composites

Différence p/r à B1-X-3	Résultats analytiques			% Écart entre résultats	
	P_{max} (kN)	$M_{de\ Pmax}$ (kN.m)	P-M M_{max} / $M_{de\ P\ max}$	P_{max} (kN)	$M_{de\ Pmax}$ (kN.m)
Témoin sans voilement local	8536	303	3.6	---	---
Sans facteur de diminution de résistance du béton	9096	323	3.4	6.6%	6.6%
Sans acier	4520	161	1.8	-47.0%	-47.0%
Sans béton	3880	136	6.0	-54.5%	-55.1%
Chargement suivant l'axe faible	8256	298	2.1	-3.3%	-1.8%
Hauteur = 10d = 4500 mm	8256	352	3.1	-3.3%	16.2%
Hauteur = 15d = 6750 mm	7760	414	2.6	-9.1%	36.6%
Avec 0.6% d'armature	8840	310	3.6	3.6%	2.4%
Sans contribution du béton en traction	8536	303	3.6	0.0%	0.0%
Béton avec module élastique ajusté	8600	306	3.6	0.7%	0.9%
Béton de 60 MPa (BHP)	11896	422	3.0	39.4%	39.3%
Béton renforcé de fibres (BRF) Vf = 0.5%	8616	306	3.6	0.9%	0.9%
Béton renforcé de fibres (BRF) Vf = 1.0%	8616	306	3.6	0.9%	0.9%
BFHP Vf = 0.5 %	12104	441	3.0	41.8%	45.4%
BFHP Vf = 1.0%	12160	439	3.0	42.5%	44.9%
Sans contraintes résiduelles	8592	302	3.6	0.7%	-0.3%
Acier sans écrouissage	8536	303	3.6	0.0%	0.0%
Acier sans plateau plastique	6936	235	3.3	-18.7%	-22.3%
Sans endommagement cumulatif	8544	301	3.6	0.1%	-0.7%
Petits incréments de charge	8540	300	3.6	0.0%	-0.9%

Différence p/r à B1-X-3	Résultats analytiques			% Écart entre résultats	
	P_{max} (kN)	$M_{de\ Pmax}$ (kN.m)	P-M M_{max} / $M_{de\ P\ max}$	P_{max} (kN)	$M_{de\ Pmax}$ (kN.m)
Témoin avec voilement local	8128	289	3.6	---	---
Sans voilement local	8536	303	3.6	5.0%	5.1%
Voilement local d'appuis simples	8000	289	3.6	-1.6%	0.0%
Imperfection initiale de 0.5 mm	8200	289	3.6	0.9%	0.0%
Espacement des tirants s = d = 450 mm	8000	284	3.6	-1.6%	-1.6%
Espacement des tirants s = 0.3d = 135 mm)	8440	296	3.6	3.8%	2.6%
Rapport b/t de 30.9	6960	247	3.2	-14.4%	-14.4%
Rapport b/t de 35.4	6680	237	3.1	-17.8%	-17.8%
Chargement suivant l'axe faible	7040	259	2.1	-13.4%	-10.3%

Un écart entre les résultats positif indique que la valeur calculée analytiquement pour un paramètre donné est supérieure à celle obtenue pour le poteau composite témoin B1-X-3. Les écarts de ± 1.0 % indiquent des paramètres dont l'influence est négligeable sur le comportement des poteaux composites. D'ailleurs, la précision obtenue à l'aide du modèle analytique sur la valeur de la capacité axiale maximale du poteau composite varie de + 0 à 0.6 %.

Il est à noter que d'autres comparaisons de résultats analytiques seront présentées au Chapitre 6 afin de valider si la variation des rapports *b/t*, *s/d* et λ affecte le comportement global de l'ensemble des différents poteaux testés en compression pure et/ou analysés dans le cadre du présent projet de recherche. Des analyses paramétriques supplémentaires ont d'ailleurs été réalisées dans ce sens afin de valider les effets de ces paramètres sur une plus grande étendue de poteaux.

4.5.11 Résumé de l'analyse paramétrique

À la lumière de ces dernières informations, voici les principales constatations qui peuvent être déduites de l'analyse paramétrique :

- Les paramètres qui suivent doivent être considérés avec attention lors des analyses puisqu'ils ont eu une **influence importante** sur les résultats obtenus pour le poteau témoin :

    - **Excentricité des charges**;

    - **Flexion autour de l'axe faible ou de l'axe fort**;

    - **Élancement du poteau** :
        - Perte de résistance axiale de l'ordre de 3.3 % lorsque l'élancement passe de 5*d* à 10*d*;
        - Perte de l'ordre 9.1 % lorsque l'élancement passe de 5*d* à 15*d*;

- Ajout **d'acier d'armature** : Gain d'environ 3.6 % pour 1200 mm^2 ($\rho = 0.6$ %), directement proportionnel à la quantité utilisée car l'acier d'armature peut plastifier mais ne peut pas voiler à cause du béton;

- Choix du **facteur de réduction de la résistance du béton** : Tel qu'il a été discuté au Chapitre 2, la norme CAN/CSA-A23.3 préconise un facteur de 0.9 alors que la norme CAN/CSA-S16 donne un facteur de 0.8. Chicoine (2001) a proposé de modifier ce paramètre par le facteur 0.92ψ (voir Section 2.2.2.3.4) et par la suite Prickett et al. (2006) ainsi que Begum et al. (2007) ont confirmé que l'utilisation d'un facteur de 0.9 pouvait substituer le facteur de 0.8 proposé par la norme tout en fournissant des résultats conservateurs lors de l'évaluation de la capacité axiale des poteaux composites.

  Par conséquent, sauf indication contraire, un facteur de 0.9 a été utilisé dans toutes les analyses réalisées dans le cadre de ce projet de recherche comme facteur de réduction de la résistance du béton. Toutefois, cela fait en sorte que l'effet d'échelle soit négligé contrairement à ce qui avait été proposé par Chicoine (2001). Une comparaison des rapports $P_{exp.}/P_{anal.}$ des différentes sections analysées montrent effectivement que plus la section est grande, plus le rapport $P_{exp.}/P_{anal.}$ diminue mais dans une proportion plus grande que le rapport proposé par Chicoine (2001). Par exemple, le rapport $P_{exp.}/P_{anal.}$ des analyses réalisées dans le présent chapitre qui incluent le voilement local, passe de 1.14, à 1.04 et 1.02 pour des sections de 400x400 mm, 450x450 mm et 600x600 mm respectivement alors que le facteur de Chicoine (2001) passe de 0.863, à 0.858 et 0.847 pour les mêmes sections. Une évaluation de ce paramètre sera effectuée au Chapitre 7.

  À noter que pour les poteaux testés en laboratoire dans le cadre du présent projet de recherche, le paramètre 0.92ψ donne une valeur de 0.837. Pour les poteaux composites de Bouchereau et Toupin (2003) qui ont été utilisés pour valider le modèle analytique, ce paramètre est de 0.827.

Si toutes les analyses fournissent des valeurs conservatrices avec un facteur de 0.9, ce sera alors une indication que le paramètre de Chicoine (2001) est un peu trop conservateur par rapport à cette valeur. Une discussion plus élaborée à ce sujet sera présentée au Chapitre 7.

- **Résistance à la compression du béton** : En augmentant la résistance du béton de 34.1 MPa à 60 MPa (valeurs avant l'application du facteur de réduction de la résistance du béton), le gain en résistance axiale est d'un peu plus de 39 %. Par conséquent, chaque MPa effectif supplémentaire de résistance à la compression du béton fournit donc environ 1.7 % d'augmentation à la résistance axiale du poteau composite (ou chaque % d'augmentation de résistance à la compression du béton augmente d'environ 0.5 % la résistance axiale du poteau composite).

  À titre comparatif, les valeurs passent de $A_s\ F_{ypl}$ = 4541 kN demeurent inchangées alors que les valeurs passent de $A_c f'_c$ = 6473 kN à 11 389 kN respectivement (avant l'effet du facteur de réduction de la résistance du béton). Les sommes passent de 11 014 kN à 15 930 kN ce qui représente une augmentation de résistance de l'ordre de 45 %. Si on tient compte du facteur de réduction de la résistance à la compression du béton, cette augmentation diminue un peu et revient pratiquement à la même augmentation déterminée par les analyses.

- **Voilement local :** Les moyennes des rapports $P_{exp.}/P_{anal.}$, pour chaque grosseur de section analysée, ont donné des résultats conservateurs lorsque les analyses tenaient compte du voilement local mais ont plusieurs fois mené à des résultats légèrement non conservateurs lorsque le voilement local n'était pas considéré. La moyenne de tous les résultats d'analyse conduit à un rapport $P_{exp.}/P_{anal.}$ de 1.07 et 0.99 en tenant compte ou non du voilement local respectivement.

  Dans l'analyse du voilement local, l'**espacement** choisi **des tirants** influence la capacité axiale du poteau composite. Par rapport à des espacements de tirants de 300 mm, des espacements de 450 mm (1.0*d*) font en sorte que la résistance axiale

du poteau composite diminue d'environ 1.6 % alors que des espacements de 135 mm (0.3*d*) augmente la résistance axiale du poteau composite de l'ordre de 3.8 %.

De plus, en passant d'un **rapport de *b/t*** de 23.6 à 30.9 et 35.4, la résistance axiale du poteau a diminué de 14 % et 18 % respectivement.

- Les paramètres qui suivent n'ont **pas une influence significative** sur la capacité axiale maximale pouvant supporter les poteaux composites partiellement enrobés de béton :
    - Grandeur de **l'imperfection initiale** des ailes du profilé d'acier dans les analyses incluant le voilement local;
    - Contribution du **béton en traction**;
    - **Ajustement du module élastique** du béton en compression;
    - **Contraintes résiduelles** dans le profilé d'acier;
    - **Écrouissage de l'acier**;
    - **État de déchargement cumulatif** des matériaux;
    - **Grandeur des incréments de charge** utilisés pour réaliser les analyses.

L'ajout de fibres métalliques aux mélanges de béton n'augmente pas la résistance axiale des poteaux composites de façon importante mais préserve un peu plus la ductilité des poteaux (voir Section 4.5.6). Toutefois, ce gain est faible pour des grandes déformations car dès que la flèche transversale dépasse les 20 mm, les bétons avec ou sans fibres métalliques affichent le même comportement.

Ce dernier point sera validé au Chapitre 6 qui traitera de l'analyse des essais expérimentaux réalisés en laboratoire qui incluent le comportement de poteaux composites faits de béton normal, renforcé ou non de fibres d'acier, et de béton haute performance, renforcé ou non de fibres d'acier. La contribution des fibres métalliques au comportement des poteaux composites sera étudiée en fonction de divers paramètres comparatifs.

CHAPITRE 5

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

La réalisation du programme expérimental avait pour objectif premier d'étudier le comportement réel des poteaux composites constitués de matériaux de haute performance. Plus spécifiquement, l'étude en laboratoire portait sur l'effet de l'utilisation de béton de haute performance et/ou de béton renforcé de fibres d'acier sur le comportement des poteaux composites comparativement aux poteaux composites faits de béton normal.

Un total de 16 poteaux composites de 400 x 400 x 2000 mm ont été fabriqués dans le cadre de ce programme de recherche expérimentale. Les 5 types de béton choisis pour la fabrication des poteaux composites dans ce projet de recherche possédaient les caractéristiques nominales suivantes :

- Béton normal : Résistance à la compression de l'ordre de 30 MPa;
- Béton normal renforcé de fibres d'acier : Résistance à la compression de l'ordre de 30 MPa, fraction volumique en fibres de 1.0 %;
- Béton haute performance : Résistance à la compression de l'ordre de 60 MPa;
- Béton haute performance, renforcé de fibres d'acier : Résistance à la compression de l'ordre de 60 MPa, fraction volumique en fibres de 1.0 %;
- Béton haute performance : Résistance à la compression de l'ordre de 80 MPa utilisé uniquement dans les extrémités des poteaux composites.

Le présent chapitre est divisé de façon à présenter une description générale du programme d'essais, suivi du détail de la caractérisation des divers constituants des poteaux composites, de la description détaillée des poteaux composites testés en laboratoire et finalement, le détail des procédures utilisées lors des essais de chargement.

Le chapitre qui suivra présentera les résultats obtenus des tests sur les poteaux composites de même que l'analyse des résultats expérimentaux.

5.1 Description du programme d'essais

Les caractéristiques géométriques des poteaux composites de même que les types de chargement appliqués ont été sélectionnés dans le but de maximiser les dimensions des poteaux pouvant être testés en fonction de la capacité de la presse et également dans le but d'établir le plus de comparaisons possibles avec les nombreux résultats des études expérimentales précédentes [Bouchereau et Toupin, 2003; Chicoine, 2001; Fillion, 1998].

5.1.1 Première série de tests

Tout d'abord, une première série de tests servira à quantifier l'apport des fibres métalliques au comportement des poteaux composites fabriqués à partir d'un béton dont la résistance spécifiée à la compression est de 30 MPa. Dans le but d'illustrer les explications qui vont suivre, la Figure 5-1 montre la répartition des spécimens choisis pour cette première série de tests.

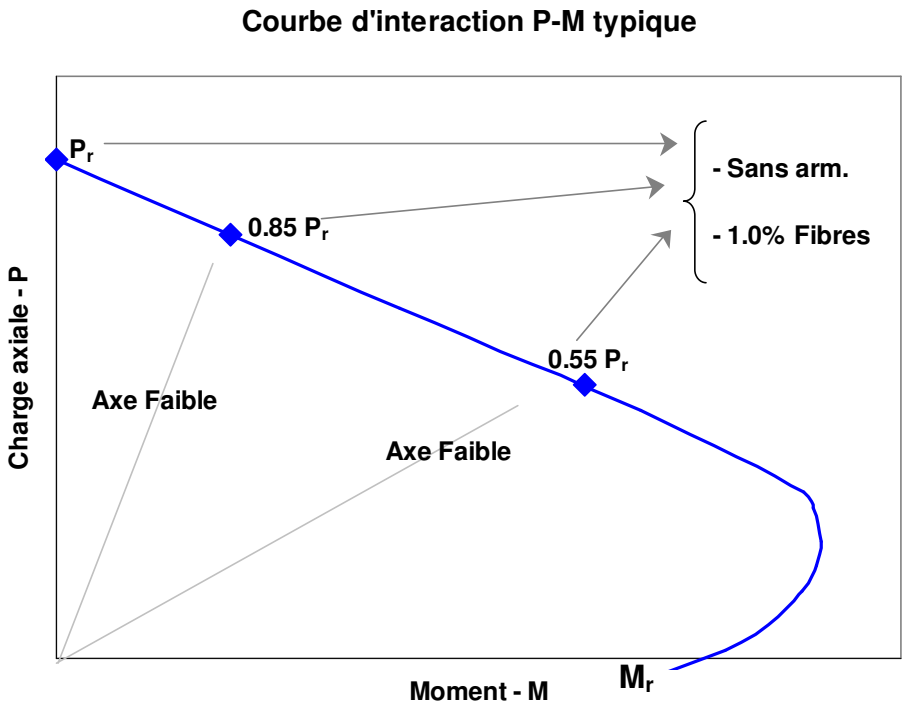


Figure 5-1 Schéma illustrant la répartition de la première série de tests de poteaux composites

5.1.1.1 Vérification de la résistance axiale maximale des poteaux

Le poteau qui offre la plus grande capacité axiale est celui qui est testé en compression pure avec une section de 400 x 400 mm et des plaques de 7.9 mm d'épaisseur. Il faut s'assurer dans ce cas, que sa résistance axiale maximale n'excède pas la capacité de 12 MN de la presse qui sera utilisée lors des tests.

Deux calculs ont été réalisés à cet effet. Premièrement, à l'aide d'un outil de calcul qui sera décrit plus en détails à la Section 5.4.3.2, la capacité axiale du poteau en compression pure a été évaluée en faisant la somme des efforts axiaux de toutes les tranches de calcul sur la section du poteau composite, et ce, pour une déformation uniforme équivalente à la déformation au pic du béton, ε_{cpic}, sur toute la section.

Pour un poteau composite fait avec un béton d'une résistance nominale de 30 MPa et des semelles d'acier de 400 x 7.94 mm (5/16'') dont la limite élastique nominale est de 350 MPa, la résistance nominale du poteau composite non élancé et soumis à une charge axiale concentrique tel qu'énoncé par la norme CAN/CSA-S16 (article 18.3.2) est la suivante :

$$C_p = A_{se}F_y + 0.8A_c f_c' + A_r F_{yr} \qquad \textbf{(5-1)}$$

Cette équation a permis de déterminer une capacité de 6565 kN. Ce calcul assume que tous les matériaux atteignent leur résistance maximale en même temps, c'est-à-dire pour un même niveau de déformation. Le facteur de réduction de la résistance du béton est de 0.8 alors que la section effective de plaque d'acier est dépendante, entre autres, de l'espacement des tirants.

En conservant la même géométrie, mais en considérant une limite élastique de l'acier de 400 MPa, il est possible d'augmenter la résistance du béton jusqu'à 72 MPa avant d'atteindre la capacité de la presse.

Il est à noter que ces deux calculs ne tiennent pas compte des effets P-δ qui peuvent réduire la capacité axiale d'un poteau élancé. Compte tenu que les tests sont effectués sur des poteaux courts, ces effets seront très petits.

Dans un cas comme dans l'autre, la capacité de la presse n'est pas excédée et la marge d'erreur permise sur la capacité des constituants des poteaux composites est acceptable. Toutefois, c'est le calcul présenté à la Section 5.1.2.1 pour les poteaux composites faits de béton haute performance qui est critique.

5.1.1.2 Paramètres à l'étude

Le choix des 3 types de chargement principaux à appliquer, montrés à la Figure 5-1, a été dicté par les essais réalisés par Boucheau et Toupin (2003). La description présentée ici permet de justifier ces choix et également de situer le type de chargement par rapport à son cadre d'utilisation dans les bâtiments multi-étagés :

- Compression pure ($\boldsymbol{P_r}$) : Caractériser la résistance axiale maximale des poteaux composites. À noter que la variable P_r sera utilisée dans cette thèse afin de faire la distinction avec la résistance axiale C_r déterminée par la norme CAN/CSA-S16;

- Compression-flexion pour atteindre **0.85** $\boldsymbol{P_r}$: Évaluer le comportement de poteaux composites de gravité chargés principalement en compression mais dont la composante de flexion provient de l'excentricité des assemblages des poutres aux poteaux. L'excentricité a plus de conséquence sur la résistance axiale d'un poteau lorsqu'elle sollicite ce dernier suivant son axe faible. C'est donc ce cas plus critique qui sera testé ici pour une résistance du béton du poteau composite de 30 MPa. Les poteaux des contreventements soumis aux efforts du vent ou de séismes suivant l'axe fort, de même que les poteaux des murs de refend (aux étages inférieurs d'un bâtiment) soumis aux efforts sismiques suivant l'axe fort sont également des poteaux qui atteignent ce niveau de charge axiale.

  Afin de caractériser la dégradation de poteaux soumis à des chargements cycliques, des poteaux avec et sans fibres métalliques seront initialement soumis à des cycles de chargement en compression-flexion suivant l'axe faible avec la même excentricité. Selon les cycles, les niveaux de sollicitations varient entre 0.15 P_r à 1.00 P_r. Par la suite, les poteaux sont chargés en compression-flexion avec la même excentricité jusqu'à la rupture afin de déterminer si leur capacité a été affectée par les cycles de chargement.

À noter que la charge de 1.00 P_r correspond à environ 70 % P_u. Les poteaux sont donc soumis à des efforts cycliques correspondant à 100 % de leur résistance évaluée avec les facteurs de pondération (voir Section 5.6.3.2).

- Compression-flexion pour atteindre **0.55 P_r** : Déterminer le comportement de poteaux composites soumis à des grands efforts de flexion causés par le débalancement des charges axiales appliquées. Ce type de chargement est typique des poteaux situés sur la périphérie d'un bâtiment où les poutres ne sollicitent pas les poteaux de façon symétrique. La conception de ces poteaux est généralement faite de sorte qu'ils soient sollicités en compression-flexion suivant leur axe fort. C'est également le cas des poteaux de murs de refend (aux étages supérieurs d'un bâtiment) qui atteignent ce niveau de sollicitation lorsqu'ils sont soumis à de la compression-flexion suivant l'axe fort sous chargement sismique.

  Compte tenu que le comportement des poteaux en compression-flexion suivant l'axe faible est plus critique et qu'il a été montré dans des études précédentes (Bouchereau et Toupin, 2003) qu'il est plus sensible à la présence d'acier d'armature supplémentaire, c'est ce dernier qui sera étudié expérimentalement dans cette étude pour mieux évaluer l'apport des fibres métalliques.

  Pour ce type de chargement, il y aura également des poteaux initialement soumis à des cycles de chargement en compression-flexion suivant l'axe faible avec la même excentricité afin de caractériser la dégradation des poteaux ainsi sollicités.

Pour chacune de ces combinaisons de charges, 2 mélanges de béton distincts possédant la même résistance spécifiée à la compression de 30 MPa sont utilisés :

- Béton normal;
- Béton renforcé de fibres d'acier à raison d'une fraction volumique de 1.0 %.

À noter que les niveaux de chargement à atteindre (0.85 P_r et 0.55 P_r) ont été déterminés précédemment par Bouchereau et Toupin (2003). Ils ont évalué l'importance relative des efforts

axiaux et des efforts de flexion de divers types de poteaux de bâtiments multi-étagés. Leur étude portait sur des bâtiments de 16 et 24 étages. Le calcul des charges basé sur le CNBC (1995) ainsi que les analyses des bâtiments ont permis d'évaluer le niveau de sollicitation atteint par :

- les poteaux des contreventements soumis aux charges de vent;
- les poteaux des contreventements soumis aux charges de séisme;
- les poteaux de murs de refend soumis aux charges de séisme;
- les poteaux de rives non chargés symétriquement par les poutres par rapport à leur axe fort et soumis aux effets de l'excentricité des assemblages transmettant les charges axiales.

5.1.2 Deuxième série de tests

Une deuxième série de tests permet ensuite d'évaluer le comportement des poteaux composites fabriqués de béton haute performance dont la résistance spécifiée à la compression est de 60 MPa avec ou sans ajout de fibres métalliques. La Figure 5-2 montre la répartition des spécimens qui seront testés à cet effet.

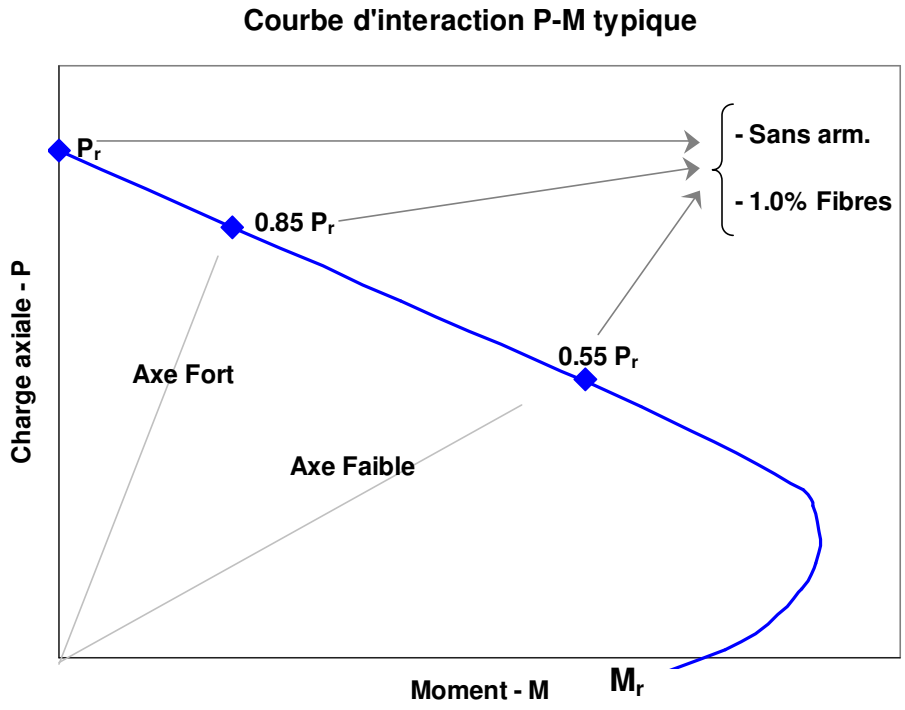


Figure 5-2 Schéma illustrant la répartition de la seconde série de tests de poteaux composites

5.1.2.1 Vérification de la résistance axiale maximale des poteaux

Comme cela a été décrit à la Section 5.1.1.1, les spécimens de 450 x 450 mm étaient adéquats pour les poteaux composites faits de béton normal mais deviennent plus résistants que la capacité de la presse pour le béton de 60 MPa. C'est pourquoi tous les spécimens testés sont des poteaux de 400 x 400 x 2000 mm.

Il est à noter que des spécimens de 300 x 300 mm auraient également pu aussi être choisis et ainsi les résultats de ces tests auraient pu être directement comparés aux essais précédents de Chicoine (2001) et Fillion (1998). Cependant, la taille maximale pouvant être sélectionnée a été préférée puisqu'il avait été établi dans ces études que l'effet d'échelle était plus significatif pour cette taille de spécimens comparativement aux spécimens de 450 x 450 mm et de 600 x 600 mm où l'effet d'échelle devenait pratiquement inexistant.

5.1.2.2 Paramètres à l'étude

Les types de chargement étudiés sont très similaires à ceux présentés pour la première série de tests. La seule différence est que le chargement en compression-flexion qui permet d'atteindre 0.85 P_r sera effectué suivant l'axe fort.

En effet, l'utilisation des poteaux composites faits de béton de haute performance a pour principal but d'obtenir des sections de poteaux plus petites pour une même résistance. Ce choix s'avère particulièrement avantageux pour les poteaux des niveaux inférieurs des bâtiments multi-étagés où l'espace disponible est plus critique. Compte tenu que les poteaux inférieurs doivent résister à de très grandes charges axiales, il est moins probable qu'ils soient soumis à des efforts de flexion importants par rapport à leur niveau de charges axiales. C'est le cas des poteaux de contreventements soumis aux effets du vent ou de séisme suivant l'axe fort et des poteaux de murs de refend soumis aux efforts sismiques. Bouchereau et Toupin (2003) ont démontré que les niveaux de sollicitations de ces poteaux étaient équivalents à $0.85\ P_r$. C'est pourquoi l'axe de flexion a été choisi selon l'axe fort dans ce présent cas.

La comparaison directe entre les poteaux de béton normal et les poteaux de béton de haute performance testés en compression-flexion pourra être établie pour le chargement en

compression-flexion à *0.55* P_r. En effet, il a été décidé que les poteaux seraient fléchis autour de l'axe faible car il s'agit du cas le plus critique pour la réponse des poteaux composites. Malgré que ce cas soit moins susceptible de survenir pour les poteaux composites faits de béton de haute performance, il s'agira d'une évaluation conservatrice du comportement des poteaux composites.

Finalement, un seul dosage en fibres métalliques a été sélectionné pour les tests sur les bétons haute performance, soit 1%.

5.1.3 Sommaire du programme expérimental

Le choix des poteaux retenus pour le programme expérimental est présenté au Tableau 5-1. Les 16 poteaux composites comprennent 4 mélanges distincts de béton alors que 5 types de chargement seront appliqués.

Tableau 5-1 Distribution et identification des poteaux composites du programme de recherche expérimentale

BÉTON NORMAL - 30 MPa

	Identification	
Sollicitation	---	Fibres 1,0%
Pr	80-30-80 N-C	80-30F-80 NF-C
0,85 Pr Axe Faible	80-30-80 N-1	80-30F-80 NF-1
Cyc. + 0,85 Pr Axe Faible	80-30-80 N-1cyc	80-30F-80 NF-1cyc
0,55 Pr Axe Faible	---	80-30F-80 NF-2
Cyc. + 0,55 Pr Axe Faible	---	80-30F-80 NF-2cyc

BÉTON HAUTE PERFORMANCE - 60 MPa

	Identification	
Sollicitation	---	Fibres 1,0%
Pr	---	---
0,85 Pr Axe Fort	80-60-80 H-1	80-60F-80 HF-1
Cyc. + 0,85 Pr Axe Fort	80-60-80 H-1cyc	80-60F-80 HF-1cyc
0,55 Pr Axe Faible	80-60-80 H-2	80-60F-80 HF-2
Cyc. + 0,55 Pr Axe Faible	80-60-80 H-2cyc	80-60F-80 HF-2cyc

Le Tableau 5-1 montre le code d'identification des poteaux composites du programme expérimental. La première lettre indique si le poteau est fait de béton normal « **N** » ou de béton

haute performance « **H** ». Le cas échéant, si ces lettres sont suivies d'un « **F** », cela indique que le poteau possède une teneur en fibres métalliques de 1.0 %.

Après le premier tiret, la lettre « **C** » indique que le poteau est testé en **C**ompression pure. Le chiffre « **1** » signifie que le poteau est testé en compression-flexion à $0.85\ P_r$. Le chiffre « **2** » signifie que le poteau est testé en compression-flexion à $0.55\ P_r$. Les lettres « **cyc** » signifient que le poteau est d'abord chargé en compression-flexion de façon cyclique, pour ensuite être chargé jusqu'à la rupture en compression-flexion selon l'axe et l'excentricité spécifiés.

Deux poteaux sont testés en compression pure, dix poteaux sont testés en compression-flexion suivant l'axe faible et quatre poteaux sont testés en compression-flexion suivant l'axe fort. Seuls les poteaux faits de BHP et testés avec une excentricité permettant d'atteindre $0.85\ P_r$ sont testés suivant leur axe fort.

Un béton de résistance plus élevée a été utilisé aux deux extrémités des poteaux afin de s'assurer que la rupture se produise dans la partie centrale. Ainsi, la notation indiquée au-dessus de l'identification des poteaux, permet de savoir rapidement de quel type de béton était constitué les poteaux composites. Par exemple, la notation « 80-60F-80 » indique que les deux extrémités du poteau sont composées de béton de 80 MPa alors que la partie du centre contient du béton de 60 MPa avec des fibres métalliques, *F*.

L'Annexe I permet de préciser, pour chacun des matériaux employés dans la fabrication des poteaux composites, une description des échantillons, des essais effectués, des normes appliquées ainsi que les résultats obtenus. Tous ces aspects seront expliqués en détails afin d'assurer la reproductibilité de ces tests au besoin.

Les excentricités des charges appliquées seront traitées à la Section 5.4.3.2.

Rappelons que le but principal des essais réalisés en laboratoire dans le cadre de ce programme de recherche est de comparer le comportement de poteaux composites fabriqués à partir de béton normal par rapport au comportement de poteaux composites faits de bétons haute performance.

Les 5 types de béton choisis pour la fabrication des poteaux composites dans ce projet de recherche devront posséder les caractéristiques nominales suivantes :

- Béton normal : Résistance à la compression de l'ordre de 30 MPa;
- Béton normal renforcé de fibres d'acier : Résistance à la compression de l'ordre de 30 MPa, fraction volumique en fibres de 1.0 %;
- Béton haute performance : Résistance à la compression de l'ordre de 60 MPa;
- Béton haute performance, renforcé de fibres d'acier : Résistance à la compression de l'ordre de 60 MPa, fraction volumique en fibres de 1.0 %;
- Béton haute performance : Résistance à la compression de l'ordre de 80 MPa utilisé uniquement dans les extrémités des poteaux composites.

L'utilisation de béton de plus grande résistance à la compression permettra d'augmenter la capacité des poteaux composites et/ou de réduire la taille des poteaux pour un même niveau de chargement. De plus, des comparaisons seront établies par rapport au niveau de ductilité pouvant être atteint ainsi que le comportement post-pic de ces derniers.

L'apport de fibres d'acier au mélange de béton normal et de haute performance sera évalué et comparé aux différences de comportement observées pour les poteaux composites fabriqués à partir de bétons sans fibres métalliques.

Les propriétés des types de bétons et des aciers utilisés dans le programme expérimental sont décrites à l'Annexe I.

5.1.4 Validité statistique des essais

Il faut noter ici que la validité statistique de la répartition des spécimens présentée pourrait être partiellement remise en cause. Aucun duplicata de spécimen n'a été prévu au programme et il sera impossible d'effectuer une analyse statistique sur les résultats obtenus à moins de faire des hypothèses simplificatrices en combinant les résultats de poteaux composites similaires pour les comparer avec d'autres groupes de spécimens similaires. Compte tenu des différences entre chacun des spécimens d'un même groupe, ce genre d'hypothèse simplificatrice augmente l'écart relatif entre les réponses d'un même groupe et peut faire en sorte que l'effet d'un ou plusieurs

facteurs étudiés, surtout ceux ayant une faible influence sur le comportement des poteaux composites, soit mal interprété.

Par exemple, ce n'est pas parce que la capacité d'un poteau est plus grande qu'un autre qu'il est permis de conclure qu'en toute circonstance il en sera de même. Si l'écart expérimental possible entre deux types de spécimens n'a pas été quantifié, la différence entre deux poteaux pourrait s'avérer inférieure à cet écart expérimental; ce qui voudrait dire que la différence mesurée n'est pas significative statistiquement. Seule une distribution normale peut permettre de quantifier de façon précise cet écart expérimental. Une distribution factorielle ou factorielle fractionnée (avec un minimum de deux duplicatas par cas étudié) pourrait également permettre de déterminer de façon relative si l'erreur expérimentale est plus importante que l'effet mesuré.

Cependant, compte tenu de plusieurs considérations pratiques telles que la grosseur des spécimens étudiés, la complexité des montages, le temps requis en laboratoire et le coût du programme de recherche, qui ne vont généralement pas dans le même sens que la « parfaite » validité statistique des essais à réaliser, il a été décidé d'opter pour une matrice de tests permettant d'étudier le plus de facteurs possibles mais ne permettant pas de quantifier statistiquement de façon exacte l'effet de chacun. Seule une tendance générale pourra être observée avec un ordre de grandeur associé à chaque paramètre étudié. La tolérance de l'ordre de grandeur ne peut alors être évaluée de façon précise. De plus, si des spécimens présentent un ou des problèmes majeurs ou d'autres effets indésirables, comme l'hétérogénéité du béton ou des problèmes au niveau de l'instrumentation durant les tests, les résultats pourraient s'avérer d'autant plus difficiles à interpréter.

5.2 Propriétés des poteaux composites

La section suivante présente la description complète des principaux spécimens étudiés dans ce programme de recherche. La configuration des poteaux composites utilisés sera exposée en détails. Ensuite, il sera question de l'instrumentation choisie afin de mesurer les déformations des matériaux, la déformation axiale des poteaux, la flèche transversale des poteaux et la rotation des appuis. Finalement, les procédures de laboratoire servant à réaliser les tests de compression-flexion statique et cyclique seront expliquées en détails.

5.2.1 Description des poteaux composites

Un total de 16 poteaux composites ont été fabriqués dans le cadre de ce programme de recherche expérimentale par l'entreprise Canam. Les Figures 5-3 à 5-5 illustrent les dimensions d'un poteau composite 400 x 400 x 2000 mm typique, la configuration des tirants d'acier utilisée ainsi que la disposition des aciers d'armature le cas échéant.

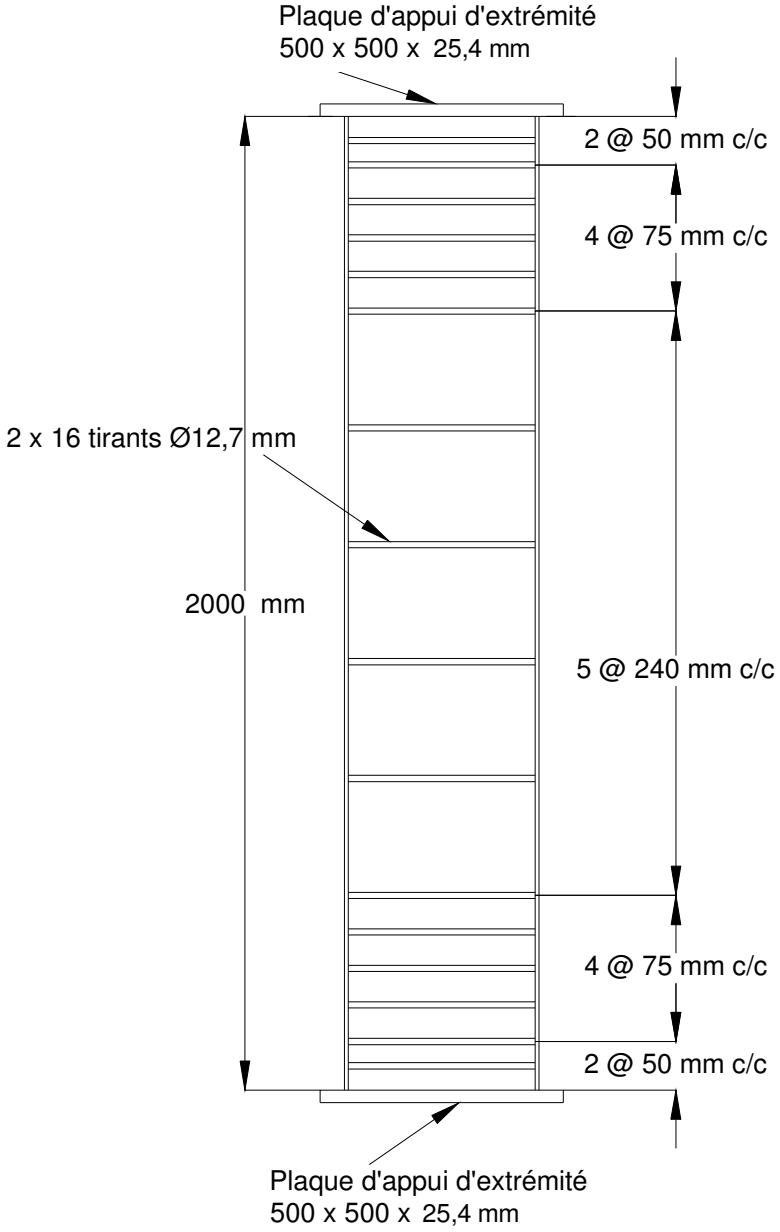


Figure 5-3 Vue en élévation du profilé d'acier 400 x 400 x 2000 mm avec la disposition des tirants

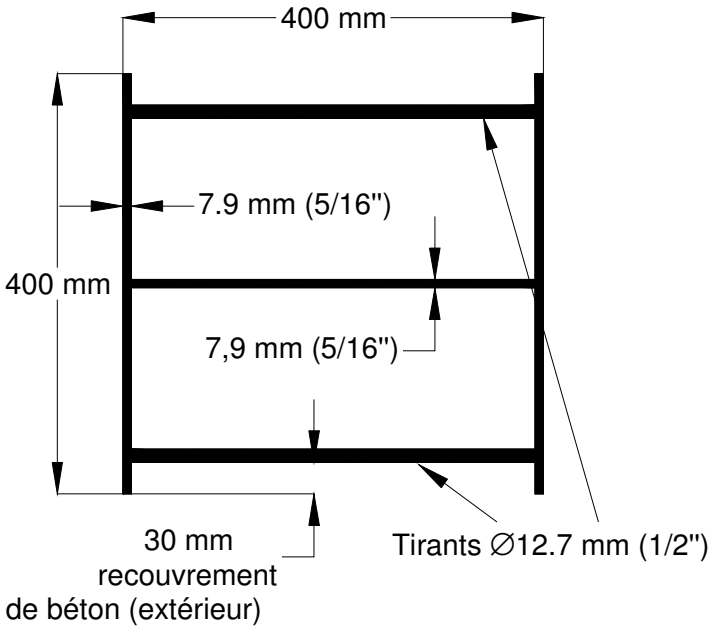


Figure 5-4 Section du profilé d'acier 400 x 400 x 2000 mm

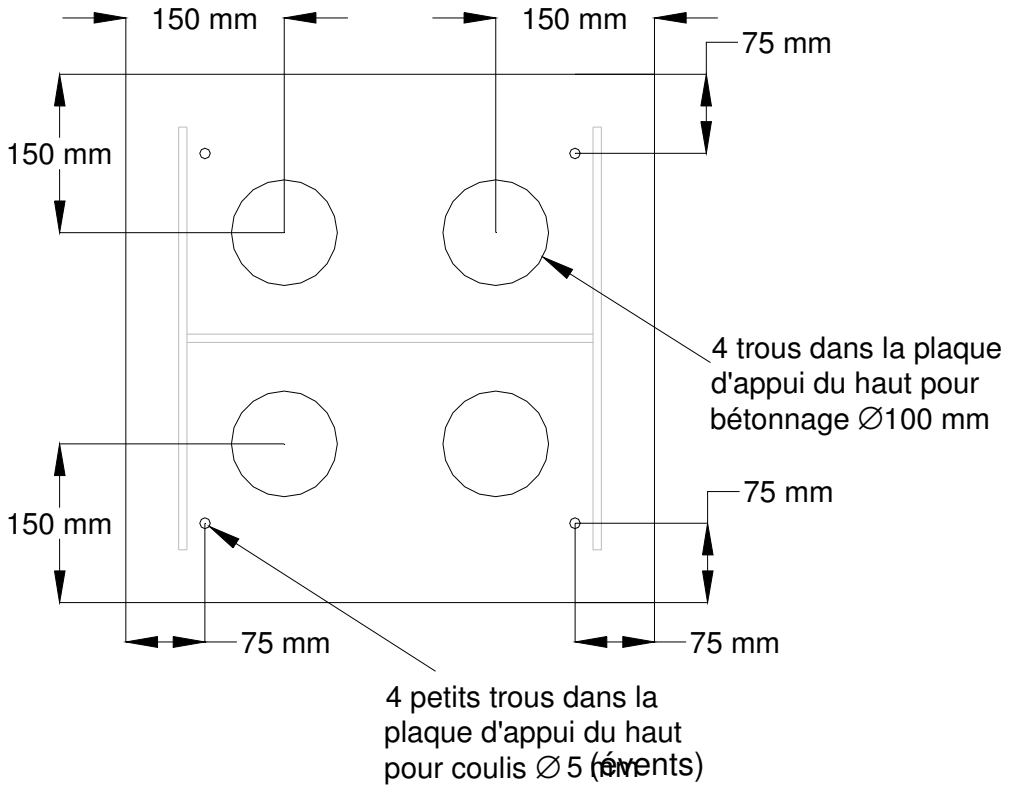


Figure 5-5 Vue en plan de la plaque d'appui 500 x 500 x 25.4 mm du haut des profilés d'acier 400 x 400 x 2000 mm

Caractéristiques des poteaux composites de 400 x 400 x 2000 mm :

- Hauteur de 2000 mm des poteaux composites testés en compression-flexion ou en compression pure. Cette hauteur correspond à *5d* et fait en sorte que les spécimens testés se comportent comme des poteaux courts selon Galambos (1998);

- Section symétrique de 400 x 400 mm;

- Épaisseur des plaques du profilé d'acier de 7.9 mm. Le rapport *b/t* de 25.3 est inférieur à la limite de 32 prescrite à l'article 18.3.1 f) de la norme CAN/CSA-S16;

- Limite élastique, F_{ypl}, de 350 MPa des plaques du profilé d'acier;

- Plaques d'appui de 500 x 500 x 25 mm soudées aux deux extrémités des profilés d'acier. Celle du sommet du poteau possède quatre trous de 100 mm de diamètre pour couler le béton.

  De plus, il est nécessaire de prévoir 4 petits trous aux 4 coins du poteau afin de faciliter la mise en place du coulis sans retrait;

- Tirants d'acier de 12.7 mm de diamètre, espacés de 240 mm c/c dans la partie centrale sur une hauteur de 1200 mm, de 75 mm c/c aux deux extrémités sur une hauteur de 300 mm et de 50 mm c/c aux deux extrémités sur une hauteur de 100 mm. Les tirants sont soudés entre les ailes du profilé de façon à obtenir un recouvrement de béton de 30 mm tel que prescrit par la norme CAN/CSA-S16 à l'article 18.3.1 i).

  La section de 127 mm^2 des tirants ainsi que leur espacement choisi de 240 mm respectent les limites prescrites par la norme CAN/CSA-S16 à l'article 18.3.1.1 h) :
  - Section, A, supérieure à :
    - 63 mm^2;
    - $0.01\ b_f t = 0.01 * 400\ \text{mm} * 7.9\ \text{mm} = 32\ \text{mm}^2$;

- 0.5 mm^2/mm d'espacement des tirants = 0.5 * 240 mm = 120 mm^2.

Choix : A = 127 mm^2

- Espacement maximal, s, inférieur à :
  - 500 mm;
  - 2 b_f /3 = 2/3 * 400 mm = 267 mm.

  Choix : s = 240 mm

Les Tableaux 5-2 à 5-4 compilent les caractéristiques géométriques des profilés d'acier fabriqués pour réaliser les poteaux composites du présent programme d'essais.

Tableau 5-2 Différentes dimensions des plaques des profilés d'acier à fabriquer

#	Plaques des semelles (mm)	Plaque de l'âme (mm)	Hauteur (âme et semelles) (mm)	Espacement et diamètre des tirants entre les semelles (mm)
16	400 x 7,9 (5/16")	384 x 7,9 (5/16")	2000	2 @ 50 mm c/c (2 extr.) 4 @ 75 mm c/c (2 extr.) 5 @ 240 mm c/c (centre) Total = 16 tirants ∅12,7 (1/2") / côté

Tableau 5-2 (suite) Différentes dimensions des plaques des profilés d'acier à fabriquer

#	Plaques d'appui d'extrémité (mm)	Disposition des trous dans la plaque d'appui du haut (mm)	
16	500 x 500 x 25,4 (1")	Centre à 150 mm des 2 côtés 4 trous ∅100 (4")	Centre à 75 mm des 2 côtés 4 trous ∅5

Une fois tous les spécimens fabriqués à l'usine et livrés au laboratoire, des mesures ont été prises afin de déterminer de façon précise les dimensions des plaques d'acier. Les Tableaux 5-3 et 5-4 donnent les moyennes des largeurs et des épaisseurs des semelles pour chaque poteau.

Tableau 5-3 Largeurs moyennes des semelles des poteaux

Poteau	Largeur (mm)	Poteau	Largeur (mm)
N-C	399.0	H-1	399.8
N-1	399.6	H-1cyc	399.4
N-1cyc	399.9	H-2	399.8
NF-C	400.3	H-2cyc	399.6
NF-1	399.1	HF-1	399.7
NF-1cyc	399.1	HF-1cyc	399.5
NF-2	399.4	HF-2	398.4
NF-2cyc	400.5	HF-2cyc	400.2

Tableau 5-4 Épaisseurs moyennes des semelles des poteaux

Poteau	Épaisseur (mm)	Poteau	Épaisseur (mm)
N-C	8.43	H-1	8.34
N-1	8.34	H-1cyc	8.39
N-1cyc	8.38	H-2	8.28
NF-C	8.28	H-2cyc	8.28
NF-1	8.50	HF-1	8.36
NF-1cyc	8.45	HF-1cyc	8.34
NF-2	8.29	HF-2	8.46
NF-2cyc	8.35	HF-2cyc	8.30

5.2.2 Fabrication des poteaux composites

5.2.2.1 Assemblage des profilés d'acier, tirants et armatures

Les profilés d'acier, les plaques d'appui ainsi que les tirants ont été assemblés à l'usine de St-Gédéon du Groupe Canam.

5.2.2.2 Évaluation des défauts de rectitude

Dans le but de faciliter les observations et mesures en cours de chargement, les 4 points cardinaux étaient utilisés pour désigner chacune des faces des poteaux composites. Il y avait alors les faces

S, E, N et O. L'orientation des points cardinaux demeurait la même d'un spécimen à l'autre. De la même façon, chacun des 4 coins de la colonne fut identifié en fonction des 4 points cardinaux. Il y avait donc les coins SE, SO, NO et NE.

La mesure des défauts de rectitude du profilé d'acier permet d'ajuster ce paramètre lors de l'utilisation du logiciel de calculs. De plus, si les différences mesurées entre deux spécimens jumeaux sont notables, elles pourraient permettre d'expliquer en partie des différences de comportement le cas échéant.

Pour les poteaux de 400 x 400 x 2000 mm, ces mesures sont prises vis-à-vis les tirants et au centre de l'espace entre les 5 tirants centraux espacés de 240 mm. Ces mesures sont donc prises à 11 élévations données par rapport au-dessus de la plaque d'appui du bas du poteau composite : 400, 520, 640, 760, 880, 1000, 1120, 1240, 1360, 1480 et 1600 mm.

Pour la prise des mesures, une barre droite est placée aux jonctions des deux plaques d'appui avec les extrémités de l'intérieur de l'aile en contact avec le béton. Les lectures sont prises à l'aide d'un pied à coulisse ayant une précision de ±0.01 mm.

La Figure 5-6 illustre la prise des mesures à effectuer, où les variables T_i et C_i servent uniquement à simplifier la notation pour les élévations pour l'exemple de calcul montré plus bas :

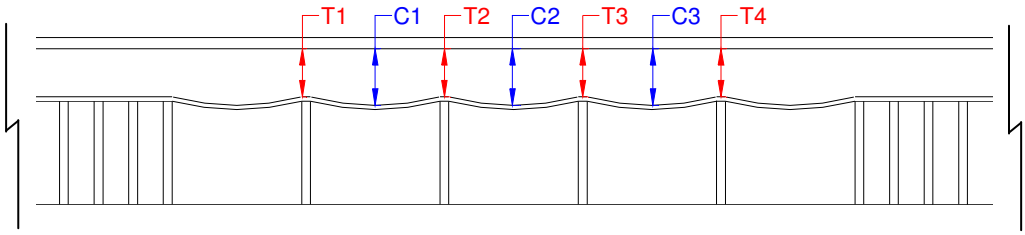


Figure 5-6 Schéma montrant la mesure des défauts de rectitude

L'écart entre la mesure prise entre deux tirants et celle obtenue au centre à l'aide de l'équation de la droite reliant les deux tirants donne la grandeur de l'imperfection initiale à considérer lors de la modélisation.

Par exemple, si *T1* = 30.00 mm, *T2* = 30.20 mm et *C1* = 31.50 mm, alors une droite reliant *T1* et *T2* donne une mesure au centre de l'espacement entre les deux tirants de 30.10 mm pour un profilé d'acier parfaitement droit entre les deux tirants. Par contre, la lecture de *C1* indique que le défaut de rectitude à considérer pour le calcul de voilement local dans les logiciels d'analyse est de 31.50 – 30.10 = 1.4 mm. Cette valeur positive indique que le défaut de rectitude est dirigé vers l'intérieur du profilé, c'est-à-dire vers le béton.

Il est important de noter si ce défaut de rectitude déplace l'aile vers l'extérieur (-) ou vers l'intérieur (+), c'est-à-dire vers le béton du poteau composite. D'après le procédé de fabrication de poteaux et les mesures effectuées dans les tests en laboratoires précédents, la soudure des tirants a tendance à créer des imperfections initiales vers l'intérieur du poteau entre les tirants.

Le Tableau 5-5 donne la valeur des plus grands défauts de rectitude mesurés entre les tirants espacés de 240 mm et ce, du côté des poteaux qui sera le plus comprimé durant les tests de compression-flexion. Ces valeurs seront utilisées lors des simulations analytiques pour initier le voilement local. À noter que la valeur moyenne de tous les défauts de rectitude mesurés entre tous les tirants espacés de 240 mm était de 0.31 mm.

Tableau 5-5 Pires défauts de rectitude mesurés entre les tirants des poteaux

Poteau	Défaut (mm)	Poteau	Défaut (mm)
N-C	0.54	H-1	0.66
N-1	0.47	H-1cyc	0.39
N-1cyc	0.59	H-2	0.62
NF-C	0.57	H-2cyc	0.58
NF-1	0.36	HF-1	0.57
NF-1cyc	0.80	HF-1cyc	0.46
NF-2	0.82	HF-2	0.71
NF-2cyc	0.43	HF-2cyc	0.53

La norme CAN/CSA-S16, article 18.3.1.1 spécifie que le défaut de rectitude maximum permis est de 0.005 fois l'espacement des tirants (donc, *s / 200*), ce qui donne 1.2 mm pour les poteaux

composites testés dans ce projet de recherche. Le pire défaut de rectitude indiqué au Tableau 5-5 correspond à près de *s / 300* ; ce qui respecte les critères de la norme.

5.2.2.3 Évaluation des contraintes résiduelles

Étant donné la complexité et le temps requis pour réaliser ces mesures, considérant la faible influence de ces contraintes sur le comportement global des poteaux (voir Chapitre 4) et compte tenu des mesures obtenues sur des profilés de dimensions comparables, il a été convenu dès le début de ce projet de ne pas réaliser ces mesures.

5.2.2.4 Bétonnage des poteaux composites

Lorsque toute l'instrumentation requise fut installée, des coffrages ont été réalisés sur 400 mm de hauteur. L'utilisation du béton de plus grande résistance ainsi que la mise en place de tirants plus rapprochés dans les extrémités des poteaux visait à s'assurer que la rupture se produise au centre du poteau, loin des extrémités où les effets de bout peuvent affecter le comportement. Cela a permis de concentrer toute l'instrumentation au centre.

Avant de procéder à la mise en place du béton des poteaux composites, les coffrages ont été enduits d'huile pour faciliter le décoffrage des poteaux composites. Les poteaux ont été disposés verticalement dans le laboratoire de structures (voir Figure 5-7). Les coffrages ont été fabriqués en trois sections (400 mm, 1200 mm et 400 mm) pour permettre la mise en place des trois types de béton. Les sections de coffrage ont été installées successivement selon la séquence de mise en place des différents types de béton. Pour faciliter la mise en place du béton de la partie inférieure et de la partie centrale, des chutes en bois ont été fabriquées afin que le béton puisse être mis en place directement à partir d'une benne (voir Figure 5-8).

Le béton a d'abord été mis en place à l'aide d'une benne jusqu'au niveau des coffrages inférieurs. Une fois le béton de toutes les extrémités du bas des poteaux mis en place, les sections de coffrage de 1200 mm de hauteur ont été installées afin de mettre en place les parties centrales des poteaux selon les différents types de béton. Finalement, les coffrages d'extrémité ont été installés

et le béton a dû être introduit dans les poteaux par les trous prévus à cet effet dans les plaques d'appui au sommet des poteaux.

Afin de s'assurer que la plaque d'appui supérieure soit en contact parfait avec le béton lors des essais, l'espace laissé causé par le retrait du béton pendant la phase de mûrissement devait être comblé à l'aide d'un coulis haute résistance. Pour faciliter la mise en place de celui-ci, un espace d'environ 25 mm a été laissé entre le dessus du béton et la plaque d'appui d'extrémité juste avant les essais. L'espace libre a ensuite été comblé à l'aide d'un coulis à base de ciment sans retrait à haute performance et possédant une résistance supérieure à celle du béton utilisé (SikaGrout 212 HP).

Le béton de tous les poteaux a été coulé au cours de la seule et même soirée du 28 septembre 2006 (voir Figures 5-9 à 5-11). Lorsque les poteaux furent entièrement remplis de béton, les coffrages sont demeurés en place pendant une semaine afin de permettre la cure du béton. Des bâches de plastique recouvraient les trous des plaques d'acier sur le dessus des poteaux.

Les Figures 5-7 à 5-11 représentent des photographies qui ont été prises le soir de la coulée de béton dans le laboratoire de structures de l'École Polytechnique.

Figure 5-7 Vue d'ensemble des poteaux à couler avant la mise en place des coffrages

a) b)

Figure 5-8 Chutes à béton construites pour faciliter le bétonnage des poteaux : a) chute pour le niveau inférieur (0 à 400 mm) b) chute pour le niveau intermédiaire (400 à 1600 mm)

Figure 5-9 Arrivée d'un camion de béton au laboratoire

a) b)

Figure 5-10 Vues des tests effectués sur le béton frais : a) Teneur en air b) Affaissement

a) b)

Figure 5-11 Photographies typiques de l'activité se déroulant au laboratoire de structures le 28 septembre 2006

c) d)

Figure 5-11 (suite) Photographies typiques de l'activité se déroulant au laboratoire de structures le 28 septembre 2006

5.3 Description de l'instrumentation

5.3.1 Capteurs de déplacement

Un total de 4 capteurs de déplacement, plus communément appelés « LVDT » (Linear Variable Differential Transformers) sont utilisés afin de mesurer les déformations axiales aux 4 coins des poteaux composites lors des essais de chargement. Ces appareils de mesure possèdent une plage fonctionnelle de ±25 mm et une précision de l'ordre de ±0.05 mm (0.2 %).

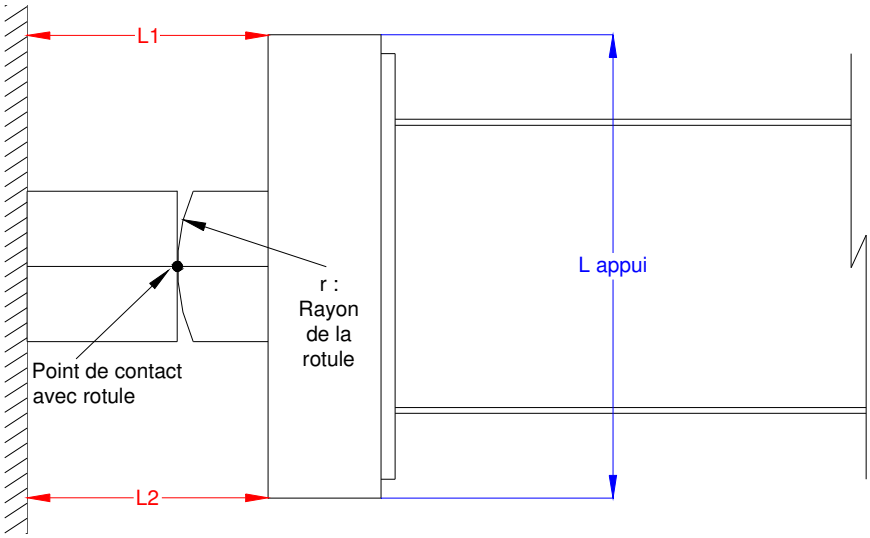
Ces capteurs sont installés de façon à mesurer les déformations axiales sur une hauteur de 720 mm au centre des poteaux. Par conséquent, ils doivent être installés à 640 mm du bas et du haut des poteaux composites de 2000 mm.

Ces mesures permettent de calculer la courbure des poteaux.

5.3.2 Mesures de la flèche transversale

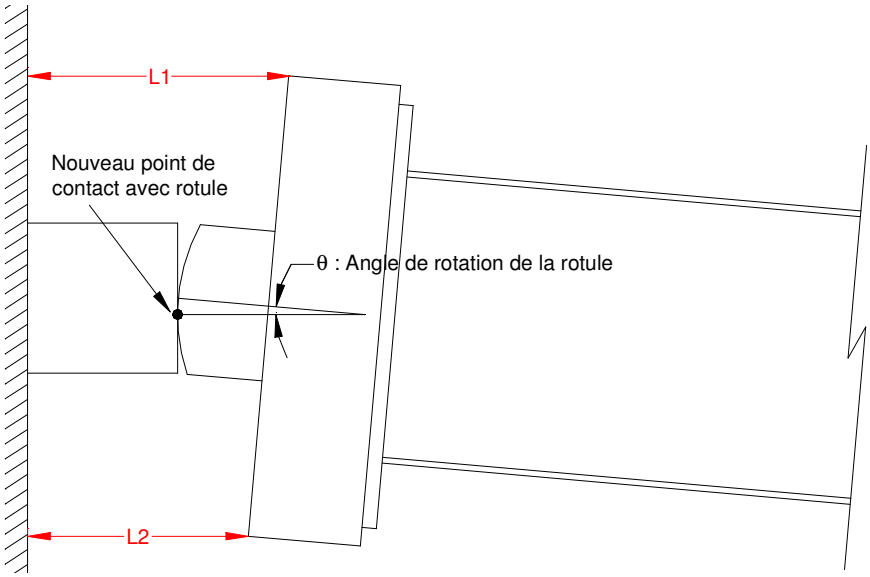
Un potentiomètre à corde permet de mesurer la flèche transversale au centre des poteaux composites testés en compression-flexion et ceux testés en flexion. La plage fonctionnelle du potentiomètre est de ±635 mm et sa précision est de l'ordre de ±0.25 mm.

Il est à noter que lors des essais de chargement, les rotules des appareils d'appui pivotent sur les plaques d'extrémité et créent ainsi un déplacement supplémentaire qui est inclus dans les lectures du potentiomètre puisque les lectures de ce dernier sont fixes par rapport au sol. La Figure 5-12 montre schématiquement le déplacement engendré par les rotules d'appui.



a)

Figure 5-12 a) Position initiale de l'appareil d'appui



b)

Figure 5-12 (suite) b) Rotation de la rotule

Pour corriger les lectures prises à l'aide du potentiomètre, des mesures de rotation des rotules sont prises au cours du chargement afin de déterminer le déplacement transversal de la rotule et le déduire de la lecture du potentiomètre.

La façon de procéder consiste à installer des capteurs de déplacement aux quatre coins de la plaque d'appui sur laquelle repose le poteau. La Figure 5-12 montre seulement deux d'entre eux mais deux autres sont à prévoir à l'autre extrémité de la plaque. Ces capteurs (LVDT) ont une plage fonctionnelle de ±635 mm et leur précision était de l'ordre de ±0.25 mm.

Le calcul du déplacement transversal ou flèche, supplémentaire est expliqué ici. Tout d'abord, l'angle de rotation est calculé de la façon suivante :

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{L_1 - L_2}{L_{appui}}\right) - \theta_0 \qquad \textbf{(5-2)}$$

Dans le cadre de ce projet, deux inclinomètres ont mesuré directement cette valeur à chaque extrémité du poteau.

Finalement, l'arc de cercle formé par la rotule correspond au déplacement transversal recherché est déterminé de la façon suivante :

$$v_{appui} = r\theta \qquad (5\text{-}3)$$

où r est le rayon de la rotule d'appui

Cette valeur doit être soustraite à la valeur de la flèche transversale au centre du poteau donnée par le potentiomètre à corde.

5.3.3 Jauges de déformation

Dans le but de mesurer les déformations longitudinales dans le profilé d'acier au cours de l'essai, la configuration de la Figure 5-13 a été utilisée pour l'installation des jauges résistives :

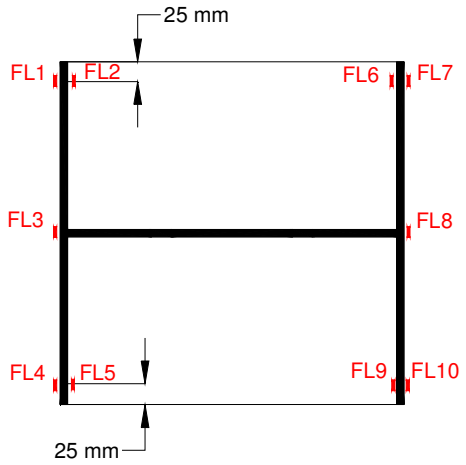


Figure 5-13 Position des jauges résistives pour la mesure des déformations longitudinales des plaques d'acier à mi-hauteur

De plus, pour les 10 poteaux testés suivant leur axe faible, deux jauges sur le béton ont été installées à mi-hauteur du poteau, sur la face comprimée du poteau, de sorte qu'une jauge mesurait la déformation longitudinale et une jauge mesurait la déformation transversale.

Tableau 5-6 Identification des poteaux en fonction de leur instrumentation respective

Identification des poteaux	Jauges résistives	Justificatif	Position des jauges
N-C NF-C H-1 HF-1 H-1cyc HF-1cyc	60	6 poteaux * 10 jauges Déf. long. plaques d'acier **Compression pure et compression flexion axe fort**	L / 2
N-1 NF-1 N-1-cyc NF-1-cyc NF-2 NF-2-cyc H-2 HF-2 H-2-cyc HF-2-cyc	120	10 poteaux * (10+2) jauges Déf. long. plaques d'acier (10 jauges) et déf. long. et transversale du béton (2 jauges) **Compression-flexion axe faible**	L / 2

Total : 180 jauges

La Figure 5-14 montre des photographies d'une vue des poteaux avec leur instrumentation installée et protégée et d'une vue de la coulée de béton.

Figure 5-14
Deux photographies montrant les jauges résistives installées sur les semelles des poteaux à mi-hauteur

5.4 Essais de chargement des poteaux composites

Sur un total de 16 poteaux composites à tester :

- 2 poteaux sont testés de façon statique en compression pure;

- 4 poteaux sont testés de façon statique en compression-flexion (0.85 P_r) (2 suivant l'axe faible et 2 suivant l'axe fort);

- 4 poteaux sont testés de façon cyclique en compression-flexion (0.85 P_r) puis de façon statique selon la même excentricité de la charge axiale jusqu'à la rupture (2 suivant l'axe faible et 2 suivant l'axe fort);

- 4 poteaux sont testés de façon statique en compression-flexion (0.55 P_r) (2 suivant l'axe faible et 2 suivant l'axe fort);

- 2 poteaux sont testés de façon cyclique en compression-flexion suivant l'axe faible (0.55 P_r) puis de façon statique selon la même excentricité de la charge axiale jusqu'à la rupture.

5.4.1 Conditions d'appui

5.4.1.1 Chargement en compression pure

Pour les poteaux testés en compression pure, les conditions d'appui à reproduire en laboratoire étaient celles d'encastrements. Dans le but de simuler ces conditions, les poteaux étaient appuyés directement sur la dalle d'essai et la tête de la presse appliquait la charge axiale de façon uniforme sur le dessus des poteaux par le biais d'une plaque d'appui de section supérieure à la section des poteaux.

5.4.1.2 Chargement en compression-flexion

Les rotules d'appuis utilisées pour les tests de Bouchereau et Toupin (2003) furent réutilisées au cours de ces essais compte tenu que les spécimens testés en compression-flexion possèdent pratiquement les mêmes dimensions et que la capacité de ces appuis est suffisante.

Ces rotules sont positionnées à chaque extrémité du poteau composite et permettent la rotation dans une direction, c'est-à-dire celle de la flexion choisie. Par rapport au centre des deux appuis, le centre d'un poteau est déplacé de façon à appliquer la charge concentrée suivant une excentricité donnée. Un dispositif de retenue est prévu afin d'empêcher la rotation des appuis avant le début des essais de chargement.

Plus de détails concernant ce dispositif d'appui sont présentés dans les dessins d'atelier inclus dans le rapport de Bouchereau et Toupin (2003).

Ce même type d'appui est utilisé pour les poteaux composites d'abord testés de façon cyclique en compression-flexion puis de façon statique suivant la même excentricité de charge axiale.

5.4.2 Positionnement du poteau

Les poteaux testés en compression-flexion doivent d'abord être déposés sur la rotule du bas à la bonne position pour obtenir l'excentricité de la charge souhaitée. Il faut noter que toutes les autres étapes du positionnement du poteau décrites ici s'appliquent autant aux poteaux testés en compression pure qu'aux poteaux testés en compression-flexion.

Le poteau est ensuite attaché à la rotule du haut à l'aide de cornières appuyées de part et d'autre de la plaque d'appui d'extrémité du poteau composite et est ensuite soulevé par la presse.
Dans le but d'assurer une distribution uniforme de la charge appliquée entre les appuis et les plaques d'appui des poteaux composites, un coulis de ciment à prise rapide de type Ultracal 30 est déposé sur le dessus de l'appui du bas de façon à corriger les irrégularités de surface. Afin de ne pas endommager les appuis, une pellicule de plastique est placée entre l'appui et le coulis.

Le poteau y est ensuite redéposé et sa position est à nouveau vérifiée. Si le coulis déborde de tous les côtés du poteau, cela signifie que le coulis occupe tout l'espace disponible sous le poteau. Avant de relever la tête de la presse, attendre environ 30 minutes afin que le coulis soit durci.

Ensuite, une couche de coulis est appliquée cette fois sur le dessus du poteau. Une pellicule de plastique recouvre ce dernier avant d'ajuster l'appui du haut. Comme avec l'appui du bas, il faut s'assurer que le coulis déborde légèrement de tous les côtés du poteau afin qu'il couvre toutes les irrégularités de surface.

Pendant que le coulis durcit, les capteurs de déformations de type LVDT sont installés et branchés au système d'acquisition de données en même temps que les jauges résistives et autres systèmes de mesure.

Juste avant d'amorcer l'essai de chargement, la rotule est libérée afin de permettre la rotation.

5.4.3 Procédures d'essai

Compte tenu de la grande capacité de tous les poteaux composites testés dans ce programme d'essai, ces derniers furent tous réalisés à l'aide d'une presse d'une capacité de 12 MN, située dans le laboratoire de structures de l'École Polytechnique de Montréal.

5.4.3.1 Chargement en compression pure

Afin d'obtenir un taux de chargement comparable à celui recommandé par le Structural Stability Research Council (Galambos, 1998) pour l'acier, i.e. de 6.9 MPa/min, le temps requis pour atteindre une valeur de F_{ypl} d'approximativement 400 MPa est d'environ 57 min.

Le taux de chargement initial adopté pour les tests de compression pure statique était de 0.15 mm/min. Il s'agit du taux de chargement qui fut utilisé par Bouchereau et Toupin (2003) lors de leurs essais sur des poteaux composites de dimensions similaires et dont la résistance à la compression du béton se comparait à celle des essais de la première série de tests de ce

programme expérimental. Cette valeur initiale peut être modifiée selon la procédure qui suit afin d'ajuster le plus fidèlement cette valeur à celle prescrite Galambos (1998) :

- Débuter le test avec un taux de chargement de 0.15 mm/min jusqu'à ce que la charge axiale appliquée atteigne 10 % P_u;

- Mesurer le déplacement vertical correspondant;

- Calculer la rigidité axiale initiale du poteau composite, k, en divisant la force de 10 % P_u par le déplacement mesuré;

- Poser l'hypothèse que le déplacement vertical atteint à la charge verticale maximale se calcule comme suit :

$$U = \frac{P_{\max}}{k} \qquad \textbf{(5-4)}$$

  Il faut noter ici que la valeur de P_{max} doit être évaluée pour chacun des poteaux composites à tester car cette valeur peut être très différente de la capacité d'un poteau composite en compression pure si l'excentricité de la charge verticale est élevée.

- Finalement, diviser le déplacement vertical atteint à P_{max} par la durée souhaitée pour l'essai de chargement (environ 50 min) afin d'obtenir le taux de chargement à adopter.

Ce taux est constant jusqu'à la charge axiale maximale atteinte et le chargement continue ensuite suivant le même taux jusqu'à ce que la charge axiale redescende à moins de 75 % de la charge axiale maximale.

Il faut noter que la durée réelle du test sera fort probablement plus longue car le calcul précédent n'inclut pas le temps de test restant une fois que la charge axiale maximale a été atteinte.

La photographie de la Figure 5-15 montre le montage utilisé pour réaliser ces tests.

Figure 5-15 Photographie du montage utilisé pour les tests de compression pure

5.4.3.2 Chargement en compression-flexion

Les tests de compression-flexion statique consistaient à appliquer une charge axiale à un poteau composite suivant une excentricité donnée. La différence entre les tests en compression pure et ces derniers est le type d'appui utilisé et la position d'application de la charge axiale.

Pour obtenir des capacités de poteaux en compression-flexion de l'ordre de 0.85 P_r et 0.55 P_r, il faut évaluer l'excentricité de la charge à appliquer. Pour ce faire, un outil similaire à celui décrit par Bouchereau et Toupin (2003) a été développé à l'aide d'Excel et de VisualBasic afin d'évaluer la courbe de l'effort axial en fonction du moment fléchissant, *P-M*, pour la section d'un poteau composite. À la différence de l'étude précédente, cet outil adoptait une configuration similaire à celle utilisée par le logiciel décrit au Chapitre 3. Les modèles des matériaux, la

discrétisation de la section et la possibilité de tenir compte de la présence de contraintes résiduelles comptent parmi les différences majeures adoptées ici. Étant donné que la résistance des cylindres de béton n'était pas connue de façon précise avant d'effectuer les tests et qu'un seul coupon d'acier avait été testé, les calculs d'excentricité ont été faits à l'aide des propriétés nominales des matériaux.

En utilisant l'hypothèse des déformations planes sur la section du poteau composite, les niveaux de déformations suivants ont été adoptés afin de tracer les courbes *P-M* pour des chargements en compression-flexion suivant l'axe fort et l'axe faible :

- Compression pure : $\varepsilon = \varepsilon_{cpic}$ sur toute la section;

- Fibre extrême du béton en compression : $\varepsilon = \varepsilon_{cmax}$
    - Fibre extrême en traction : $\varepsilon = 0\ \mu\varepsilon$
    - Fibre extrême en traction : $\varepsilon = -1000\ \mu\varepsilon$
    - Fibre extrême en traction : $\varepsilon = -2000\ \mu\varepsilon$
    - Fibre extrême en traction : $\varepsilon = -2400\ \mu\varepsilon$
    - Fibre extrême en traction : $\varepsilon = -3500\ \mu\varepsilon$
    - Fibre extrême en traction : $\varepsilon = -4500\ \mu\varepsilon$
    - Fibre extrême en traction : $\varepsilon = -6000\ \mu\varepsilon$
    - Fibre extrême en traction : $\varepsilon = -13000\ \mu\varepsilon$

- Traction pure : $\varepsilon = -2000$ sur toute la section.

La Figure 5-16 illustre deux courbes *P-M* typiques qui sont ainsi calculées :

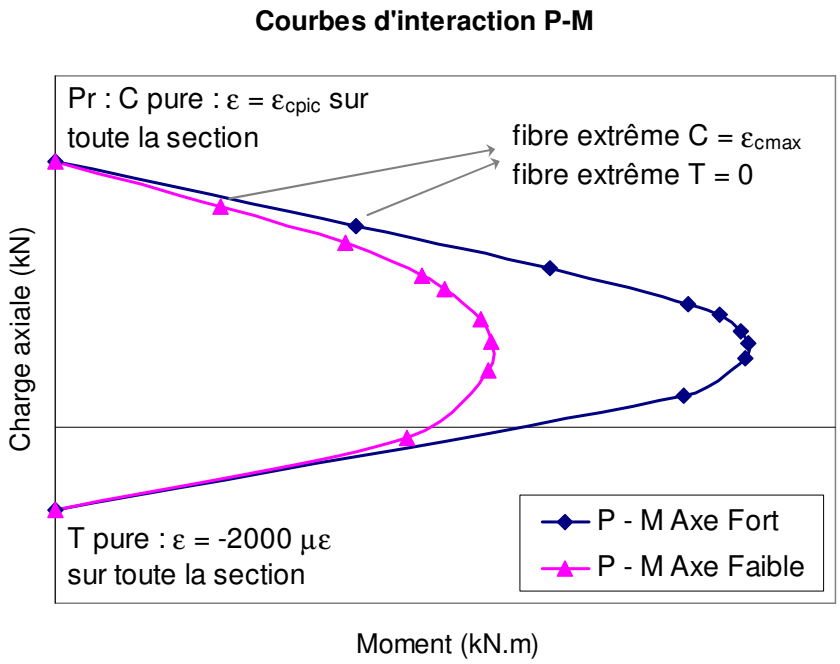


Figure 5-16 Courbes *P-M* typiques et points de calculs

En établissant ainsi la courbe *P-M* pour un poteau composite, une interpolation entre les points de calcul permet de déterminer la valeur du moment associé à une grandeur de charge axiale appliquée, comme par exemple 0.85 P_r. Ainsi, en divisant le moment obtenu par la charge axiale, on obtient l'excentricité de la charge axiale requise pour obtenir une capacité axiale maximale de 0.85 P_r.

Il faut cependant noter qu'une courbe *P-M* ne tient pas compte de l'élancement des poteaux et des effets *P-*δ qui en découlent lors d'un chargement axial. C'est donc dire que le moment maximal produit au centre du poteau sera toujours égal ou supérieur au moment calculé de cette façon. Par conséquent, la capacité axiale maximale qui sera atteinte par le poteau sera toujours inférieure ou égale au niveau de charge axiale souhaité dans la combinaison *P-M*.

Comme tous les poteaux testés sont dits « courts » puisque leur hauteur est égale à 5 fois leur profondeur, *d*, ce phénomène n'est pas sensé entraîner de différences majeures dans le comportement des poteaux composites.

Le Tableau 5-7 montre les excentricités calculées de cette façon afin d'atteindre les combinaisons *P-M* souhaitées :

Tableau 5-7 Charge axiale maximale et excentricité calculées sur la section de chacun des poteaux composites à tester en laboratoire

	Béton normal - 30 MPa	
	-	Fibres 1.0%
Pr	**N-C** Pu = 7357 kN (Pr = 5401 kN)	**NF-C** Pu = 7357 kN (Pr = 5401 kN)
0.85 Pr	**N-1 et N-1cyc** 0.85 Pu = 6253 kN (0.85 Pr = 4591 kN) e = 18 mm	**NF-1 et NF-1cyc** 0.85 Pu = 6253 kN (0.85 Pr = 4591 kN) e = 21 mm
0.55 Pr		**NF-2 et NF-2cyc** 0.55 Pu = 4046 kN (0.55 Pr = 2971 kN) e = 78 mm

	Béton haute performance - 60 MPa	
	-	Fibres 1.0%
Pr	Pu = 11 423 kN (Pr = 7841 kN)	Pu = 11 423 kN (Pr = 7841 kN)
0.85 Pr	**H-1 (*) et H-1cyc (*)** 0.85 Pu = 9710 kN (0.85 Pr = 6665 kN) e = 17 mm	**HF-1 (*) et HF-1cyc (*)** 0.85 Pu = 9710 kN (0.85 Pr = 6665 kN) e = 24 mm
0.55 Pr	**H-2 et H-2cyc** 0.55 Pu = 6283 kN (0.55 Pr = 4313 kN) e = 65 mm	**HF-2 et HF-2cyc** 0.55 Pu = 6283 kN (0.55 Pr = 4313 kN) e = 79 mm

(*) Poteaux testés en compression-flexion suivant l'axe fort

La photographique de la Figure 5-17 montre le montage réalisé pour effectuer ces tests.

Figure 5-17 Photographie du montage utilisé pour les tests de compression-flexion (autour de l'axe fort)

Le taux de chargement initial choisi est de 0.15 mm/min tel que décrit dans la section précédente et était ajusté exactement de la même façon. Le système d'acquisition de données a permis d'effectuer les prises de mesure généralement à toutes les 20 s pour les poteaux faits de béton haute performance et à toutes les 10 s pour les poteaux faits de béton normal.

5.4.3.3 Chargement en compression-flexion avec charges axiales cycliques

Ces essais consistent tout d'abord à appliquer une charge axiale suivant une excentricité donnée jusqu'à 0.15 $P_{r\ factorisé}$, où $P_{r\ factorisé}$ est calculé avec les facteurs ϕ de 0.6 pour le béton et 0.9 pour l'acier, avec un taux de chargement initial de 100 kN/s ou à un taux équivalent calculé à partir du poteau jumeau testé de façon monotonique seulement. La façon de procéder jusqu'à l'obtention de la charge axiale de 0.15 $P_{r\ factorisé}$ est la même pour les essais en compression-flexion. Ici, le système d'acquisition de données a permis d'effectuer les prises de mesure généralement à toutes les 5 s. Lorsque l'intervalle de temps était plus long, les valeurs maximales et minimales des charges atteintes durant les cycles de chargement étaient plus difficiles à vérifier.

Une fois la charge de 0.15 P_r atteinte, le chargement cyclique suivant est appliqué selon une vitesse de 100 kN/s :

- 5 cycles de 15 % P_r à 100 % P_r;
- 5 cycles de15 % P_r à 57.5 % Pr, i.e. 50 % * (Pr – 15 % Pr) + 15 % Pr;
- 5 cycles de 15 % P_r à 100 % Pr;
- 5 cycles de15 % Pr à 57.5 % Pr.

À noter que la grandeur des cycles de chargement choisis correspond aux cycles de chargement effectués par Bouchereau et Toupin (2003) où 100% P_r correspond à environ 0.70 P_u. Ce choix correspond à la proportion des charges de gravité dans la combinaison impliquant la charge sismique par rapport à la combinaison de charges qui maximise le poids propre et la charge vive, i.e. (1.0 D + 0.5 L) / (1.25 D + 1.5 L) = 0.70. La valeur de 0.15% P_r assure qu'une compression minimale soit toujours appliquée sur le poteau et la valeur de 57.5% P_r est la valeur intermédiaire entre les deux valeurs extrêmes.

Une fois les cycles de chargement terminés, le poteau est chargé en compression-flexion suivant la même excentricité jusqu'à la rupture. L'essai se termine lorsque la charge axiale supportée dans la partie post-pic du chargement devient inférieure à 75 % de la charge axiale maximale enregistrée au cours de l'essai.

En utilisant l'outil de calcul des courbes *P-M* dont il a été question à la section traitant du chargement en compression-flexion, il est possible de déterminer la valeur des excentricités à donner à la charge axiale afin d'atteindre 0.85 P_r ou 0.55 P_r le cas échéant.

Le Tableau 5-8 donne ces valeurs pour les 7 poteaux composites qui seront testés de cette façon en laboratoire :

Tableau 5-8 Efforts axiaux et de flexion à induire dans les poteaux composites lors du chargement cyclique

			0.15 P_r		0.575 P_r		1.00 P_r	
Poteaux	% Pu	Excentricité (mm)	P (kN)	M (kN.m)	P (kN)	M (kN.m)	P (*) (kN)	M (kN.m)
N-1cyc	85	18	689	12	2640	48	4591	83
NF-1cyc	85	21	689	14	2640	55	4591	95
NF-2cyc	55	78	446	35	1708	133	2971	231
H-1cyc	85	17	1000	17	3832	66	6665	115
H-2cyc	55	65	647	42	2480	161	4313	279
HF-1cyc	85	24	1000	24	3832	91	6665	158
HF-2cyc	55	79	647	51	2480	196	4313	340

(*) Pr maximal pour poteau testé selon l'excentricité donnée
(et non le même Pr pour tous les poteaux faits du même béton)

À noter que :

- les propriétés des matériaux sont un peu différentes des propriétés nominales utilisées pour établir les valeurs d'excentricité et les cycles de chargement;
- les valeurs d'excentricité des charges n'ont pu être réalisées avec le niveau de précision calculé;
- les forces cycliques diffèrent légèrement de ce qui avait été prévu (toutefois, une partie de l'erreur peut être attribuable à la vitesse avec laquelle l'acquisiteur de données note les charges appliquées);
- toutes ces différences devront être prises en compte lorsque sera venu de comparer les résultats des tests expérimentaux et analytiques des poteaux.

Par conséquent, dans le but de permettre la meilleure comparaison possible entre les résultats expérimentaux et les résultats des modèles analytiques qui seront traités au prochain chapitre, les

calculs de P_u et P_r devront être revus en fonction des propriétés des matériaux obtenues en laboratoire.

5.5 Bilan du programme de recherche expérimentale

Ce chapitre a permis d'exposer de façon détaillée le programme de recherche expérimentale. Chacune des composantes entrant dans la fabrication de poutres fut décrite selon ses dimensions, les essais effectués, les normes appliquées ainsi que les résultats obtenus.

Ces propriétés entreront dans les calculs de la capacité théorique des poteaux composites afin de les comparer aux résultats des essais de compression-flexion et aux résultats obtenus à l'aide du logiciel développé dans le cadre de ce projet de recherche.

Les résultats détaillés des essais effectués sur les poteaux composites seront exposés dans le prochain chapitre.

CHAPITRE 6
ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Le principal but de ce chapitre est de présenter les résultats expérimentaux des tests effectués sur les 16 poteaux composites faisant l'objet du présent projet de recherche.

Également, un peu à la manière du Chapitre 4, le comportement de tous ces poteaux composites testés en laboratoire sera analysé à l'aide du logiciel de calculs, présenté au Chapitre 3, afin de valider la similarité des résultats obtenus par les modèles analytiques.

D'autre part, la comparaison des différents résultats permettra de quantifier l'influence des différents paramètres à l'étude sur le comportement des poteaux composites sous chargement.

6.1 Comparaison avec les résultats analytiques

Les Tableaux 6-1 et 6-2 montrent les caractéristiques communes et spécifiques des 16 poteaux composites qui furent testés en laboratoire. À noter que ces caractéristiques sont celles qui sont requises pour l'utilisation du logiciel d'analyse incrémentale.

Les propriétés communes à tous les poteaux composites ont été définies au Chapitre 5.

Tableau 6-1 Caractéristiques communes des poteaux composites testés

F_{ypl} :	404.7	MPa
E :	198 912	MPa
ε_{hard} :	0.008828	
E_{hard} :	2464	MPa
F_{upl} :	494.0	MPa
ε_{u} :	0.111871	

Hauteur des poteaux :	2000	mm
Esp. des tirants au centre :	240	mm

	Types de béton			
	30	30F	60	60F
Masse volumique (kg/m3) :	2459	2514	2437	2492
ε_{cpic} :	1800	2900	1900	2200
ε_{cmax} :	3500	6170	3500	4680
n :	2.40	1.65	3.20	3.30
k :	4.19	2.34	5.64	2.34

Facteur de diminution de résistance du béton (cylindre vers structure) : 0.90

Tableau 6-2 Caractéristiques spécifiques des poteaux composites testés

ID	f'_c (MPa)	Teneur en fibres (%)	E_c (MPa)	$d_{moy.}$ $b_{moy.}$ (mm)	$w_{moy.}$ $t_{moy.}$ (mm)	Imperfection initiale (mm)	Chargement Axe de flexion (Fort / Faible)	Chargement Eccentricité (mm)
N-C	39.2	---	38 330	399.0	8.43	0.54	---	0
NF-C	37.9	1.0%	39 209	400.3	8.28	0.57	---	0
N-1	38.5	---	38 330	399.6	8.34	0.47	Faible	18
N-1cyc	38.9	---	38 330	399.9	8.38	0.59	Faible	18
NF-1	37.1	1.0%	38 367	399.1	8.50	0.36	Faible	21
NF-1cyc	37.3	1.0%	38 578	399.1	8.45	0.80	Faible	21
NF-2	37.2	1.0%	38 508	399.4	8.29	0.82	Faible	77
NF-2cyc	37.5	1.0%	38 788	400.5	8.35	0.43	Faible	77
H-1	50.1	---	43 561	399.8	8.34	0.66	Fort	17
H-1cyc	50.3	---	43 666	399.4	8.39	0.39	Fort	17
HF-1	49.3	1.0%	35 520	399.7	8.36	0.57	Fort	24
HF-1cyc	49.4	1.0%	35 520	399.5	8.34	0.46	Fort	24
H-2	49.8	---	43 350	399.8	8.28	0.62	Faible	65
H-2cyc	49.9	---	43 455	399.6	8.28	0.58	Faible	65
HF-2	49.7	1.0%	35 520	398.4	8.46	0.71	Faible	79
HF-2cyc	49.9	1.0%	35 520	400.2	8.30	0.53	Faible	79

Les détails montrés à l'Annexe J servent à décrire systématiquement chaque poteau testé en fournissant une description du spécimen, le déroulement de l'essai et les principaux résultats. La Section 6.2 présente une synthèse comparative de tous les principaux résultats et permet de mettre les résultats obtenus en perspective.

Chargement cyclique

Les poteaux composites testés suivant des chargements cycliques n'ont pas fait l'objet de modèles analytiques dans la présente recherche car le logiciel d'analyse incrémentale fut développé pour l'application de charges statiques. Toutefois, les résultats expérimentaux seront comparés afin d'établir l'influence des charges cycliques sur la capacité des poteaux composites.

Jauges résistives et capteurs de déplacement

Avant de passer à la présentation systématique des principaux résultats pour chacun des poteaux composites, il est à noter que les jauges résistives installées au centre du poteau avaient pour but d'identifier le début du voilement local dans cette zone. Toutefois, seules les jauges résistives de quelques poteaux ont permis d'identifier le voilement local au centre du poteau et ce, toujours dans la partie post-pic de l'essai de chargement. De plus, le hasard a fait en sorte que les voilements locaux identifiés par les lectures des jauges résistives ont toujours été sur les poteaux sollicités préalablement de façon cyclique.

Finalement, il est à noter qu'entre la position des jauges sur les spécimens et la position notée par l'acquisiteur de données, il y a eu des erreurs. De sorte que, par exemple, les jauges initialement numérotées et prévues pour être les plus comprimées, n'ont pas forcément été toutes celles qui ont subi des déformations dans ce sens. L'appariement à posteriori des jauges avec les positions respectives de ces dernières n'a pas été possible dans la plupart des cas. Seules les jauges indiquant un voilement local et celles disposées au droit de l'âme des poteaux composites ont pu être associées.

6.2 Résultats expérimentaux, analytiques et théoriques

6.2.1 Sommaire de l'ensemble des essais

Les Tableaux 6-3 et 6-4 présentés dans cette section compilent l'ensemble des principaux résultats expérimentaux, analytiques et théoriques obtenus pour chacun des poteaux testés dans le cadre de ce projet de recherche.

Dans le Tableau 6-3, les résultats expérimentaux du poteau NF-2cyc ont été surlignés en gris car le problème rencontré lors du test (voir l'Annexe J) fait en sorte que les résultats obtenus ne sont pas représentatifs des résultats attendus. Les résultats obtenus pour ce poteau ne sont pas comptabilisés dans les analyses comparatives.

Le fait que tous les rapports $P_{expérimental}$ / $P_{analytique}$ soient supérieurs à l'unité (hormis le poteau NF-2cyc pour les raisons évoquées précédemment) indique que les calculs faits par les modèles analytiques sont toujours conservateurs par rapport aux valeurs expérimentales obtenues.

Il ne faut pas oublier de mettre en perspective toutes les comparaisons faites avec les résultats expérimentaux dont le comportement peut différer de la « vraie » réponse car n'y a pas eu plusieurs spécimens identiques pour valider statistiquement les résultats obtenus (voir commentaires à la Section 5.1.4).

Tableau 6-3 Résultats expérimentaux et analytiques des 16 poteaux composites

ID		Résultats expérimentaux ou $P_{exp.}$		Résultats analytiques ou $P_{anal.}$			% Ecart entre résultats	
		P_{max} (kN)	M_{Pmax} (kN.m)	P_{max} (kN)	M_{Pmax} (kN.m)	$P_{exp.}/P_{anal.}$	P_{max} (kN)	M_{Pmax} (kN.m)
N-C	avec voil.	8756	47 (*)	8200	1	1.07	6.3%	-
	sans voil.			9000	1	0.97	-2.8%	-
NF-C	avec voil.	9565	97 (*)	8360	1	1.14	12.6%	-
	sans voil.			9040	4	1.06	5.5%	-
N-1	avec voil.	7380	147	6600	134	1.12	10.6%	9.0%
	sans voil.			7320	147	1.01	0.8%	0.0%
N-1cyc	avec voil.	7210	136	---	---	1.09	8.5%	1.8%
	sans voil.			---	---	0.98	-1.5%	-7.8%
NF-1	avec voil.	8037	223	7040	177	1.14	12.4%	20.7%
	sans voil.			7560	187	1.06	5.9%	16.0%
NF-1cyc	avec voil.	8032	200	---	---	1.14	12.4%	11.5%
	sans voil.			---	---	1.06	5.9%	6.4%
NF-2	avec voil.	5301	471	4480	381	1.18	15.5%	19.2%
	sans voil.			4840	405	1.10	8.7%	14.0%
NF-2cyc	avec voil.	3355	292	---	---	0.75	-33.5%	-30.2%
	sans voil.			---	---	0.69	-44.3%	-38.6%
H-1	avec voil.	9536	188	8880	165	1.07	6.9%	12.5%
	sans voil.			9520	173	1.00	0.2%	7.9%
H-1cyc	avec voil.	9870	196	---	---	1.11	10.0%	16.2%
	sans voil.			---	---	1.04	3.5%	11.8%
HF-1	avec voil.	9758	287	8440	218	1.16	13.5%	24.1%
	sans voil.			9080	234	1.07	6.9%	18.3%
HF-1cyc	avec voil.	9674	271	---	---	1.15	12.8%	19.5%
	sans voil.			---	---	1.07	6.1%	13.4%
H-2	avec voil.	5955	408	5360	366	1.11	10.0%	10.3%
	sans voil.			5880	401	1.01	1.3%	1.6%
H-2cyc	avec voil.	5751	395	---	---	1.07	6.8%	7.2%
	sans voil.			---	---	0.98	-2.2%	-1.7%
HF-2	avec voil.	5910	547	5000	424	1.18	15.4%	22.4%
	sans voil.			5480	460	1.08	7.3%	16.0%
HF-2cyc	avec voil.	5485	472	---	---	1.10	8.8%	10.0%
	sans voil.			---	---	1.00	0.1%	2.6%
				Moyenne avec voilement :		1.123	10.8%	14.2%
				Écart-type :		3.8%	3.0%	6.7%
				Coefficient de variation :		3.3%		
				Moyenne sans voilement :		1.033	3.0%	7.6%
				Écart-type :		4.1%	3.8%	8.1%
				Coefficient de variation :		3.9%		

(*) indique deux valeurs qui auraient dû être nulles théoriquement. Toutefois, étant donné que les lectures des LVDT et des jauges ont indiqué une courbure du poteau, un moment de flexion était

donc présent (voir Section 4.1.2). Le moment de flexion expérimental est calculé selon l'Équation 4-4.

Du Tableau 6-3, il est possible de déduire ce qui suit :

- La valeur moyenne du rapport $P_{expérimental} / P_{analytique}$ en <u>incluant</u> la simulation du voilement local donne 1.123 (écart-type de 3.8 %). À noter que le choix du facteur de réduction de la résistance a un effet important sur ce résultat. Cet aspect sera traité à la Section 6.2.3 et au Chapitre 7. De plus, le calcul de l'effet du voilement local réalisé par le logiciel fournit des résultats conservateurs (voir Section 3.6). Les modèles de béton ont également une influence sur les résultats obtenus, notamment le choix des courbes contrainte-déformation du béton dans la partie post-pic (voir Section 3.4.3);

- La valeur moyenne du rapport $P_{expérimental} / P_{analytique}$ en <u>excluant</u> la simulation du voilement local donne 1.033 (écart-type de 4.1 %);

- C'est donc dire qu'inclure la simulation du voilement local dans les analyses réduit d'en moyenne 9.0 % la valeur de la capacité des poteaux composites.

- Les poteaux sollicités suivant leur axe faible sont un peu plus sensibles au voilement local que les poteaux sollicités suivant leur axe fort. La capacité des poteaux composites est réduite respectivement de 9.4 % (axe faible) et 7.7 % (axe fort).

À noter que les valeurs moyennes des rapports $P_{expérimental} / P_{analytique}$ des analyses qui excluaient la simulation du voilement local donnaient 0.987 (voir Section 4.1.4) pour les analyses des poteaux de Bouchereau et Toupin (2003) et 1.049 (voir Section 4.3) pour les analyses des poteaux de Prickett et al. (2006) comparativement à 1.033 (voir ci-haut) pour les analyses des poteaux testés dans le cadre de ce projet de recherche.

Paradoxalement, même si la précision des propriétés de béton allait généralement en augmentant d'un groupe d'analyses à l'autre (exemple : les données disponibles concernant les propriétés du

béton pour les essais de Bouchereau et Toupin étaient moins détaillées que pour les essais de Prickett), les résultats semblent devenir plus conservateurs. Un regard aux propriétés du béton utilisées dans les modèles analytiques indique des différences marquées surtout pour les valeurs de ε_{cpic}, ε_{cmax} ainsi que les paramètres n et k (voir Sections 4.1, 4.2 et l'Annexe I). À titre comparatif, quelques analyses ont été reprises mais en utilisant comme paramètres ε_{cpic}, ε_{cmax}, n et k, ceux que le modèle assigne par défaut. Le Tableau 6-4 indique les différences entre les résultats des deux analyses faites par poteau.

L'Annexe F présente une analyse graphique de la dispersion des résultats analytiques obtenus en fonction des facteurs b/t, s/d, f'_c et λ. La grande majorité des poteaux composites ayant fait l'objet d'analyse y sont comparés.

Les analyses montrées à l'Annexe F confirment que le comportement des poteaux composites est influencé par les rapports b/t et s/d, l'élancement λ ainsi que la résistance du béton. Par conséquent, les équations de conception des poteaux composites partiellement enrobés de béton doivent tenir compte de ces paramètres :

- A_{se} car le comportement des poteaux était influencé par les rapports b/t, s/d et λ;
- le voilement local des ailes du profilé d'acier, car le comportement des poteaux était influencé par le rapport s/d;
- l'élancement global du poteau, λ;
- le facteur de réduction de la résistance du béton doit être fonction de la résistance du béton utilisé.

Tableau 6-4 Résultats expérimentaux et de 2 modèles analytiques pour 4 des 16 poteaux composites

Caractéristiques communes des poteaux composites testés :

F_{ypl} : 404.7 MPa
E : 198 912 MPa
ε_{hard} : 0.008828
E_{hard} : 2464 MPa
F_{upl} : 494.0 MPa
ε_{u} : 0.111871

Hauteur des poteaux : 2000 mm
Esp. des tirants au centre : 240 mm

Facteur de diminution de résistance du béton (cylindre vers structure) : 0.90

ID	ε_{cpic}	ε_{cmax}	n	k	Résultats expérimentaux P_{max} (kN)	$M_{de\ Pmax}$ (kN.m)
N-1 (propriétés - test)	1800	3500	2.40	4.19	7380	147
(propriétés par défaut)	1954	3500	2.84	3.49		
NF-1 (propriétés - test)	2900	6170	1.65	2.34	8037	223
(propriétés par défaut)	1938	4164	2.76	1.64		
H-2 (propriétés - test)	1900	3500	3.20	5.64	5955	408
(propriétés par défaut)	2094	3500	3.44	4.79		
HF-2 (propriétés - test)	2200	4680	3.30	2.34	5910	547
(propriétés par défaut)	2093	4497	3.43	1.64		

Tableau 6-4 (suite) Résultats expérimentaux et de 2 modèles analytiques pour 4 des 16 poteaux composites

ID	Résultats analytiques sans voilement		$P_{exp.}/P_{anal.}$	% Écart entre résultats	
	P_{max} (kN)	$M_{de\ Pmax}$ (kN.m)		P_{max} (kN)	$M_{de\ Pmax}$ (kN.m)
N-1 (propriétés - test)	7320	147	1.01	0.8%	0.0%
(propriétés par défaut)	7480	145	0.99	-1.4%	1.6%
NF-1 (propriétés - test)	7560	187	1.06	5.9%	16.0%
(propriétés par défaut)	7400	179	1.09	7.9%	19.7%
H-2 (propriétés - test)	5880	401	1.01	1.3%	1.6%
(propriétés par défaut)	5960	405	1.00	-0.1%	0.8%
HF-2 (propriétés - test)	5480	460	1.08	7.3%	16.0%
(propriétés par défaut)	5600	480	1.06	5.2%	12.2%

Les résultats indiqués vis-à-vis la ligne « (propriétés - test) » indiquent que les analyses ont été réalisées avec les caractéristiques du béton déterminées en laboratoire. D'ailleurs, les résultats correspondent à ceux présentés au Tableau 6-3. Les résultats indiqués vis-à-vis la ligne « (propriétés par défaut) » indiquent que les analyses ont été réalisées avec les caractéristiques du béton déterminées par le modèle analytique.

La Figure 6-1 illustre la différence entre les modèles de béton utilisés pour le poteau NF-1. Ces différences sont beaucoup moins marquées pour les autres poteaux analysés car les paramètres étaient très similaires pour un même poteau analysé. Les résultats obtenus pour ces poteaux sont d'ailleurs pratiquement identiques.

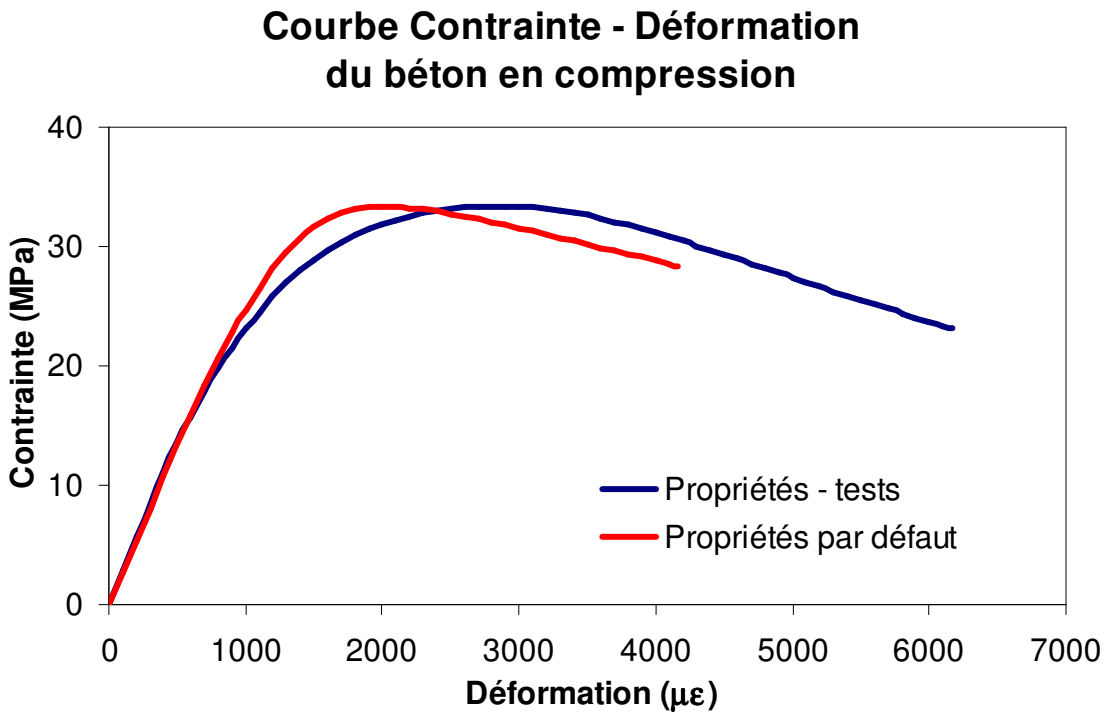


Figure 6-1 Graphique de la contrainte en fonction de la déformation du béton utilisé dans les modèles analytiques du poteau NF-1

Les différences obtenues entre les deux types d'analyse expliquent l'écart entre les rapports $P_{expérimental} / P_{analytique}$ des trois groupes d'analyse effectués dans ce projet de recherche (modèles des essais de Bouchereau et Toupin, 2003; Prickett et al., 2006 et Lacasse, 2011). Dans le cas présent, il semble que le modèle analytique tend à être un peu plus près du résultat obtenu en laboratoire lorsque les valeurs des propriétés du béton sont calculées par le logiciel plutôt que fournies par l'utilisateur. Pour les quatre analyses effectuées en double, la moyenne des rapports $P_{expérimental} / P_{analytique}$ est passée de 1.041 à 1.032; soit une diminution en capacité axiale de 0.9 %, ce qui est pratiquement négligeable dans le cas présent.

Finalement, il convient de noter que les dernières comparaisons ont été basées sur les analyses réalisées sans tenir compte du voilement local afin de réduire le temps d'analyse requis.

6.2.2 Voilement local

Il apparaît clairement ici que la simulation du voilement local dans les modèles analytiques donne des résultats très conservateurs. Les raisons qui suivent permettent de mettre en évidence que dans le cas présent :

- Aucun voilement local sur les poteaux n'a été observé en laboratoire avant l'atteinte de la valeur de la capacité axiale maximale lors des tests. Cette observation a également été faite lors des tests effectués par Prickett et al. (2006). De plus, des observations similaires ont été faites par Bouchereau et Toupin (2005) et Chicoine (2001). Toutes ces constatations similaires ont d'ailleurs été résumées à l'Annexe H.

- Tout comme les modèles numériques de Chicoine et al. (2001 et 2002), le modèle analytique devait être élaboré en positionnant les imperfections initiales des ailes entre les tirants vers l'extérieur du poteau. Or, il s'agit d'une approche conservatrice car les défauts initiaux étaient dans la très grande majorité des cas dirigés vers l'intérieur des poteaux (voir Section 5.2.2.2 à ce sujet). Le fait que les ailes du profilé d'acier soient dirigées vers l'intérieur aurait dû en principe retarder le phénomène de voilement local et non l'initier comme dans les modèles numériques et analytiques.

  À noter que cette façon de traiter le voilement local dans le modèle analytique permettait de considérer le comportement de l'acier comme indépendant du comportement du béton. Cette approche a été adoptée car le modèle analytique ne peut pas modéliser le changement de volume du béton qui permettrait de repousser vers l'extérieur les ailes du poteau composite.

6.2.3 Facteur de réduction de la résistance du béton et interaction acier-béton

Compte tenu que la moyenne des rapports $P_{expérimental} / P_{analytique}$ des analyses réalisées sans tenir compte du voilement local est supérieure à l'unité, il s'agit d'une indication que :

- soit la valeur du facteur de réduction de la résistance du béton de 0.9 est trop conservatrice;
- soit il s'agit de l'effet d'interaction acier-béton, qui n'est pas pris en compte par le modèle analytique;
- soit une combinaison de ces deux facteurs.

À titre comparatif, l'analyse du poteau HF-1 a été reprise en assignant un facteur de réduction de la résistance du béton de 1.0 (donc aucune réduction de résistance). La capacité du poteau atteint alors la valeur de 9640 kN comparativement à 9080 kN avec un facteur de réduction de la résistance du béton de 0.9.

Le rapport $P_{expérimental} / P_{analytique}$ passe alors de 1.075 à 1.012. Pour la géométrie des poteaux composites étudiés dans ce projet de recherche, cela indique qu'une augmentation de 11.1 % de la résistance effective du béton apporte un gain effectif d'environ 6.3 % au niveau de la capacité des poteaux; donc un peu moins de 0.6 % de gain par 1.0 % d'augmentation de résistance du béton. Cela est similaire aux résultats trouvés aux Sections 4.4 et 4.5.6.3. De plus, en utilisant la sommation ($A_c f'_c + A_s F_y$), une augmentation de la résistance à la compression du béton de 11.1 % devrait conduire également à une augmentation de la résistance axiale de l'ordre de 6.5 % pour les poteaux composites étudiés.

Même s'il n'y avait plus de facteur de réduction de la résistance du béton, il resterait tout de même une valeur résiduelle de 1.2 % qui ne peut être expliquée uniquement par l'ajustement du facteur de réduction de la résistance du béton. Cet effet pourrait être attribuable à l'effet d'interaction acier-béton par les semelles d'acier du poteau lors du chargement de ce dernier.

Toutefois, l'élimination du facteur de réduction de la résistance du béton en plus de l'élimination de l'effet du voilement local conduiraient généralement à des résultats non conservateurs, ce qui n'est absolument pas souhaitable. De plus, il a été noté à la Section 4.4 que le gain en capacité

des poteaux causé par l'interaction acier-béton est de l'ordre de 6 %. Même si les modèles analytiques sous-estiment légèrement les capacités des poteaux (en moyenne de 3.3 % pour les analyses ne tenant pas compte du voilement local), les résultats demeurent conservateurs, ce qui est un but recherché des analyses effectuées dans le cadre de ce projet.

6.2.4 Chargement cyclique

Le chargement cyclique des poteaux a eu peu d'influence sur la capacité axiale des poteaux composites. En moyenne, le rapport $P_{exp.\ max.\ avec\ charges\ cycliques} / P_{exp.\ max.\ sans\ charges\ cycliques}$ est de 98.3 %. Ce rapport est en moyenne de 96.8 % pour les poteaux sollicités suivant leur axe faible, qui sont un peu plus sensibles à l'endommagement du béton, et il passe à 101.3 % pour les poteaux sollicités suivant leur axe fort.

Ces faibles variations sont de l'ordre de celles observées par Bouchereau et Toupin (2003). Considérant la faible variabilité des propriétés d'un spécimen à l'autre, il s'avère donc que les chargements cycliques imposés ici n'ont pas une influence très significative sur le comportement des poteaux composites.

D'ailleurs, lors du chargement statique jusqu'à la rupture, bien que la déformation initiale soit plus grande que pour les poteaux sollicités de façon statique uniquement (voir le Tableau 6-5), le mode de rupture et le reste du comportement des poteaux soumis aux charges cycliques demeure pratiquement le même.

Tableau 6-5 Déplacement vertical au début de l'essai monotonique des poteaux soumis initialement à un chargement cyclique

ID	P (kN) début charg.monostatique	δ_{axial} (mm)	$\delta_{axial\ logiciel}$ (mm)	$\Delta\ \delta_{axial}$ (mm)	$\Delta\varepsilon$ ($x10^{-6}$)
N-1cyc	759	0.47	0.10	0.37	186
NF-1cyc	736	0.51	0.13	0.38	188
NF-2cyc	467	0.36	0.15	0.21	106
H-1cyc	1196	0.90	0.13	0.77	387
HF-1cyc	1169	1.02	0.21	0.81	407
H-2cyc	652	0.25	0.19	0.06	30
HF-2cyc	638	0.36	0.22	0.14	71

Les deux dernières colonnes du tableau donnent une indication de l'endommagement du poteau causé par le chargement cyclique.

6.2.5 Types de béton

6.2.5.1 Sommaires des résultats

Dans cette section, il est question de l'effet des différentes options inhérentes au choix du type de béton utilisé. Les résultats d'analyses de poteaux composites constitués de béton haute performance, de béton renforcé de fibres d'acier et finalement de béton alliant à la fois haute performance et renforcement avec fibres d'acier, seront comparés au comportement d'un poteau composite N-1 fait d'un béton de type normal.

Rappelons que lorsque le type de béton utilisé passe de normal à renforcé de fibres d'acier, ou encore lorsque la résistance du béton est modifiée, le comportement global d'un poteau composite s'en trouve alors grandement modifié.

Les Figures 6-2 à 6-5 montrent des graphiques de la charge axiale en fonction de la déformation axiale et de la flèche transversale pour 4 poteaux composites distincts :

- N-1 : poteau composite fait de béton normal (f'_c de 38.5 MPa);
- NF-1 : poteau composite fait de béton renforcé de fibres d'acier (f'_c de 37.1 MPa);
- H-1 : poteau composite fait de béton haute performance (f'_c de 50.1 MPa);
- HF-1 : poteau composite fait de béton haute performance et renforcé de fibres d'acier (f'_c de 49.3 MPa).

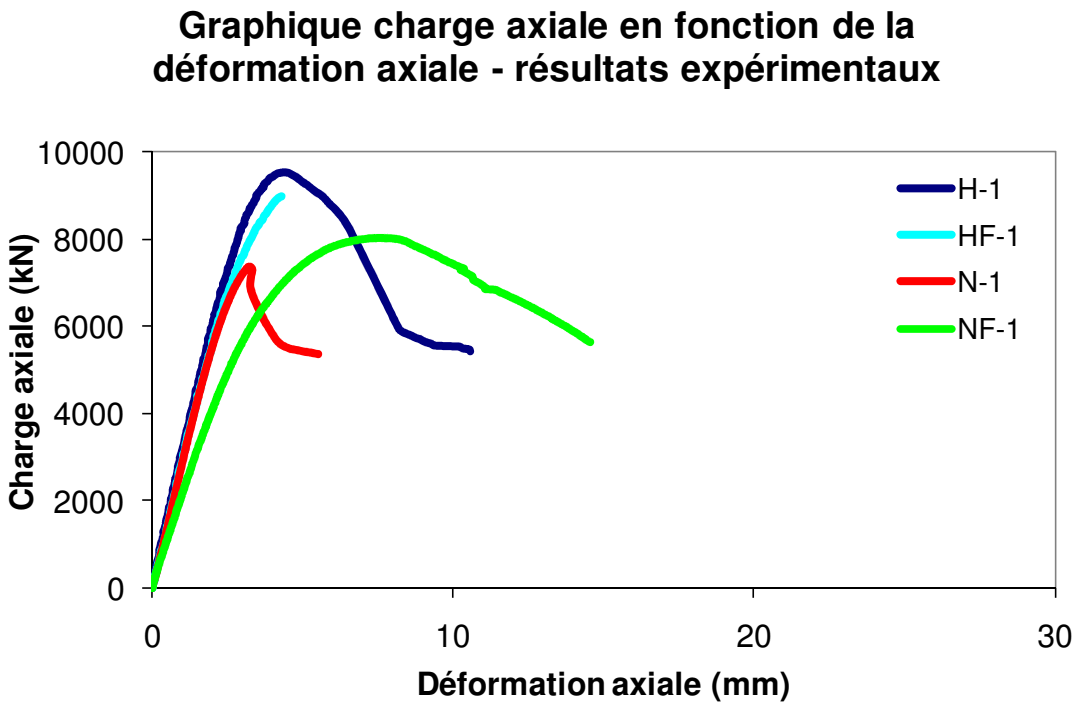


Figure 6-2 Graphique de la charge axiale en fonction de la déformation axiale avec différents types de bétons – résultats expérimentaux

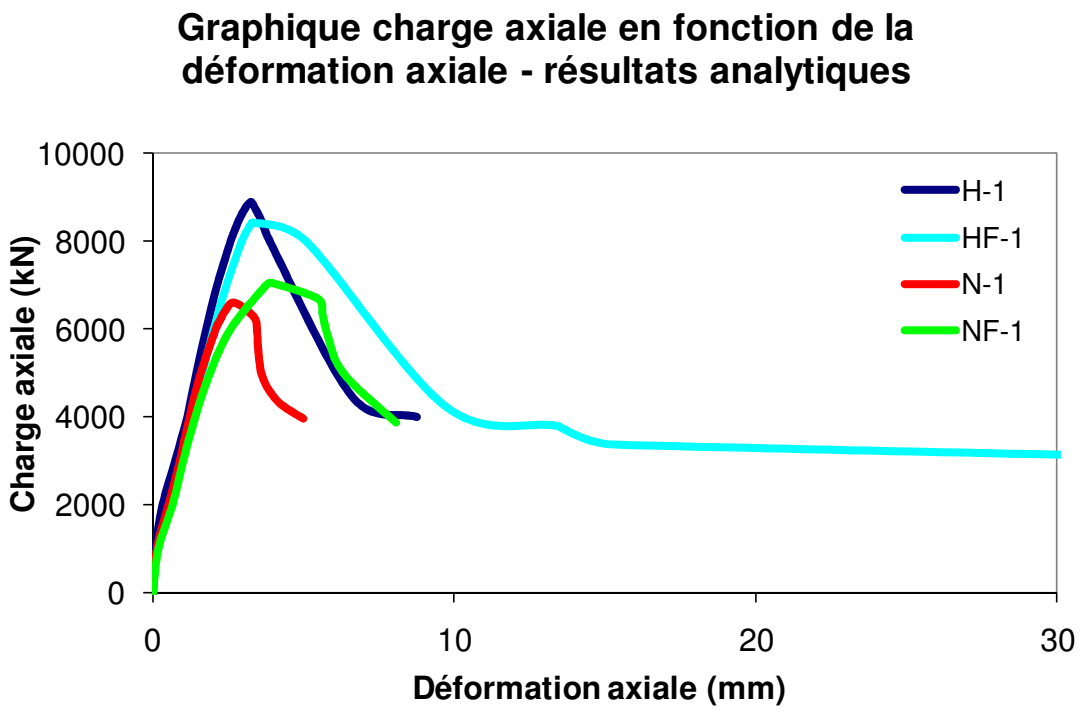


Figure 6-3 Graphique de la charge axiale en fonction de la déformation axiale avec différents types de bétons – résultats analytiques

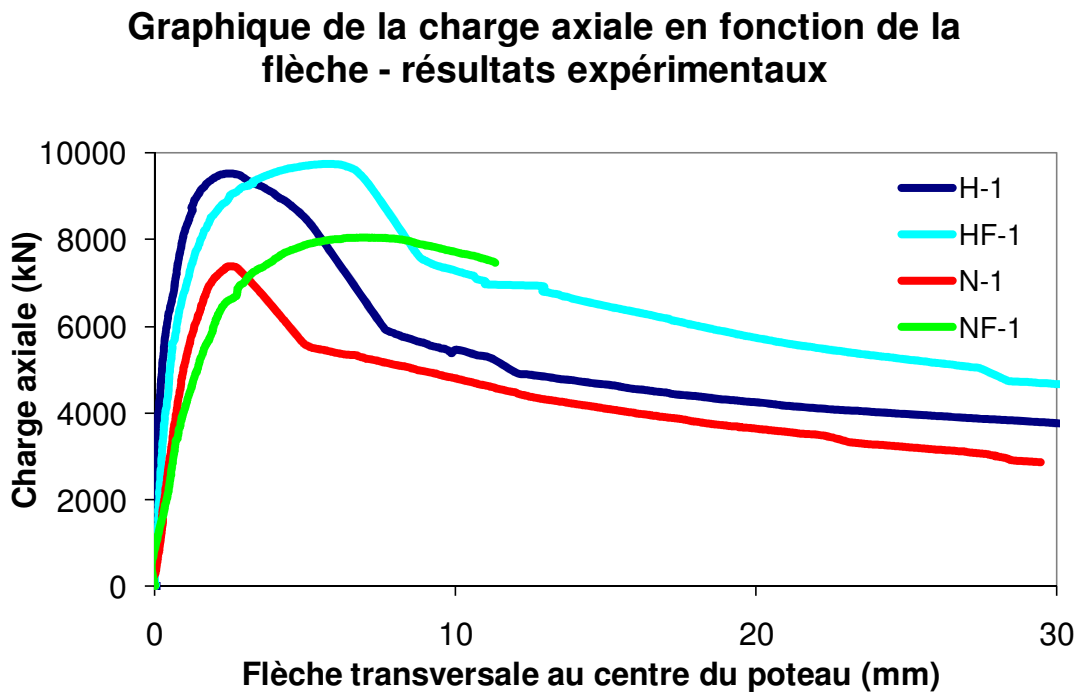


Figure 6-4 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite avec différents types de bétons – résultats expérimentaux

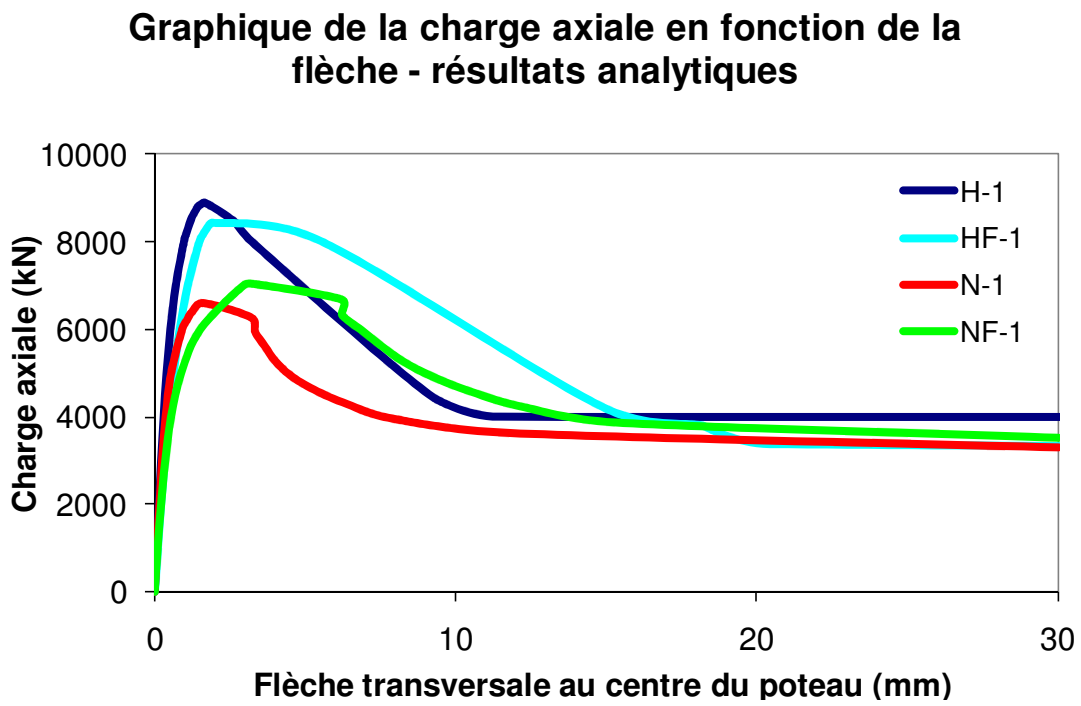


Figure 6-5 Graphique de la charge axiale en fonction de la flèche transversale pour un poteau composite avec différents types de bétons – résultats analytiques

Les graphiques illustrent que les poteaux faits de béton renforcé de fibres métalliques ont un comportement post-pic plus ductile. De plus, pour pratiquement la même résistance à la compression du béton, les poteaux faits de béton renforcé de fibres métalliques montrent également une résistance axiale légèrement supérieure à celles des poteaux dont le béton n'est pas renforcé de fibres d'acier.

La comparaison entre les quatre derniers graphiques permet de mettre en évidence une différence entre les résultats expérimentaux et les résultats des modèles analytiques. Cette différence se situe dans la partie post-pic. Par rapport à la charge axiale des résultats expérimentaux, la charge axiale des résultats analytiques tend à redescendre plus rapidement (voir les courbes des poteaux H-1 et NF-1) pour une même flèche transversale et converger plus rapidement vers la capacité résiduelle des poteaux.

Ceci peut s'expliquer par deux principaux facteurs. Premièrement, contrairement aux essais en laboratoire, le modèle analytique ne tient pas compte du facteur temps. Les effets P-δ sont évalués pour chaque incrément de charge et la flèche obtenue à la fin de cette évaluation est

directement utilisée comme résultat. En laboratoire, les effets P-δ ne se font pas instantanément et cela semble permettre au poteau de montrer un peu plus de ductilité au niveau de son comportement. Deuxièmement, les modèles analytiques utilisés pour simuler le comportement des différents types de béton se veulent conservateurs et ne reproduisent pas nécessairement la courbe caractéristique complète des matériaux.

6.2.5.2 Poteau composite fait de béton haute performance, *BHP*

Dans un premier temps, la comparaison sera établie entre le poteau N-1, fait de béton normal, et le poteau H-1, fait de béton haute performance.

Les Figures 6-2 et 6-4 permettent d'observer les principales différences entre les comportements globaux respectifs de ces deux poteaux composites. À priori, on note que pour une augmentation de résistance du béton de 30 %, il y a une augmentation expérimentale très significative de l'ordre de 29 % de la résistance du poteau. Pourtant, en utilisant la sommation ($A_c f'_c + A_s F_y$), une augmentation de la résistance à la compression du béton de 30 % devrait conduire à une augmentation de la résistance axiale de l'ordre de 18 %. Cette différence s'explique par le fait qu'une comparaison directe n'est peut-être pas idéale dans ce cas-ci étant donné que le poteau n-1 a été testé en compression-flexion suivant l'axe faible alors que le poteau H-1 a été testé en compression-flexion suivant l'axe fort. D'ailleurs, le Chapitre 7 montrera une très bonne correspondance entre la capacité prédite et la capacité expérimentale obtenues pour ces deux spécimens.

On observe également que lorsque la flèche transversale atteint 10 mm, la résistance résiduelle du poteau tombe à 57 % P_{max} seulement, comparativement au poteau N-1 qui conserve 65 % de sa résistance pour le même niveau de déformation. Pour une plus grande déformation de l'ordre de 30 mm, les résistances résiduelles de ces deux poteaux deviennent respectivement de 40 % et 39 %.

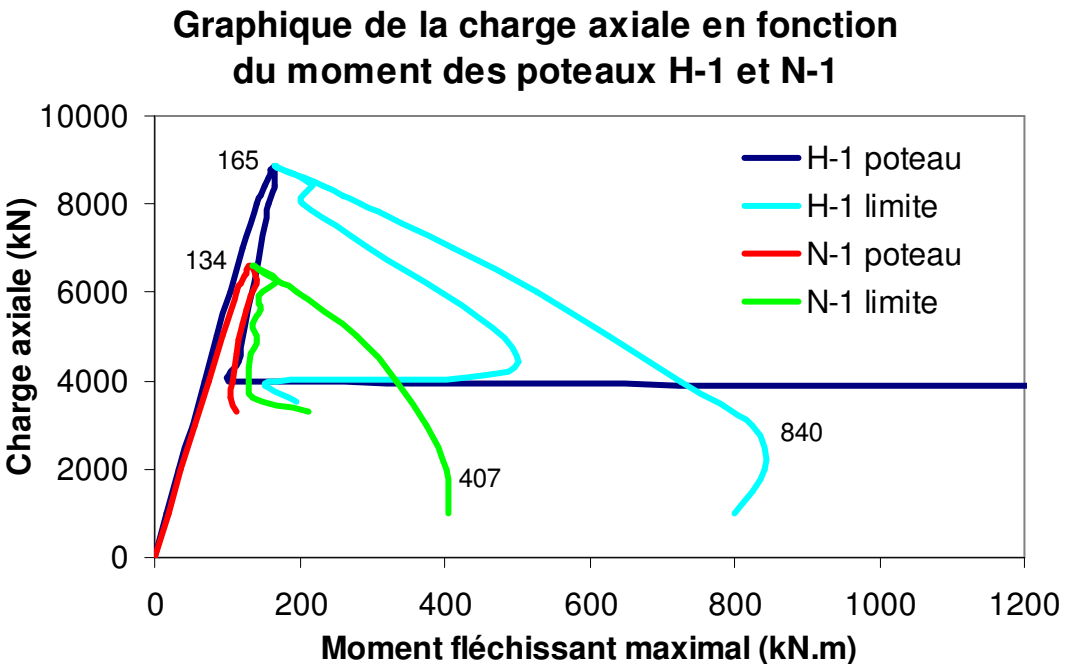


Figure 6-6 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour les poteaux N-1 et H-1

Le graphique de la Figure 6-6 montre le gain appréciable en résistance axiale du poteau avec *BHP* et également le fait que ce poteau possède une plus grande capacité en compression-flexion. À titre comparatif, le rapport du moment permis maximal sur le moment maximum atteint est d'environ 5.1 (i.e. 840/165) pour le poteau fait de béton haute performance alors qu'il est de 3.0 (i.e. 407/134) pour le poteau fait de béton normal. Les explications de la notation utilisée pour présenter ce type de graphique ont été décrites à la Section 4.1.2.

6.2.5.3 Poteau composite fait de béton renforcé de fibres d'acier, *BRF*

Le poteau NF-1 est composé d'un béton dont la résistance est pratiquement la même que celle du poteau N-1. Rappelons que la différence se situe au niveau du mélange de béton utilisé. Des fibres d'acier, dont le rapport de la longueur sur le diamètre, aussi appelé rapport d'élancement (ou « *aspect ratio* »), est de 64, ont été ajoutées en raison d'une fraction volumique de fibres, V_f , de 1.0 %.

La différence entre les deux matériaux réside dans les déformations atteintes au pic et à la rupture du béton. Les déformations au pic ont été en moyenne de 1801 $\mu\varepsilon$ pour le béton normal et de

2860 με pour le béton renforcé de fibres d'acier. Il y a donc une augmentation de 59 % au niveau de la déformation atteinte au pic. Les déformations du béton à la rupture n'ont pu être mesurées de façon précise lors des essais de compression. Les valeurs utilisées sont celles évaluées selon les relations présentées à la Section 2.1. Les Figures I-2 et I-3 de l'Annexe I illustrent la différence entre les différents modèles de béton utilisés ainsi que la superposition du comportement expérimental de ces types de béton aux modèles utilisés dans le logiciel de calculs.

D'après les Figures 6-2 à 6-5, on note également un gain au niveau de la résistance résiduelle du poteau composite dans la partie post-pic. Malgré le fait que lorsque la flèche transversale soit de 10 mm, la résistance résiduelle du poteau avec béton renforcé de fibres est de 96 % P_{max} comparativement à 65 % P_{max} pour le même niveau de déformation pour le poteau avec béton normal, cette augmentation de ductilité n'est pas très importante car lorsque la flèche transversale passe le cap des 30 mm, les résultats expérimentaux et analytiques indiquent que les résistances résiduelles des poteaux faits de béton normal et de béton renforcé de fibres d'acier sont similaires.

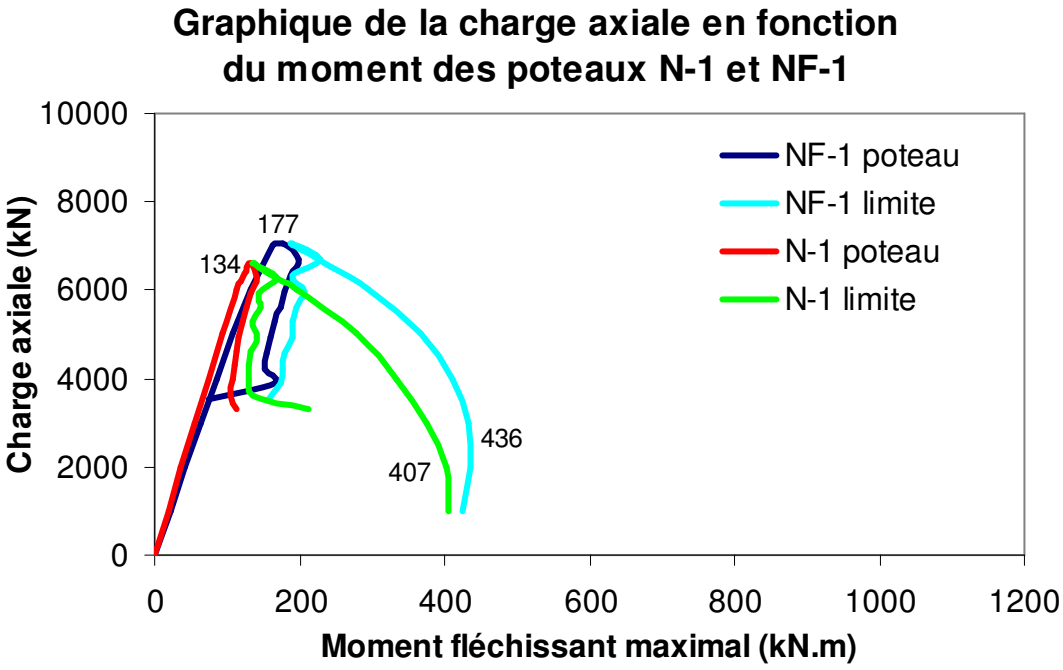


Figure 6-7 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour les poteaux NF-1 et N-1

La Figure 6-7 illustre également la contribution relativement faible des fibres d'acier au comportement en compression-flexion du poteau composite. Les explications de la notation utilisée pour présenter ce type de graphique ont été présentées à la Section 4.1.2.

À titre comparatif, le rapport du moment permis maximal sur le moment maximum atteint est d'environ 2.5 (i.e. 436 / 177) pour le poteau fait de béton renforcé de fibres d'acier alors qu'il est de 3.0 (i.e. 407 / 134) pour le poteau fait de béton normal. Même si le poteau N-1 semble montrer une plus grande capacité en compression-flexion, il faut noter toutefois, que le poteau NF-1 était sollicité avec une excentricité plus grande que N-1, i.e. de 21 mm par rapport à 18 mm respectivement.

6.2.5.4 Poteau composite fait de béton haute performance et renforcé de fibres d'acier, *BFHP*

Le poteau HF-1 offre une résistance à la compression plus élevée et son contenu en fibres d'acier permettra d'évaluer si l'ajout de fibres a un impact différent sur un *BHP* comparativement à un béton dit normal. Si la comparaison est faite par rapport au poteau H-1, dont le béton est un *BHP*, alors le gain de résistance est de l'ordre de 2 %, et ce, malgré le fait que la résistance à la compression du béton est 2 % inférieure pour le béton renforcé de fibres d'acier.

Ce faible gain en résistance est inférieur au gain enregistré pour un *BRF* par rapport à un béton normal. À titre comparatif, le gain en résistance du poteau NF-1 par rapport au poteau N-1 est de 9 %, et ce, malgré le fait que la résistance à la compression du béton est 4 % inférieure pour le béton renforcé de fibres d'acier.

En ce qui a trait à la résistance résiduelle, la Figure 6-4 montre que pour une flèche transversale de 10 mm, la résistance du poteau HF-1 descend à 75 % P_{max} par rapport à seulement 29 % P_{max} pour le poteau H-1. Les fibres semblent donc être plus efficaces au niveau de la ductilité pour des bétons de plus grandes résistances. Pour une plus grande déformation de l'ordre de 30 mm, les résistances résiduelles de ces deux poteaux deviennent respectivement de 48 % et 40 %. Par conséquent, le gain en ductilité tend à s'amenuiser avec l'augmentation de la déformation.

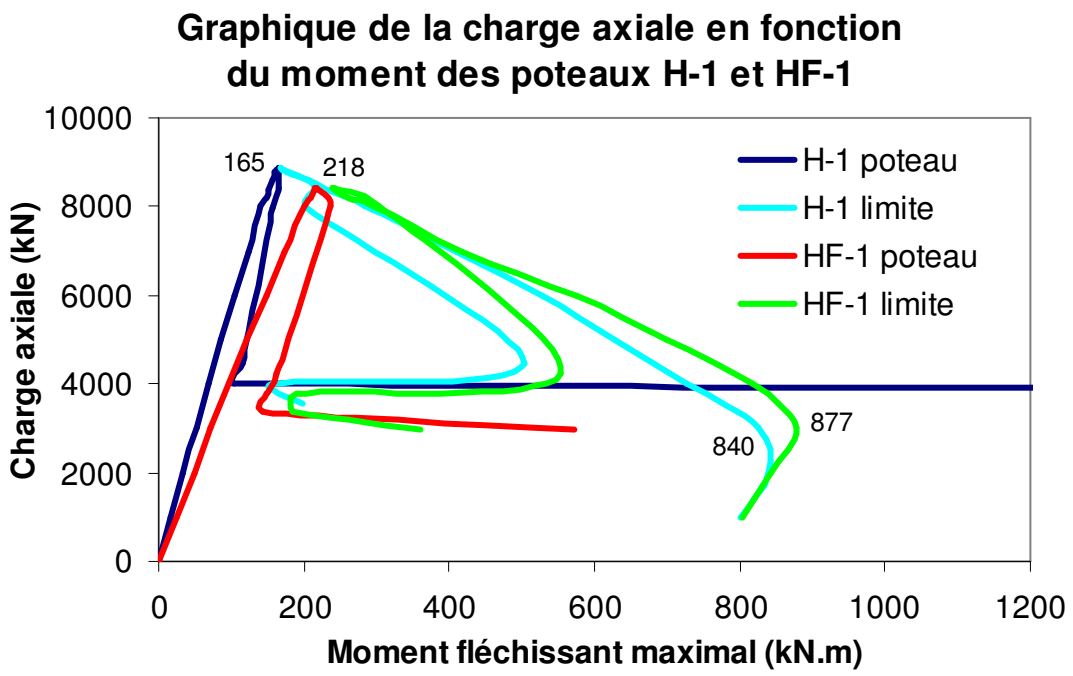


Figure 6-8 Graphique de la charge axiale en fonction du moment pour les poteaux HF-1 et H-1

La Figure 6-8 montre le comportement en compression-flexion du poteau HF-1 par rapport au poteau H-1. Le rapport du moment permis maximal sur le moment maximum atteint est d'environ 4.0 (i.e. 877/218) pour le poteau HF-1 alors qu'il est de 5.1 (i.e. 840/165) pour le poteau H-1. Ces deux résultats indiquent une plus grande capacité en compression-flexion pour le poteau H-1 mais il faut noter toutefois, que le poteau HF-1 était sollicité avec une excentricité plus grande que H-1, i.e. de 24 mm par rapport à 18 mm respectivement. Le graphique indique que les deux poteaux ont des capacités en compression-flexion très similaires. Les explications de la notation utilisée pour présenter ce type de graphique ont été présentées à la Section 4.1.2.

6.2.5.5 Comparaisons additionnelles entre poteaux composites faits de béton avec ou sans fibres d'acier

Dans le but de bien identifier l'apport des fibres métalliques au comportement des poteaux composites, les comparaisons additionnelles suivantes ont été réalisées :

- $\delta_{axial\ F} / \delta_{axial}$ *(à* P_{max}*)* : Rapport du raccourcissement axial du poteau composite fait de béton renforcé de fibres d'acier au raccourcissement axial du poteau composite fait de béton sans fibres d'acier;

- v_F / v *(à* P_{max}*)* : Rapport de la flèche transversale du poteau composite fait de béton renforcé de fibres d'acier à la flèche transversale du poteau composite fait de béton sans fibres d'acier;

- P_F / P *(à* $2\delta_{axial}$*)* : Rapport de la capacité axiale résiduelle lorsque le raccourcissement axial atteint $2\delta_{axial}$ de P_{max} du poteau composite fait de béton renforcé de fibres d'acier sur celle du du poteau composite fait de béton sans fibres d'acier;

- P_F / P *(à* $2v$*)* : Rapport de la capacité axiale résiduelle lorsque la flèche transversale atteint $2v$ de P_{max} du poteau composite fait de béton renforcé de fibres d'acier sur celle du poteau composite fait de béton sans fibres d'acier;

- $Aire_F / Aire$ *(à* $0.8P_{max}$*)* : Rapport de l'aire sous la courbe de la charge axiale en fonction du raccourcissement axial du poteau composite fait de béton renforcé de fibres d'acier, et ce, jusqu'à ce que la capacité axiale résiduelle redescend à $0.8P_{max}$, sur l'aire correspondante du poteau composite fait de béton sans fibres d'acier.

À noter que tous les rapports ont été faits pour des poteaux soumis aux mêmes types de charges et composés d'un béton de même résistance. Le Tableau 6-6 montre l'ensemble des comparaisons établies entre les poteaux faits de béton renforcé de fibres d'acier et ceux faits de béton normal ou de *BHP*.

Tableau 6-6 Ensemble des comparaisons établies entre les poteaux faits de béton renforcé de fibres d'acier et ceux faits de béton normal ou de *BHP* (résultats expérimentaux)

ID	Résultats expérimentaux P_{max} (kN)	δ_{axial} (mm)	v_{max} (mm)	$P_{max\ F}$ / P_{max}	P-M $M_{max\ limite}$ / M_{max}	P-M_F / P-M	$\delta_{axial\ F}$ / δ_{axial}	$v_{max\ F}$ / v_{max}
N-C	8756	5.81	0.01	-	315	-	-	-
NF-C	9565	8.66	0.00	1.09	338	1.07	1.49	0.34
N-1	7380	3.89	2.60	-	3.0	-	-	-
NF-1	8037	7.64	7.03	1.09	2.5	0.81	1.96	2.71
N-1cyc	7210	3.65	1.55	-	-	-	-	-
NF-1cyc	8032	5.92	4.20	1.11	-	-	1.62	2.71
H-1	9536	4.38	2.45	-	5.1	-	-	-
HF-1	9758	-	5.68	1.02	4.0	0.79	-	2.32
H-1cyc	9870	4.73	2.61	-	-	-	-	-
HF-1cyc	9674	5.42	4.27	0.98	-	-	1.15	1.64
H-2	5955	2.60	4.16	-	1.3	-	-	-
HF-2	5910	3.02	13.13	0.99	1.2	0.92	1.16	3.16
H-2cyc	5751	2.41	4.21	-	-	-	-	-
HF-2cyc	5485	2.50	6.53	0.95	-	-	1.04	1.55

Moyenne (tous les poteaux confondus) :	1.035	0.897	1.403	2.059
Écart-type :	6.3%	12.9%	35.4%	95.9%
Moyenne (bétons normaux) :	1.098	0.942	1.691	1.918
Écart-type :	1.4%	18.5%	24.3%	137.0%
Moyenne (BHP) :	0.987	0.853	1.115	2.164
Écart-type :	2.9%	8.8%	6.8%	74.4%

Tableau 6-6 (suite) Ensemble des comparaisons établies entre les poteaux faits de béton renforcé de fibres d'acier et ceux faits de béton normal ou de *BHP* (résultats expérimentaux)

ID	P à $2\delta_{axial}$ (kN)	P à ?δ_{axial}	P_F / P	P à $2v_{max}$ (kN)	P à ?v_{max}	P_F / P	Aire jusqu'à $0.8P_{max}$ PP (kN.mm axial)	Aire jusqu'à ?P_{max} PP (kN.mm axial)	$Aire_F$ / Aire
N-C	5667	6101 $1.6\delta_{axial}$	-	8748		-	40797	40797	-
NF-C	n.d.	7572 $1.6\delta_{axial}$	1.24	7728		0.88	102573	102573	2.51
N-1	n.d.	5375 $1.4\delta_{axial}$	-	5519	6236 $1.6v_{max}$	-	18344	18344	-
NF-1	n.d.	7112 $1.4\delta_{axial}$	1.32	n.d.	7454 $1.6v_{max}$	1.20	79926	79926	4.36
N-1cyc	n.d.		-	6252		-	18501	18501	-
NF-1cyc	6584		n.d.	7455		1.19	77689	77689	4.20
H-1	5739		-	8514		-	48800	48800	-
HF-1	n.d.		n.d.	6969		0.82	n.d.	n.d.	n.d.
H-1cyc	n.d.		-	8058		-	n.d.	34507 $0.9P_{max}$ PP	-
HF-1cyc	4949		n.d.	8976		1.11	n.d.	59299 $0.9P_{max}$ PP	1.72
H-2	3897		-	2876		-	21211	21211	-
HF-2	2813		0.72	4574		1.59	12660	12660	0.60
H-2cyc	n.d.	5399 $1.5\delta_{axial}$	-	3417		-	10471		-
HF-2cyc	3176	3546 $1.5\delta_{axial}$	0.66	5164		1.51	10726		1.02

Moyenne (tous les poteaux) :	0.986	1.186	2.402
Écart-type :	34.5%	28.9%	159.3%
Moyenne (bétons normaux) :	1.282	1.090	3.690
Écart-type :	5.8%	17.9%	102.1%
Moyenne (BHP) :	0.689	1.259	1.113
Écart-type :	4.6%	36.0%	56.6%

Le Tableau 6-7 montre les comparaisons établies à partir des résultats analytiques entre les poteaux faits de béton renforcé de fibres d'acier et ceux faits de béton normal ou de *BHP*.

Tableau 6-7 Ensemble des comparaisons établies entre les poteaux faits de béton renforcé de fibres d'acier et ceux faits de béton normal ou de *BHP* (résultats analytiques)

ID	Résultats expérimentaux P_{max} (kN)	δ_{axial} (mm)	v_{max} (mm)	$P_{max\ F}$ / P_{max}	P-M $M_{max\ limite}$ / M_{max}	P-M_F / P-M	$\delta_{axial\ F}$ / δ_{axial}	$v_{max\ F}$ / v_{max}
N-C	8200	1.74	0.08	-	315	-	-	-
NF-C	8360	1.29	0.05	1.02	338	1.07	0.74	0.63
N-1	6600	2.70	1.62	-	3.0	-	-	-
NF-1	7040	3.98	3.30	1.07	2.5	0.81	1.47	2.04
H-1	8880	3.38	1.69	-	5.1	-	-	-
HF-1	8440	3.31	1.93	0.95	0.4	0.08	0.98	1.14
H-2	5360	1.89	2.48	-	1.3	-	-	-
HF-2	5000	2.21	4.19	0.93	1.2	0.92	1.17	1.69
Moyenne (tous les poteaux) :				0.992		0.719	1.091	1.373
Écart-type :				6.2%		44.1%	31.0%	62.0%
Moy. (bétons normaux) :				1.043		0.942	1.108	1.331
Écart-type :				3.3%		18.5%	51.8%	99.8%
Moy. (BHP) :				0.942		0.497	1.074	1.416
Écart-type :				1.2%		59.2%	13.4%	38.7%

Tableau 6-7 (suite) Ensemble des comparaisons établies entre les poteaux faits de béton renforcé de fibres d'acier et ceux faits de béton normal ou de *BHP* (résultats analytiques)

ID	P à $2\delta_{axial}$ (kN)	P à ?δ_{axial}	P_F / P	P à $2v_{max}$ (kN)	P_F / P	Aire jusqu'à $0.8P_{max}$ PP (kN.mm axial)	$Aire_F$ / Aire
N-C	7748		-	8184	-	33308	-
NF-C	8146		1.05	8353	1.02	54648	1.64
N-1	n.d.	3960 $1.85\delta_{axial}$	-	6176	-	16283	-
NF-1	3944	4303 $1.85\delta_{axial}$	1.09	6130	0.99	31095	1.91
H-1	4543		-	7903	-	27982	-
HF-1	6763		1.49	8213	1.04	42093	1.50
H-2	n.d.	2948 $1.6\delta_{axial}$		4140	-	7380	-
HF-2	2768	2910 $1.6\delta_{axial}$	0.99	3765	0.91	8408	1.14

Moyenne (tous les poteaux) :	1.153	0.990	1.548
Écart-type :	22.7%	5.7%	32.1%
Moy. (bétons normaux) :	1.069	1.007	1.775
Écart-type :	2.5%	2.0%	19.0%
Moy. (BHP) :	1.238	0.974	1.322
Écart-type :	35.5%	9.2%	25.8%

De ce tableau, voici les principales observations qui peuvent être réalisées :

- P_{maxF} / P_{max} : L'ajout des fibres métalliques a augmenté en moyenne de près de 10 % la capacité axiale maximale des poteaux composites faits de béton normal alors que cet effet sur les poteaux composites faits de *BHP* n'est pas significatif. Cet écart diminue avec les résultats des analyses;

- $\delta_{axial\ F}$ / δ_{axial} *(à* P_{max}*)* : L'ajout de fibres métalliques a augmenté en moyenne de près de 70 % le raccourcissement axial à la capacité axiale maximale des poteaux composites faits de béton normal alors qu'il n'a augmenté que d'un peu plus de 10 % en moyenne celui des poteaux composites faits de *BHP*;

- v_F / v (à P_{max}) : L'ajout de fibres métalliques a augmenté d'un peu plus de deux fois la flèche transversale au centre de tous les poteaux composites;

- P_F / P (à $2\delta_{axial}$) : L'ajout de fibres métalliques a augmenté en moyenne de 28 % la capacité axiale résiduelle à $2\delta_{axial}$ de P_{max} des poteaux composites faits de béton normal alors qu'il a augmenté en moyenne de 24 % pour les poteaux composites faits de *BHP* (analyses);

- $Aire_F$ / $Aire$ (à $0.8P_{max}$) : L'ajout de fibres métalliques a augmenté de près de 1.8 fois l'aire sous la courbe des poteaux faits de béton normal (analyses) alors qu'il n'a augmenté que de 1.3 fois pour les poteaux composites faits de *BHP* (analyses).

6.2.6 Moment fléchissant

Un autre résultat donné au Tableau 6-3 est la comparaison entre le moment fléchissant au centre du poteau calculé de façon analytique et celui déterminé en laboratoire. Ici encore les résultats avec et sans voilement local reflètent la tendance déjà notée avec la capacité axiale des poteaux. Toutefois, même sans inclure l'effet du voilement local, les résultats montrés indiquent une plus grande différence que pour la capacité axiale (7.6 % d'écart moyen pour les moments fléchissants comparativement à 3.0 % d'écart moyen pour les capacités axiales).

La plus grande variabilité s'explique par le fait que les modèles analytiques prédisent toujours une rupture au centre du poteau alors que les essais ont montré plus de variabilité à ce niveau. D'ailleurs, la rupture de seulement 3 des 16 poteaux s'est initiée à mi-hauteur. La valeur du moment fléchissant expérimental au centre du poteau n'est donc peut-être pas aussi représentative lorsque le point faible de ce dernier s'éloigne du centre.

6.2.7 Capacités théoriques sur la section

Dans le Tableau 6-7 qui suit, les deux premières colonnes répètent des informations données au Tableau 6-3 afin de faire plus facilement la distinction entre les 16 spécimens, à savoir quels sont les poteaux testés suivant leur axe faible ou leur axe fort.

Tableau 6-8 Résultats expérimentaux et théoriques des 16 poteaux composites

ID		Résultats expérimentaux ou $P_{exp.}$		Résultats analytiques ou $P_{anal.}$		Capacité théorique max ou $P_{théo.}$		% Écart entre résultats		
		P_{max} (kN)	M_{Pmax} (kN.m)	P_{max} (kN)	M_{Pmax} (kN.m)	P_u (kN)	x P_u (kN.m)	$P_{exp.}$/ $P_{théo.}$ (a)	$P_{anal.}$/ $P_{théo.}$ (b)	Écart (%) (a) - (b)
N-C	avec voil.	8756	47 (*)	8200	1	8828	1.00	0.99	0.93	6.3%
	sans voil.			9000	1		8828		1.02	-2.8%
NF-C	avec voil.	9565	97 (*)	8360	1	9100	1.00	1.05	0.92	13.2%
	sans voil.			9040	4		9100		0.99	5.8%
N-1	avec voil.	7380	147	6600	134	8721	0.81	1.04	0.93	11.0%
	sans voil.			7320	147		7064		1.04	0.8%
N-1cyc	avec voil.	7210	136	---	---	8721	0.81	1.02	0.93	8.6%
	sans voil.			---	---		7064		1.04	-1.6%
NF-1	avec voil.	8037	223	7040	177	9044	0.79	1.12	0.99	14.0%
	sans voil.			7560	187		7145		1.06	6.7%
NF-1cyc	avec voil.	8032	200	---	---	9044	0.79	1.12	0.99	13.9%
	sans voil.			---	---		7145		1.06	6.6%
NF-2	avec voil.	5301	471	4480	381	8977	0.51	1.16	0.98	17.9%
	sans voil.			4840	405		4578		1.06	10.1%
NF-2cyc	avec voil.	3355	292	---	---	8977	0.51	0.73	0.98	-24.6%
	sans voil.			---	---		4578		1.06	-32.4%
H-1	avec voil.	9536	188	8880	165	10490	0.88	1.03	0.96	7.1%
	sans voil.			9520	173		9231		1.03	0.2%
H-1cyc	avec voil.	9870	196	---	---	10490	0.88	1.07	0.96	10.7%
	sans voil.			---	---		9231		1.03	3.8%
HF-1	avec voil.	9758	287	8440	218	10650	0.84	1.09	0.94	14.7%
	sans voil.			9080	234		8946		1.01	7.6%
HF-1cyc	avec voil.	9674	271	---	---	10650	0.84	1.08	0.94	13.8%
	sans voil.			---	---		8946		1.01	6.6%
H-2	avec voil.	5955	408	5360	366	10427	0.54	1.06	0.95	10.6%
	sans voil.			5880	401		5631		1.04	1.3%
H-2cyc	avec voil.	5751	395	---	---	10427	0.54	1.02	0.95	6.9%
	sans voil.			---	---		5631		1.04	-2.3%
HF-2	avec voil.	5910	547	5000	424	10688	0.49	1.13	0.95	17.4%
	sans voil.			5480	460		5237		1.05	8.2%
HF-2cyc	avec voil.	5485	472	---	---	10688	0.49	1.05	0.95	9.3%
	sans voil.			---	---		5237		1.046	0.1%
								1.070	0.953	11.7%
									avec voilement	
									1.036	3.4%
									sans voilement	

Considérant l'excentricité de la charge axiale utilisée lors des tests et les propriétés des matériaux déterminées en laboratoire, la valeur de la capacité théorique de la section des poteaux a été recalculée (*P-M* sur la section du poteau seulement, voir Section 5.4.3.2). Le calcul a été fait sur la section du poteau et ne tient donc pas compte des effets de flambement global ou de voilement local. Cette démarche a pour but de comparer les résultats expérimentaux aux capacités théoriques sur la section et également comparer les capacités analytiques aux capacités théoriques.

Idéalement, les valeurs des excentricités auraient dû être recalculées juste avant de procéder au test de chacun des poteaux afin de s'assurer d'atteindre les valeurs visées de $0.85P_r$ et de $0.55P_r$.

Rappelons que le moment des essais de résistance à la compression du béton et de traction sur l'acier n'a pas été coordonné avec le moment des tests des poteaux composites (voir l'Annexe I). De plus, les essais de traction sur les échantillons d'acier ont été effectués après que les tests sur les poteaux aient été réalisés. Quoi qu'il en soit, les valeurs atteintes pour simuler les niveaux de chargement visés sont satisfaisantes : de $0.79P_r$ à $0.88P_r$ (moyenne de $0.83P_r$) pour les conditions devant s'apparenter à $0.85P_r$ et de $0.49P_r$ à $0.54P_r$ (moyenne de $0.51P_r$) pour les conditions devant s'apparenter à $0.55P_r$. Ces valeurs ont été déterminées à partir des propriétés nominales des matériaux.

Du Tableau 6-8, il est possible de déduire ce qui suit :

- La valeur moyenne du rapport $P_{expérimental} / P_{théorique}$ est de 1.070;

- La valeur moyenne du rapport $P_{analytique} / P_{théorique}$ est de 0.953 et 1.036 en tenant compte ou non de l'effet du voilement local respectivement. Ceci confirme encore une fois que l'effet du voilement local est surestimé par le logiciel de calculs.

- En moyenne, la différence entre les rapports $P_{expérimental} / P_{théorique}$ et $P_{analytique} / P_{théorique}$ est de 11.7 % et 3.4 % en tenant compte ou non de l'effet du voilement local respectivement.

6.2.8 Modes de rupture

Le Tableau 6-9 indique les défauts observés qui semblent avoir initié la rupture des poteaux composites en laboratoire.

Tableau 6-9 Modes de rupture des 16 poteaux composites

ID	Mode de rupture initié par :
N-C	Écrasement du béton faces nord et sud
NF-C	Voilement local (4 coins) et écrasement du béton (face sud)
N-1	Voilement local (coin N-O) et écrasement du béton (face ouest)
N-1cyc	Voilement local (coins S-O et N-O) et écrasement du béton (face ouest)
NF-1	Voilement local (coins S-O et N-O) et écrasement du béton (face ouest)
NF-1cyc	Voilement local (coins S-O et N-O) et écrasement du béton (face ouest)
NF-2	Voilement local (coins S-O et N-O) et écrasement du béton (face ouest)
NF-2cyc	Écrasement du béton face ouest
H-1	Voilement local (coin S-E) et écrasement du béton (face sud)
H-1cyc	Écrasement du béton face nord
HF-1	Voilement local (coin S-O) et écrasement du béton (face sud)
HF-1cyc	Voilement local (coin S-O) et écrasement du béton (face sud)
H-2	Écrasement du béton face ouest
H-2cyc	Voilement local (coins S-O et N-O) et écrasement du béton (face ouest)
HF-2	Voilement local (coin N-O) et écrasement du béton (face ouest)
HF-2cyc	Écrasement du béton face nord

Les résultats du logiciel ont démontré que toutes les ruptures avaient été initiées par le voilement local et que l'écrasement du béton est toujours survenu dans la partie post-pic du chargement des poteaux (voir l'Annexe J). Rappelons que la simulation du voilement local dans le logiciel est basée sur l'hypothèse conservatrice que l'imperfection initiale est toujours dirigée vers l'extérieur du poteau alors qu'en réalité, les imperfections initiales sont généralement dirigées vers l'intérieur des poteaux (voir Section 3.6).

6.2.9 Sources d'écart entre les résultats expérimentaux et analytiques

En plus des explications données précédemment, il faut rappeler ici les autres facteurs, dont la plupart avaient également été décrits à la Section 4.1.5, qui peuvent être à l'origine des différences entre les résultats expérimentaux et analytiques :

- Les **modèles de matériaux** utilisés pour décrire la contrainte en fonction de la déformation des plaques d'acier, du béton et des aciers d'armature ne tiennent pas compte des effets tridimensionnels comme l'interaction acier-béton, le coefficient de Poisson, etc.

- L'évaluation de **l'effet du voilement local** par le logiciel de calculs suppose une imperfection initiale dirigée vers l'extérieur du poteau et conduit à des résistances axiales moindres.

- Le **facteur de réduction de la résistance du béton**, d'une valeur de 0.9 par défaut, est utilisé pour tenir compte de la différence entre la résistance du béton mesurée sur des cylindres de béton et la résistance du béton dans le poteau composite. Ce facteur peut contribuer à sous-estimer la réponse globale.

- Les **erreurs expérimentales** comme :
    - le mauvais enlignement des poteaux pouvant induire des excentricités en plus ou en moins aux poteaux;
    - le manque de précision pour mesurer toutes les dimensions des spécimens testés;
    - la non-uniformité du béton à l'intérieur des poteaux (oursins de fibres métalliques, nids de cailloux, vides potentiels etc.) ou des problèmes de soudure de l'acier;

- des ruptures non survenues au centre des poteaux.

6.2.10 Résumé des résultats expérimentaux, analytiques et théoriques

Voici les principales constatations relatives au Chapitre 6 :

- **Prédiction de la résistance axiale des poteaux composites :** La valeur moyenne du rapport $P_{expérimental} / P_{analytique}$ est de 1.033 en excluant la simulation du voilement local et de 1.123 en l'incluant.

  Les poteaux sollicités suivant leur axe faible sont un peu plus sensibles au voilement local que les poteaux sollicités suivant leur axe fort puisque la capacité des poteaux composites est réduite respectivement de 9.4 % et 7.7 % en moyenne.

  Par rapport à la charge axiale des résultats expérimentaux, la charge axiale des résultats analytiques tend à redescendre plus rapidement pour une même flèche transversale et converger plus rapidement à la capacité résiduelle des poteaux. Ceci semble causé par le fait que les effets P-δ ne se font pas instantanément en laboratoire et cela permet au poteau de montrer plus de ductilité au niveau de son comportement.

- **Voilement local :** Tel qu'il est indiqué ci-haut, inclure l'effet du voilement local dans les analyses a conduit à des résultats très conservateurs. D'une part, les poteaux n'ont pas présenté de signes visibles de voilement local en laboratoire avant d'atteindre la résistance axiale maximale. D'un autre côté, le voilement local a tout de même eu lieu dans la partie post-pic à tout le moins et joue probablement aussi un rôle dans la portion pré-pic mais beaucoup moins que ce qui est évalué à l'aide du logiciel de calculs. La réponse « exacte » se situe vraisemblablement entre les deux comportements et se situe plus près du comportement sans voilement local.

- **Facteur de réduction de la résistance du béton et interaction acier-béton :** Les observations faites ici font suite aux constatations décrites à la Section 4.4. Ce facteur fera l'objet d'une discussion plus élaborée au Chapitre 7.

- **Chargement cyclique :** Le rapport $P_{exp.\ max.\ avec\ charges\ cycliques}$ / $P_{exp.\ max.\ sans\ charges\ cycliques}$ est en moyenne de 96.8 % pour les poteaux sollicités suivant leur axe faible, qui sont un peu plus sensibles à l'endommagement du béton, et il passe à 101.3 % pour les poteaux sollicités suivant leur axe fort.

  Compte tenu de ces faibles différences et que le mode de rupture des poteaux sollicités ou non de façon cyclique n'était pas différent, il semble que ce paramètre n'altère pas de façon très significative le comportement des poteaux composites.

- **Types de béton :**

  - ***BHP* vs béton normal :** Lorsque le comportement des poteaux composites faits de béton normal est comparé à celui des poteaux composites faits de béton haute performance, on constate que, toutes proportions gardées, une fois la charge axiale maximale atteinte, les résistances résiduelles en fonction de la flèche transversale sont très similaires.

    Toutefois, les poteaux faits de béton haute performance démontrent une plus grande capacité en compression-flexion. Le rapport du moment permis maximal sur le moment maximum atteint est d'environ 5.1 pour un poteau fait de béton haute performance alors qu'il est de 3.0 pour le même poteau fait de béton normal.

  - ***BRF* vs béton normal :** Le fait d'ajouter des fibres métalliques apporte un gain moyen d'environ 10 % sur la capacité axiale des poteaux composites pour laquelle on note une augmentation importante du raccourcissement axial et de la flèche transversale (69 % et 92 % respectivement). On constate également une augmentation importante de la capacité axiale résiduelle à $2\delta_{axial}$ (environ 28 %) et une augmentation importante de l'aire sous la courbe de la charge axiale en fonction du raccourcissement axial (de l'ordre de 1.8 fois par analyse).

- ***BFHP* vs *BHP* :** L'ajout de fibres métalliques n'apporte pas de gain significatif sur la capacité axiale pour laquelle on note une augmentation importante de la flèche transversale (116 %). On constate également une augmentation de la capacité axiale résiduelle à $2\delta_{axial}$ (environ 24 % par analyse) et une augmentation de 1.3 fois de la capacité en flexion extraite des courbes *P-M* (par analyse).

- **Analyses théoriques sur la section vs modèles analytiques :** Le rapport $P_{analytique}$ / $P_{théorique}$ est de 0.954 et 1.037 en tenant compte ou non du voilement local respectivement comparativement à un rapport $P_{expérimental}$ / $P_{théorique}$ de 1.070; ce qui permet de confirmer encore une fois que l'effet du flambement global et surtout du voilement local est plus petit que ce qui est évalué par le logiciel de calculs.

- **Mode de rupture :** Le mode de rupture de tous les poteaux composites partiellement enrobés de béton semble avoir été initié en laboratoire par une combinaison d'écrasement de béton et de voilement local ou d'écrasement de béton suivi de voilement local dans la partie post-pic du chargement.

CHAPITRE 7

PRÉDICTION DE LA CAPACITÉ AXIALE ET EN COMPRESSION-FLEXION DES POTEAUX COMPOSITES PARTIELLEMENT ENROBÉS DE BÉTON

Le présent projet de recherche complète l'ensemble des travaux de recherche qui étaient prévus concernant les poteaux composites partiellement enrobés de béton et soumis à des combinaisons de charges axiales ou de compression-flexion.

Le but de ce chapitre est de valider les équations de conception et les règles de dimensionnement actuellement prescrites par la norme CAN/CSA-S16 sur la base de l'ensemble des connaissances acquises dans les projets de recherche portant sur les poteaux composites partiellement enrobés de béton.

En plus des vérifications qui seront effectuées sur les poteaux faits de béton normal et sollicités axialement uniquement, les vérifications seront également effectuées sur les poteaux composites faits de bétons haute performance et de bétons renforcés de fibres métalliques. De plus, la résistance aux efforts combinés de compression et de flexion sera étudiée.

Des tableaux comparatifs des résultats permettront de mettre en évidence la correspondance entre les résultats obtenus et la prédiction des capacités des poteaux. L'effet de chacun des paramètres entrant dans les équations de résistance sera évalué. En fonction des résultats obtenus, des modifications seront proposées au besoin afin que les équations reflètent le plus possible les résultats obtenus en laboratoire et ceux obtenus des analyses par éléments finis et des modèles analytiques.

7.1 Résistance axiale des poteaux composites

La capacité axiale de 34 poteaux composites du Tableau 7-1 ayant été testés en laboratoire en compression pure a été évaluée selon les équations prévues par la norme CAN/CSA-S16 présentées au Chapitre 2 (Section 2.2.3.1.2) et selon 4 autres approches différentes identifiées au Tableau 7-2 :

- **S16 avec F_1 = 0.8 :** les équations de la norme CAN/CSA-S16 avec le facteur de réduction de la résistance du béton de 0.8.

  Rappelons que l'équation de la norme permettant de déterminer la résistance axiale des poteaux composites partiellement enrobés de béton a été présentée à la Section 2.2.3.1.2 et prend ici la forme suivante :

$$C_{rc} = \left(\phi A_{se} F_y + F_1 \phi_c A_c f_c^{'} + \phi_r A_r F_{yr}\right)\left(1 + \lambda^{2n}\right)^{-1/n} \qquad \textbf{(7-1)}$$

- **Chicoine avec F_1 = 0.92ψ :** les équations proposées par Chicoine (2001) (voir l'Annexe H) dont le facteur de réduction de la résistance du béton est de 0.92 multiplié par le facteur d'échelle ψ.

  Rappelons que le facteur d'échelle proposé par Chicoine (2001), présenté à l'Annexe H, est donné par l'équation qui suit :

$$\psi = 0.85\left(0.96 + \frac{22}{b_f / 2}\right) \quad avec\ 0.85 \leq \psi \leq 0.97 \qquad \textbf{(7-2)}$$

- **S16 avec F_1 = 0.934 :** les équations de la norme CAN/CSA-S16 avec un facteur de réduction de la résistance du béton constant choisi pour que la moyenne des rapports $P_{exp.}$ / $C_{pred.}$ soit égale à 1.0 (où $C_{préd.} = C_{rc}$ avec ϕ_i = 1.0);

- **S16 avec F_1 = 1.030ψ :** les équations de la norme CAN/CSA-S16 avec un facteur de réduction de la résistance du béton choisi pour que la moyenne des rapports $P_{exp.} / C_{pred.}$ soit égale à 1.0, avec l'utilisation du facteur permettant de tenir compte des effets d'échelle selon Chicoine (2001);

- **S16 avec F_1 = 1.025ψ ou 1.155ψ lorsque les bétons comportent des fibres métalliques :** les équations de la norme CAN/CSA-S16 avec un facteur de réduction de la résistance du béton choisi pour que la moyenne des rapports $P_{exp.} / C_{pred.}$ soit égale à 1.0, avec l'utilisation du facteur permettant de tenir compte des effets d'échelle selon Chicoine (2001), et une augmentation de la résistance des bétons comportant des fibres métalliques.

Tableau 7-1 Propriétés des 34 poteaux composites testés en compression pure

Série de tests	ID	b_f = d (mm)	t = w (mm)	b / t	L (mm)	L/d	s (mm)	s/d	Ø tirant (mm)
Fillion	C-1	300	4.76	32	1400	5	200	0.67	M10
1998	C-2	450	9.53	24	2250	5	225	0.50	13
	C-3	450	9.53	24	2250	5	338	0.75	13
Petits	C-4	450	9.53	24	2250	5	450	1.00	13
spécimens	C-5	450	9.53	24	2250	5	225	0.50	22
	C-6	450	6.35	35	2250	5	338	0.75	13
	C-7	300	6.35	24	1500	5	300	1.00	13
Chicoine	C-8	600	12.90	23	3000	5	600	1.00	16
2001	C-9	600	12.90	23	3000	5	600	1.00	16
	C-10	600	12.80	23	3000	5	300	0.50	16
Grands	C-11	600	9.70	31	3000	5	600	1.00	16
spécimens	C-12	600	12.90	23	3000	5	300	0.50	16
	CL-1	450	9.78	23	9000	20	450	1.00	13
	CL-3	450	9.69	23	9000	20	225	0.50	13
Chicoine	P-1	300	6.50	24	1500	5	300	1.00	13
2001	P-2	300	6.50	24	1500	5	300	1.00	13
	P-3	300	6.50	24	1500	5	300	1.00	13
Chargement	P-4	300	6.50	24	1500	5	300	1.00	13
à long terme	P-5	450	9.60	23	2350	5	450	1.00	13
Bouchereau	A1-X	450	9.53	24	2250	5	300	0.67	16
et Toupin	A2-X	450	9.53	24	2250	5	300	0.67	16
2003	A1-Y	450	9.53	24	2250	5	300	0.67	16
	A2-Y	450	9.53	24	2250	5	300	0.67	16
	B1-Axial	450	9.53	24	2250	5	300	0.67	16
	B2-Axial	450	9.53	24	2250	5	300	0.67	16
Prickett	H1	400	7.98	25	2000	5	200	0.50	13
et Driver	H2	400	8.00	25	2000	5	400	1.00	16
2006	H3	400	7.99	25	2000	5	120	0.30	13
	H4	400	8.01	25	2000	5	200	0.50	13
Chargements :	H5	400	8.02	25	2000	5	400	1.00	16
- axial	H6	400	8.02	25	2000	5	200	0.50	13
- compression-	H7	400	8.02	25	2000	5	400	1.00	16
Lacasse	N-C	399	8.43	24	2000	5	240	0.60	12.7
2011	NF-C	400	8.28	24	2000	5	240	0.60	12.7

Tableau 7-1 (suite) Propriétés des 34 poteaux composites testés en compression pure

Série de tests	ID	F_y (MPa)	E (MPa)	f'_c (MPa)	E_c (MPa)	Teneur en fibres (%)	Armature (mm^2)	F_{yr} (MPa)	$P_{exp.}$ (kN)
Fillion	C-1	454	200 000	27	24 047				4204
1998	C-2	370	200 000	33	25 857				10111
	C-3	370	200 000	33	25 857				9690
Petits	C-4	370	200 000	32	25 568				9389
spécimens	C-5	370	200 000	34	26 142				10040
	C-6	374	200 000	33	25 857				7652
	C-7	374	200 000	32	25 568				4275
Chicoine	C-8	360	200 000	34	26 142				16470
2001	C-9	360	200 000	34	26 142				16610
	C-10	360	200 000	34	26 142				16240
Grands	C-11	345	200 000	34	26 142				14930
spécimens	C-12	360	200 000	34	26 142		1200	490	17450
	CL-1	345	200 000	35.3	26 507				7440
	CL-3	345	200 000	35.3	26 507		800	490	6670
Chicoine	P-1	390	200 000	37	26 973				4770
2001	P-2	390	200 000	37	26 973				4670
	P-3	390	200 000	37	26 973				4790
Chargement	P-4	390	200 000	37	26 973				4975
à long terme	P-5	345	200 000	30	24 975				9225
Bouchereau	A1-X	357	200 000	34	28 528				11508
et Toupin	A2-X	357	200 000	34	28 528		1200	497	10599
2003	A1-Y	357	200 000	34	28 528				10168
	A2-Y	357	200 000	34	28 528		1200	497	10825
	B1-Axial	358	200 000	34	28 528				8800
	B2-Axial	358	200 000	34	28 528		1200	497	10064
Prickett	H1	393	202 700	29	23 300				7380
et Driver	H2	393	202 700	30	23 300				7570
2006	H3	393	202 700	60	28 000				12340
	H4	393	202 700	59	28 800				11860
Chargements :	H5	393	202 700	62	28 500				12390
- axial	H6	393	202 700	49	24 800	1%			12180
- compression-	H7	393	202 700	53	24 800	1%			11890
Lacasse	N-C	405	198 912	39	38 330				8756
2011	NF-C	405	198 912	38	39 209	1%			9565

À noter que les valeurs surlignées en gris n'ont pas été vérifiées en laboratoire et des valeurs par défaut ont été utilisées pour les calculs du présent chapitre.

Le Tableau 7-2 montre les rapports $P_{exp.}$ / $C_{pred.}$ obtenus en fonction des différents paramètres énumérés ci-haut.

Tableau 7-2 Moyennes de rapports $P_{exp.}$ / $C_{pred.}$ obtenues en fonction de différentes variantes d'équation de conception des poteaux sollicités en compression pure

	Nbr poteaux	S16 (F_1 = 0.8)	Chicoine F_1 = 0.92 ψ	S16 avec F_1 = 0.934	S16 avec F_1 = 1.030 ψ	S16 avec F_1 = 1.025 ψ ou F_1 = 1.155 ψ si fibres
F_1 :		0.8	0.920	0.934	1.030	1.025
Moyenne $P_{exp.}$ / $C_{pred.}$:	29	1.095	1.037	1.000	1.000	1.000
Écart-type :		0.07	0.06	0.06	0.06	0.05
Béton normal, poteau court :	24	1.08	1.03	0.99	0.99	1.00
Écart-type :		0.07	0.06	0.06	0.06	0.06
BRF, poteau court :	1	1.17	1.12	1.07	1.07	1.00
BHP, poteau court :	3	1.15	1.10	1.03	1.03	1.04
Écart-type :		0.03	0.02	0.03	0.03	0.03
Béton normal, poteau long :	1	1.30	1.27	1.24	1.25	1.25

À noter que pour les poteaux testés et analysés dans ce projet, la valeur du facteur d'échelle ψ varie entre 0.878 et 0.941 pour une moyenne de 0.905.

À noter que les conditions d'appui lors des tests (fixe-fixe) ont été définies par un facteur d'élancement du poteau, *K*, égal à 0.5 alors que les conditions d'appui réalisées à l'aide de rotules permettant la rotation des appuis ont été définies par un facteur d'élancement du poteau égal à 1.0 (CAN/CSA-S16, Figure F1).

7.1.1 Norme CAN/CSA-S16

Les résultats moyens obtenus sont montrés au Tableau 7-2 alors que les résultats obtenus sur pratiquement tous les poteaux testés en compression pure sont illustrés aux Figures G-1 et G-2 de l'Annexe G. Seuls quelques poteaux ont été exclus des comparaisons établies dans ce chapitre, étant donné des problèmes rencontrés en laboratoire ou des données expérimentales erronées qui pourraient conduire à de mauvaises interprétations (CL-3, B1-axial, B2-axial, H6 et H7).

7.1.2 Propositions de Chicoine (2001)

Tel que montré au Tableau 7-2 et aux Figures G-3 et G-4 de l'Annexe G, les résultats obtenus des équations proposées par Chicoine (2001) (voir l'Annexe H) donnent en moyenne de meilleurs résultats que les équations de la norme S16 pour le chargement en compression pure. Ici, la résistance du béton est multipliée par un facteur de réduction de la résistance du béton qui inclut un facteur ψ pour tenir compte de l'effet d'échelle.

À noter que les équations proposées par Chicoine (2001) s'appliquent uniquement aux poteaux courts. La partie de l'équation de conception proposée par la norme CAN/CSA-S16 qui permet de tenir compte de l'élancement des poteaux (voir Section 2.2.3.1.1) a été utilisée directement pour adapter les résultats obtenus à l'aide des équations de Chicoine.

Outre le facteur de diminution de résistance du béton, les équations de la norme et celles proposées par Chicoine (2001) se distinguent par les différences qui suivent :

- Une évaluation différente de l'aire effective du profilé d'acier. Les valeurs de A_{se} sont plus grandes avec les équations de la norme;

- Chicoine propose un paramètre ψ qui permet de tenir compte du volume de béton du profilé. Ce facteur multiplie la résistance à la compression du béton. Pour les poteaux testés, ce paramètre a varié de 0.878 à 0.941;

- Étant donné les deux points précédents et le fait que les résultats obtenus par les deux méthodes de calculs sont très similaires, il est normal que le facteur de réduction de résistance du béton soit un peu plus grand pour les équations de conception basées sur celles proposées par Chicoine (2001).

À noter que la norme CAN-CSA-S16 ne tient pas compte de l'effet d'échelle des poteaux composites. De plus, les équations de la norme ainsi que les équations proposées par Chicoine (2001) ne tiennent pas compte de l'ajout des fibres métalliques aux mélanges de béton. Ces aspects seront étudiés dans les prochaines sous-sections.

7.1.3 Facteur de réduction de résistance du béton

Si la valeur de F_1 est déterminée de sorte que le rapport $P_{exp.} / C_{pred.} = 1$, voici la distribution des valeurs de F_1 qui est obtenue en utilisant les équations de la norme CAN/CSA-S16.

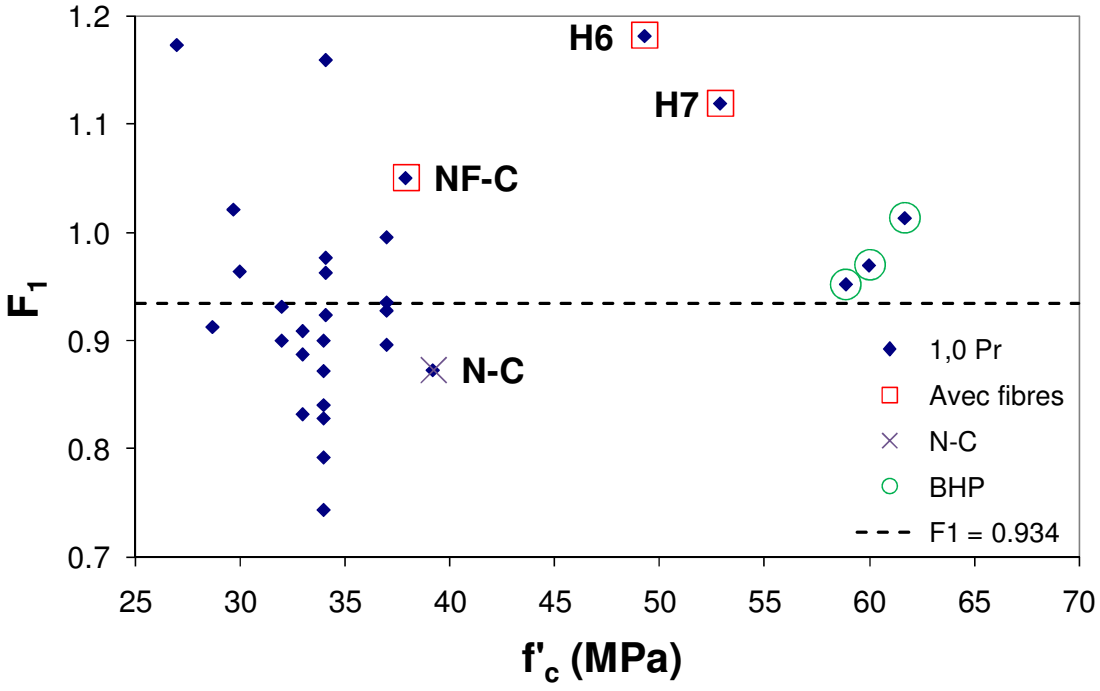


Figure 7-1 Graphique de la valeur de F_1 requise pour obtenir un rapport $P_{exp.} / C_{pred.} = 1$, en fonction de f'_c des poteaux testés en compression pure (avec ψ = 1.0)

La Figure 7-1 permet de constater que le facteur F_1 est très affecté par l'ajout de fibres métalliques au mélange de béton. Ce paramètre sera étudié de plus près dans une des sous-sections suivantes.

La Figure 7-1 montre les résultats obtenus pour les poteaux H6 et H7 testés par Prickett et al. (2006). Toutefois, ces résultats ne sont pas considérés dans les comparaisons effectuées dans le présent Chapitre étant donné que les résultats expérimentaux s'éloignent beaucoup des résultats analytiques et par éléments finis (Begum, 2007) présentés au Chapitre 4 (voir Section 4.4). En fait, même si le facteur de réduction de la résistance du béton avait été omis pour les analyses numériques de Begum (2007), les capacités axiales de ces deux poteaux ont dépassé de beaucoup (de 6 à 11%) les résultats par éléments finis.

Le Tableau 7-2 et les Figures G-5 et G-6 de l'Annexe G montrent que les résultats obtenus à l'aide des équations de la norme CAN/CSA-S16 mais utilisant un facteur de réduction de résistance du béton F_1 moyen de 0.934 plutôt que de 0.80 correspondent mieux aux résultats obtenus en laboratoire et ce, pour tous les types de poteaux testés.

7.1.4 Facteur d'échelle

La Section 6.2.1 du Chapitre 6 et l'Annexe F n'ont pas permis de mettre clairement en relief l'effet d'échelle sur le comportement des poteaux composites. La Figure 7-2 qui suit reprend le graphique de la Figure 7-1, mais en remplaçant le paramètre f'_c en abscisse par la largeur des ailes du profilé d'acier, b_f.

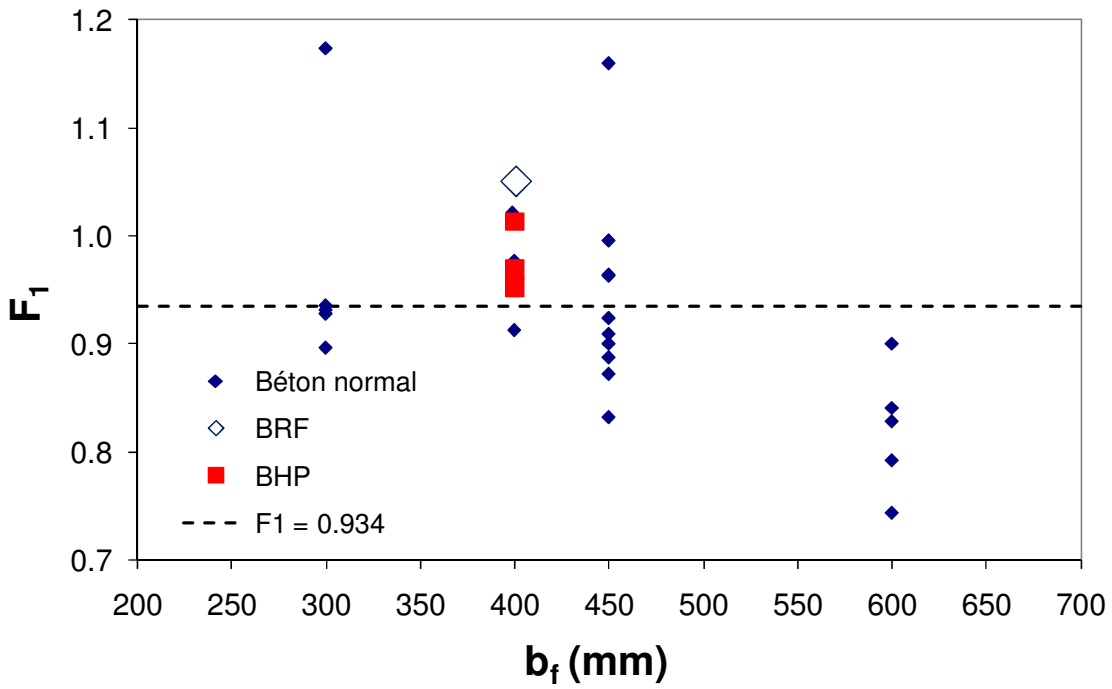


Figure 7-2 Graphique de la valeur de F_1 requise pour obtenir un rapport $P_{exp.} / C_{pred.} = 1$, en fonction de b_f des poteaux testés en compression pure et des différents types de béton utilisés (avec ψ = 1.0)

La Figure 7-2 permet de constater que le facteur F_1 est beaucoup affecté par le type de béton utilisé, en particulier le béton renforcé de fibres métalliques. De plus, on peut observer que plus les ailes du profilé d'acier sont larges, plus le facteur de réduction de la résistance à la compression du béton diminue. C'est pourquoi, même si la valeur des moyennes des résultats obtenus en compression pure ne semble pas ou est très peu affectée par l'effet d'échelle, comme le montre également la Figure 7-3, le paramètre ψ est conservé dans les autres résultats comparatifs afin de tenir compte des tendances observables graphiquement.

En moyenne, la valeur de F_1 est égale à 0.934, i.e. exactement le même facteur que celui déterminé à la Section 7.1.3.

Les Figures G-7 et G-8 de l'Annexe G montrent les résultats obtenus en utilisant un facteur F_1 = 1.030ψ.

7.1.5 Facteur d'ajustement pour fibres métalliques

Il a été observé dans le Tableau 7-2 ainsi qu'aux Figures 7-1 et 7-2 que l'ajout de fibres métalliques aux mélanges de béton permet de moins réduire la résistance à la compression du béton pour obtenir des rapports de $P_{exp.} / C_{pred.} = 1$. Par conséquent, un ajustement à la hausse du facteur F_1 a été déterminé de sorte que la moyenne des rapports $P_{exp.} / C_{pred.}$ se rapproche de l'unité pour les bétons avec ou sans fibres métalliques. Pour ce faire, il s'est avéré qu'une majoration de 12.7% du facteur F_1 était requise dans le cas des bétons renforcés de fibres métalliques. Cela fait donc en sorte que le facteur $F_1 = 1.025\psi$ pour les bétons sans fibres métalliques et $F_1 = 1.155\psi$ pour les bétons avec fibres métalliques. Les Figures G-9 et G-10 de l'Annexe G illustrent les résultats ainsi obtenus.

Pour justifier une telle augmentation de la résistance du béton afin de tenir compte de l'ajout de fibres d'acier au mélange de béton, un certain nombre de conditions doivent être rencontrées :

- La fraction volumique de fibres, V_f, doit être d'au moins 1%. Il s'agit de la seule fraction volumique de fibres qui a été testée en laboratoire pour les poteaux composites partiellement enrobés de béton et pour laquelle les comparaisons ont été établies;

- La courbe caractéristique du béton renforcé de fibres métalliques doit avoir été déterminée en laboratoire afin d'obtenir la valeur de la déformation au pic du béton, ε_{cpic}. La valeur de cette déformation doit être plus grande que celle d'un béton normal correspondant.

  À noter qu'il existe des équations qui permettent de déterminer la courbe caractéristique des bétons renforcés de fibres métalliques lorsque les données en laboratoire ne sont pas disponibles. Toutefois, les relations décrites à la Section 2.1.2 présupposent que la valeur de ε_{cpic} est identique pour les bétons avec ou sans fibres métalliques.

Par exemple, les résultats expérimentaux et analytiques obtenus pour les poteaux N-C et NF-C, testés dans le cadre du présent projet de recherche et décrits au Chapitre 6, illustrent bien pourquoi il est justifié d'augmenter la capacité axiale des poteaux composites faits de bétons

renforcés de fibres métalliques, et ce, même si la résistance à la compression du béton est pratiquement la même; soit 38.1 MPa pour le poteau NF-C fait de *BRF* et 39.8 MPa pour le poteau N-C fait de béton normal. Le Tableau I-3 et la Figure I-2 de l'Annexe I remontrée ici indiquent que les valeurs de ε_{cpic} sont respectivement de 2900 με et 1800 με alors que les valeurs de ε_{cmax} sont respectivement de 6170 et 3500 pour les bétons avec et sans fibres métalliques.

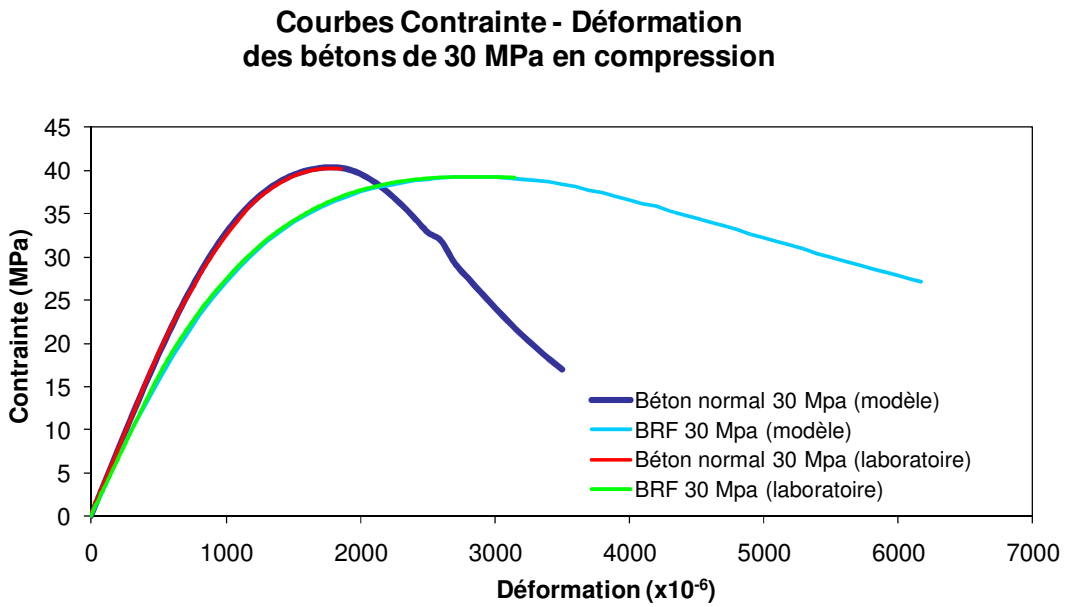


Figure 7-3 Courbes contrainte-déformation expérimentales et analytiques des bétons de 30 MPa

La capacité axiale expérimentale du poteau N-C a été de 8756 kN alors qu'elle a été de 9565 kN pour le poteau NF-C; soit un gain d'un peu plus de 9%, et ce, même si la résistance du *BRF* était un peu moindre (environ 96%) par rapport à la résistance du poteau fait de béton normal.

Ce qui explique qu'un BRF puisse fournir une meilleure résistance axiale à un poteau composite qu'un béton normal, c'est que la courbe caractéristique couvre une plus grande plage de déformation tout en offrant des résistances résiduelles plus élevées pour un même niveau de déformation. Ce faisant, les contraintes maximales de l'acier et du béton se juxtaposeront pour des mêmes niveaux de déformation (courbure et variation de la position de l'axe neutre) et permettront ainsi d'atteindre des valeurs supérieures de capacité axiale.

7.1.6 Recommandations pour le calcul de résistance axiale

Il est donc recommandé de déterminer la résistance axiale pondérée des poteaux composites partiellement enrobés de béton à l'aide de l'équation suivante :

$$C_{rc} = \left(\phi A_{se} F_y + F_1 \phi_c A_c f_c^{'} + \phi_r A_r F_{yr}\right)\left(1 + \lambda^{2n}\right)^{-1/n} \qquad \textbf{(7-3)}$$

Tous les paramètres de cette équation ont été définis à l'Annexe H et à la Section 7.1.

Le facteur $F_1 = 1.025\psi$ pour les bétons non renforcés de fibres d'acier et $F_1 = 1.155\psi$ pour les bétons renforcés de fibres métalliques comportant une fraction volumique d'au moins 1% de fibres métalliques.

De plus, le facteur d'échelle est déterminé comme suit :

$$\psi = 0.85\left(0.96 + \frac{22}{b_f / 2}\right) \quad avec\ 0.85 \leq \psi \leq 0.97 \qquad \textbf{(7-4)}$$

7.2 Résistance à la compression-flexion des poteaux composites

La capacité axiale de 35 poteaux composites du Tableau 7-3, ayant été testés en laboratoire en compression-flexion, a été évaluée selon des équations adaptées de la norme CAN/CSA-S16 par Bolduc (2005) et présentées en partie au Chapitre 2 (Section 2.2.4.3). Les équations manquantes pour couvrir toute l'étendue des poteaux composites qui ont été testés en laboratoire sont développées à la Section 7.2.1 puisqu'il n'y a pas de dispositions prévues dans la norme pour les poteaux mixtes partiellement enrobés sollicités en compression-flexion.

Tout comme pour les poteaux composites testés en compression pure, la capacité axiale des poteaux testés en compression-flexion a été évaluée selon 6 approches différentes identifiées au Tableau 7-4. Les 5 premières approches sont exactement les mêmes que celles présentées à la Section 7.1 :

- **S16 avec F_1 = 0.8 et adapté pour la compression-flexion :** les équations de la norme CAN/CSA-S16 avec le facteur de réduction de la résistance du béton de 0.8.
  L'équation d'interaction adaptée est présentée à la Section 7.2.2;

- **Chicoine avec F_1 = 0.92ψ et adapté pour la compression-flexion :** les équations proposées par Chicoine (2001) (voir l'Annexe H) dont le facteur de réduction de la résistance du béton est de 0.92 multiplié par le facteur d'échelle ψ;

- **S16 avec F_1 = 0.934 et adapté pour la compression-flexion :** les équations de la norme CAN/CSA-S16 avec un facteur de réduction de la résistance du béton constant choisi pour que la moyenne des rapports $P_{exp.} / C_{pred.}$ des poteaux testés en compression pure soit égale à 1.0;

- **S16 avec F_1 = 1.030ψ et adapté pour la compression-flexion :** les équations de la norme CAN/CSA-S16 avec un facteur de réduction de la résistance du béton choisi pour que la moyenne des rapports $P_{exp.} / C_{pred.}$ des poteaux testés en compression pure soit égale à 1.0, avec l'utilisation du facteur permettant de tenir compte des effets d'échelle selon Chicoine (2001);

- **S16 avec F_1 = 1.025ψ ou 1.155ψ lorsque les bétons comportent des fibres métalliques et adapté pour la compression-flexion :** les équations de la norme CAN/CSA-S16 avec un facteur de réduction de la résistance du béton choisi pour que la moyenne des rapports $P_{exp.} / C_{pred.}$ des poteaux testés en compression pure soit égale à 1.0, avec l'utilisation du facteur permettant de tenir compte des effets d'échelle selon Chicoine (2001), et une augmentation de la résistance des bétons comportant des fibres métalliques;

- **S16 avec F_1 = 1.025ψ ou 1.155ψ lorsque les bétons comportent des fibres métalliques et adapté pour la compression-flexion, incluant un facteur de réduction du moment résistant F_M=0.79 :** les équations de la norme CAN/CSA-S16 avec un facteur de réduction de la résistance du béton choisi pour que la moyenne des rapports $P_{exp.} / C_{pred.}$ des poteaux testés en compression pure soit égale à 1.0, avec l'utilisation du facteur permettant de tenir compte des effets d'échelle selon Chicoine (2001), une augmentation de la résistance des bétons comportant des fibres métalliques et une réduction du moment résistant pour la flexion autour de l'axe faible.

À noter que les mêmes facteurs de diminution de la résistance du béton déterminés pour les poteaux testés en compression pure ont été utilisés pour évaluer la correspondance obtenue entre les résultats obtenus en laboratoire pour les poteaux testés en compression-flexion et les résultats obtenus à l'aide des équations proposées.

Tableau 7-3 Propriétés des 35 poteaux composites testés en compression-flexion

Série de tests	ID	b_f = d (mm)	t = w (mm)	b / t	L (mm)	L/d	s (mm)	s/d	Ø tirant (mm)	Section acier (mm^2)	F_y (MPa)	E (MPa)
Chicoine 2001	CL-2	450	9.81	23	9000	20	450	1.00	13	13 051	345	200 000
Bouchereau et Toupin 2003	B1-X-1	450	9.53	24	2250	5	300	0.67	16	12 684	358	200 000
	B1-X-2	450	9.53	24	2250	5	300	0.67	16	12 684	358	200 000
	B1-X-3	450	9.53	24	2250	5	300	0.67	16	12 684	358	200 000
	B1-X-4	450	9.53	24	2250	5	300	0.67	16	12 684	358	200 000
	B1-Y-1	450	9.53	24	2250	5	300	0.67	16	12 684	358	200 000
	B1-Y-2	450	9.53	24	2250	5	300	0.67	16	12 684	358	200 000
	B1-Y-3	450	9.53	24	2250	5	300	0.67	16	12 684	358	200 000
	B1-Y-4	450	9.53	24	2250	5	300	0.67	16	12 684	358	200 000
	B2-X-1	450	9.53	24	2250	5	300	0.67	16	12 684	357	200 000
	B2-X-2	450	9.53	24	2250	5	300	0.67	16	12 684	357	200 000
	B2-X-3	450	9.53	24	2250	5	300	0.67	16	12 684	357	200 000
	B2-X-4	450	9.53	24	2250	5	300	0.67	16	12 684	357	200 000
	B2-Y-1	450	9.53	24	2250	5	300	0.67	16	12 684	357	200 000
	B2-Y-2	450	9.53	24	2250	5	300	0.67	16	12 684	357	200 000
	B2-Y-3	450	9.53	24	2250	5	300	0.67	16	12 684	357	200 000
	B2-Y-4	450	9.53	24	2250	5	300	0.67	16	12 684	357	200 000
Prickett et Driver 2006	H8	400	7.95	25	2000	5	240	0.60	13	9 414	393	202 700
	H9	400	7.98	25	2000	5	240	0.60	13	9 449	393	202 700
	H10	400	8.01	25	2000	5	240	0.60	13	9 484	393	202 700
	H11	400	7.95	25	2000	5	240	0.60	13	9 414	393	202 700
Lacasse 2011	N-1	400	8.34	24	2000	5	240	0.60	12.7	9 859	405	198 912
	N-1cyc	400	8.38	24	2000	5	240	0.60	12.7	9 913	405	198 912
	NF-1	399	8.50	23	2000	5	240	0.60	12.7	10 033	405	198 912
	NF-1cyc	399	8.45	24	2000	5	240	0.60	12.7	9 974	405	198 912
	NF-2	399	8.29	24	2000	5	240	0.60	12.7	9 796	405	198 912
	NF-2cyc	401	8.35	24	2000	5	240	0.60	12.7	9 893	405	198 912
	H-1	400	8.34	24	2000	5	240	0.60	12.7	9 864	405	198 912
	H-1cyc	399	8.39	24	2000	5	240	0.60	12.7	9 912	405	198 912
	HF-1	400	8.36	24	2000	5	240	0.60	12.7	9 885	405	198 912
	HF-1cyc	400	8.34	24	2000	5	240	0.60	12.7	9 856	405	198 912
	H-2	400	8.28	24	2000	5	240	0.60	12.7	9 794	405	198 912
	H-2cyc	400	8.28	24	2000	5	240	0.60	12.7	9 789	405	198 912
	HF-2	398	8.46	24	2000	5	240	0.60	12.7	9 968	405	198 912
	HF-2cyc	400	8.30	24	2000	5	240	0.60	12.7	9 827	405	198 912

Tableau 7-3 (suite) Propriétés des 35 poteaux composites testés en compression-flexion

Série de tests	ID	f'_c (MPa)	E_c (MPa)	Teneur en fibres (%)	Armature (mm^2)	F_{yr} (MPa)	Essais cyl.	P / P_r (%)	Eccen-tricité (mm)	Axe fléchi	$P_{exp.}$ (kN)
Chicoine 2001	CL-2	35.3	26 507						28	Faible	5770
Bouchereau et Toupin 2003	B1-X-1	34	28 528					55%	142	Fort	5646
	B1-X-2	34	28 528				x	55%	142	Fort	5548
	B1-X-3	34	28 528					86%	33	Fort	8280
	B1-X-4	34	28 528				x	86%	32	Fort	8650
	B1-Y-1	34	28 528					54%	84	Faible	5133
	B1-Y-2	34	28 528				x	54%	84	Faible	5700
	B1-Y-3	34	28 528					84%	23	Faible	7457
	B1-Y-4	34	28 528					92%	12	Faible	9259
	B2-X-1	34	28 528		1200	497		56%	143	Fort	5930
	B2-X-2	34	28 528		1200	497	x	56%	144	Fort	6196
	B2-X-3	34	28 528		1200	497		85%	33	Fort	9047
	B2-X-4	34	28 528		1200	497	x	85%	32	Fort	9050
	B2-Y-1	34	28 528		1200	497		54%	91	Faible	5485
	B2-Y-2	34	28 528		1200	497	x	54%	89	Faible	5664
	B2-Y-3	34	28 528		1200	497		85%	24	Faible	8707
	B2-Y-4	34	28 528		1200	497	x	85%	23	Faible	9036
Prickett et Driver 2006	H8	62	29 800					85%	23	Fort	10920
	H9	65	28 600					55%	100	Fort	7260
	H10	66	29 000					85%	25	Faible	9740
	H11	65	28 700					55%	74	Faible	6370
Lacasse 2011	N-1	39	38 330					81%	17	Faible	7380
	N-1cyc	39	38 330				x	81%	17	Faible	7210
	NF-1	37	38 367	1%				79%	21	Faible	8037
	NF-1cyc	37	38 578	1%			x	79%	21	Faible	8032
	NF-2	37	38 508	1%				51%	79	Faible	5301
	NF-2cyc	38	38 788	1%			x	51%	79	Faible	3355
	H-1	50	43 561					88%	17	Fort	9536
	H-1cyc	50	43 666				x	88%	17	Fort	9870
	HF-1	49	35 520	1%				84%	24	Fort	9758
	HF-1cyc	49	35 520	1%			x	84%	24	Fort	9674
	H-2	50	43 350					54%	64	Faible	5955
	H-2cyc	50	43 455				x	54%	64	Faible	5751
	HF-2	50	35 520	1%				49%	80	Faible	5910
	HF-2cyc	50	35 520	1%			x	49%	80	Faible	5485

À noter que les valeurs surlignées en gris n'ont pas été vérifiées en laboratoire et des valeurs par défaut ont été utilisées pour les calculs du présent chapitre. De plus, les résultats obtenus pour le poteau NF-2cyc n'ont pas été comparés aux autres poteaux étant donné les problèmes survenus en laboratoire (voir Chapitre 6 à ce sujet).

Le Tableau 7-4 montre les rapports $P_{exp.}$ / $C_{pred.}$ obtenus en fonction des différents paramètres énumérés ci-haut.

Tableau 7-4 Moyennes de rapports $P_{exp.}$ / $C_{pred.}$ obtenues en fonction de différentes variantes d'équation de conception des poteaux sollicités en compression-flexion

	Nbr poteaux	S16 adapté (F_1 = 0.8)	Chicoine adapté F_1 = 0.92 ψ	S16 adapté et F_1 = 0.934	S16 adapté et F_1 = 1.030 ψ	S16 adapté et F_1 = 1.025 ψ ou F_1 = 1.155 ψ si fibres	S16 adapté et F_1 = 1.025 ψ ou F_1 = 1.155 ψ si fibres et F_M = 0.79
F_1 :		0.8	0.920	0.934	1.030	1.025	1.025
Moyenne $P_{exp.}$ / $C_{pred.}$:	34	1.073	1.139	0.971	0.973	0.958	0.995
Écart-type :		0.08	0.09	0.08	0.08	0.07	0.05
Axe fort - moyenne	14	1.10	1.15	1.00	1.01	1.00	1.00
Axe faible - moyenne	20	1.05	1.13	0.95	0.95	0.93	1.00
Béton normal, poteau court :	18	1.05	1.13	0.96	0.96	0.97	1.00
Écart-type :		0.05	0.09	0.05	0.05	0.07	0.04
BRF, poteau court :	3	1.22	1.31	1.10	1.10	1.02	1.08
Écart-type :		0.03	0.05	0.04	0.04	0.04	0.01
BHP, poteau court :	12	1.06	1.11	0.95	0.95	0.93	0.97
Écart-type :		0.10	0.07	0.09	0.09	0.09	0.06
- BHP sans fibres :	8	1.04	1.08	0.93	0.93	0.93	0.97
Écart-type :		0.09	0.06	0.09	0.09	0.09	0.06
- BFHP :	4	1.11	1.18	1.00	1.00	0.92	0.96
Écart-type :		0.10	0.06	0.10	0.10	0.10	0.06
Béton normal, poteau long :	1	1.01	0.98	0.96	0.97	0.97	0.97

Comme pour les poteaux sollicités en compression pure, les conditions d'appui lors des tests (rotule-rotule) ont été définies par un coefficient de la longueur effective du poteau, *K*, égal à 1.0 (CAN/CSA-S16, Figure F1).

7.2.1 Évaluation du moment résistant

Cette section de la thèse permet de compléter les équations proposées pour Bolduc (2005), et présentées à la Section 2.2.4, pour les poteaux partiellement enrobés de béton et soumis à des combinaisons de charge en compression-flexion suivant l'axe fort. Le développement présenté ici permet dans un premier temps de déterminer la résistance à la flexion suivant l'axe faible et ensuite à la combinaison compression-flexion suivant l'axe faible. Les ajustements requis pour tenir compte de la présence d'acier d'armature dans les poteaux sont également présentés.

Afin de déterminer la résistance à la flexion d'un poteau composite, il faut d'abord calculer la position de l'axe neutre plastique en respectant l'équilibre des résultantes des forces de compression et de traction :

$$\sum C_i = \sum T_i \tag{7-5}$$

i.e.

$$C_{béton} + C_{acier} + C_{armature} = T_{acier} + T_{armature} \tag{7-6}$$

<u>Résistance à la flexion suivant l'axe faible</u>

Si le poteau composite est sollicité suivant l'axe faible, les résultantes des forces se calculent comme suit :

$$C_{béton} = y(d - 2t)F_1 f_c' \tag{7-7}$$

où le facteur F_1 = 0.80 est le facteur de réduction de la résistance du béton prévu par la norme CAN/CSA-S16

$$C_{acier} = 2t\left(y - \left(\frac{d - b_e}{2}\right)\right)F_y \tag{7-8}$$

si $\left(y - \left(\frac{d-b_e}{2}\right)\right) > 0$ car sinon $C_{acier} = 0$

$$T_{acier} = t\left(2\left(b_f - y\right) + (d - 2t)\right)F_y \tag{7-9}$$

Par conséquent, si la section du poteau composite ne comporte pas d'acier d'armature, la position de l'axe neutre plastique peut être calculée à l'aide de l'équation suivante :

$$y = \frac{F_y t\left(d + 3b_f - b_e - 2t\right)}{4tF_y + (d - 2t)F_1 f_c'}$$

si $C_{acier} = 0$, **(7-10)**

$$y = \frac{F_y t\left(d + 2b_f - 2t\right)}{2tF_y + (d - 2t)F_1 f_c'}$$

(7-11)

La présence d'acier d'armature oblige à tout d'abord vérifier la position de l'axe neutre par rapport à la position des barres d'armature. Si la moitié des barres d'armature se trouve de chaque côté de l'axe neutre, la position de l'axe neutre ne sera pas affectée par l'acier d'armature et se calcule comme l'équation montrée précédente. Cela est causé par le fait que la somme des forces de compression et de traction des barres d'armature est la même étant donné l'hypothèse de plastification supposée des matériaux sur la section du poteau.

Dans le cas contraire, il n'y a que le numérateur de l'équation qui change car les forces dans les barres d'armature ne dépendent pas de la position de l'axe neutre, y. Par exemple, l'équation précédente prendrait la forme qui suit :

$$y = \frac{F_y t\left(d + 3b_f - b_e - 2t\right) + F_{yr}A_r}{4tF_y + (d - 2t)F_1 f_c'}$$

(7-12)

Cette façon d'ajuster la position de l'axe neutre pour l'acier d'armature est autant valide pour la flexion autour de l'axe fort que la flexion suivant l'axe faible.

Ensuite, le moment résistant peut être calculé à l'aide de la relation générale suivante :

$$M_{rc} = C_{acier}e_{c\ acier} + C_{béton}e_{béton} + T_{acier}e_{T\ acier} + \sum F_{barre\ i}e_{barre\ i}$$

(7-13)

La distance entre la position de la résultante d'une force et l'axe neutre plastique est définie par les variables $e_{c\ acier}$ et $e_{béton}$ et $e_{t\ acier}$ respectivement pour les résultantes des forces de compression pour l'acier et le béton et des forces de traction pour l'acier. Le calcul de ces variables s'énonce comme suit :

$$e_{béton} = \frac{y}{2}$$

(7-14)

$$e_{c\ acier} = \frac{\left(y - \left(\frac{b_f - b_e}{2}\right)\right)}{2}$$

(7-15)

$$e_{t\ acier} = \frac{\left(b_f - y\right)^2 + (d - 2t)\left(\frac{b_f}{2} - y\right)}{2\left(b_f - y\right) + (d - 2t)}$$

(7-16)

Il faut noter ici que seule la portion comprimée de la section d'acier a été réduite d'une valeur de $(b_f - b_e)/2$ car la partie tendue n'a pas à être réduite. L'utilisation de la variable b_e pour la flexion suivant l'axe faible constitue une hypothèse de calcul car b_e a été dérivé initialement déterminer la largeur effective des ailes d'un profilé d'acier soumis à un même état de contrainte (compression pure). Son utilisation pour la flexion suivant l'axe fort respecte également cette condition.

La flexion suivant l'axe faible implique une variation de la contrainte le long des ailes du profilé d'acier. Il est à noter que les analyses réalisées à l'aide du logiciel de calcul, présenté au Chapitre 3 et utilisé aux Chapitres 4 et 6, ont démontré une très bonne correspondance entre les résultats expérimentaux et les résultats analytiques. Or, il s'avère que pour réaliser des analyses pour des poteaux sollicités en compression pure, il faut spécifier un comportement en compression-flexion

autour de l'axe faible avec le logiciel. Une excentricité minime doit être appliquée autour de l'axe faible étant donné que le logiciel est basé sur le calcul de courbes de type « moment-courbure ». Le temps a toutefois manqué pour faire plus de vérifications sur cette question.

7.2.2 Résistance à la combinaison compression-flexion suivant l'axe faible

Une approche similaire à celle présentée à la Section 2.2.4.3 est présentée ici afin de déterminer les points principaux de la courbe d'interaction pour ensuite pouvoir évaluer la capacité axiale d'un poteau en compression-flexion. Par conséquent, quatre points de la courbe *P-M* doivent être déterminés. Pour être consistant avec la norme canadienne, la largeur effective réduite doit être utilisée pour évaluer le **point A** (compression pure) montré à la Figure 2-19 réinsérée ici.

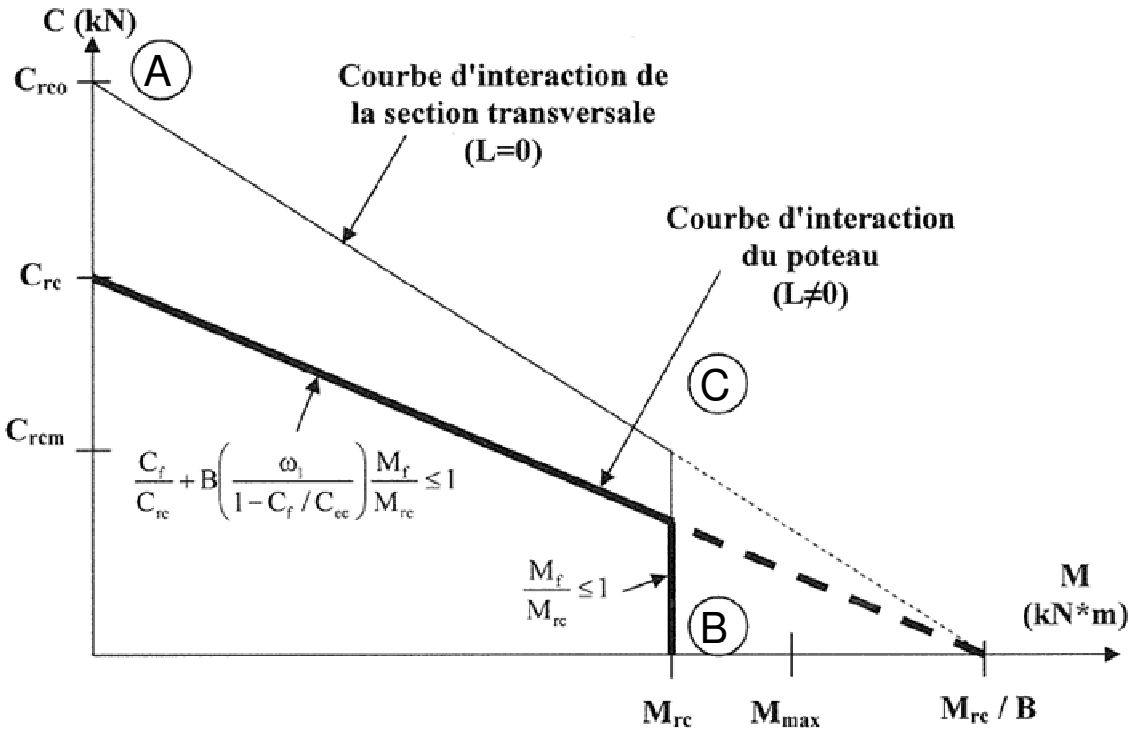


Figure 7-4 Courbe d'interaction adaptée de la norme S16 pour les poteaux composites partiellement enrobés de béton (extrait tiré de Bolduc, 2005)

À noter que la valeur de C_{rc} est calculée selon les équations qui ont été présentées à la Section 7.1.

Le **point B** représente la résistance à la flexion telle que décrite précédemment. Pour la norme canadienne, la largeur effective réduite est utilisée uniquement du côté comprimé de la section d'acier (voir la Section 2.2.4.2).

Comme pour les sections sollicitées suivant l'axe fort, le **point D**, qui correspond au moment résistant maximum de la courbe *P-M*, ne peut être déterminé. Pour ce point, l'axe neutre doit être positionné au centre de la section (les forces internes dans le profilé d'acier s'équilibrent à ce point). Ce point ne peut donc pas s'appliquer pour la norme canadienne étant donné l'utilisation d'une largeur effective réduite pour la semelle comprimée.

Quant au **point C**, son moment de flexion est identique à celui du point B et la valeur de la charge axiale doit être déterminée.

La répartition des efforts aux points B et C est montrée à la Figure 7-5 qui suit :

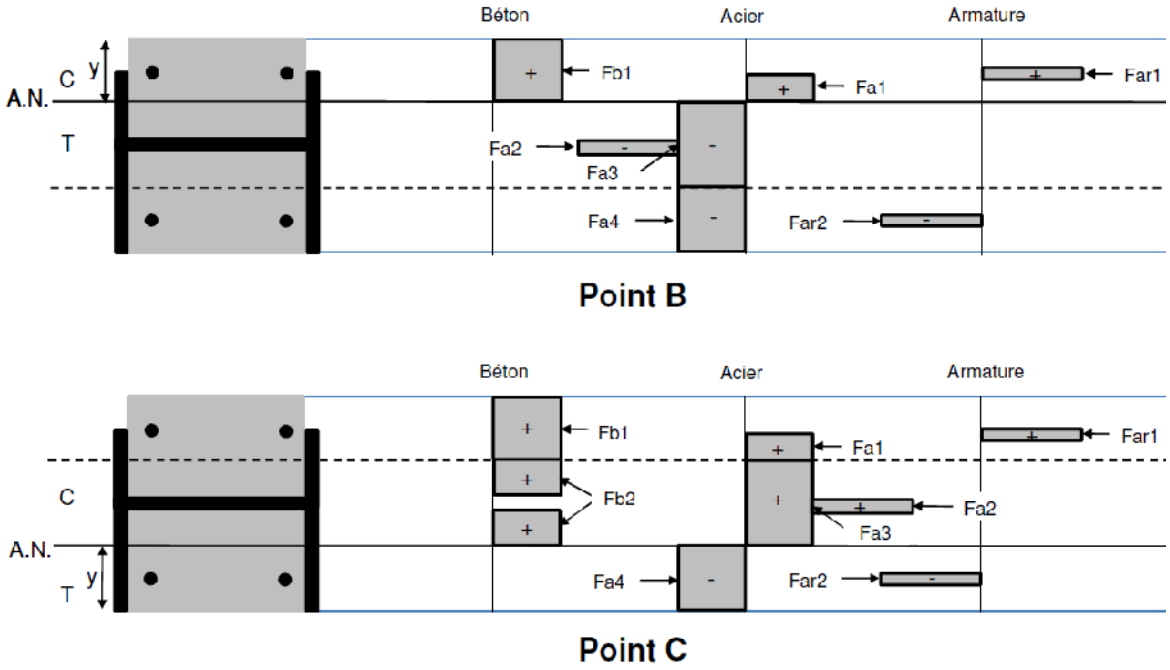


Figure 7-5 Répartition des efforts permettant de déterminer le moment résistant aux points B et C respectivement d'un poteau composite sollicité suivant l'axe faible

Ainsi, le calcul de l'équilibre au point C s'établit de la façon suivante :

$$C_{point\ C} = F_{b1} + F_{b2} + F_{a2} + F_{a3} + (F_{ar1} + F_{a1} - F_{a4} - F_{ar2})$$

(7-17)

Comme

$$\sum C_i = \sum T_i$$

(7-18)

et que l'équilibre au point B donne :

$$F_{ar1} + F_{a1} - F_{a4} - F_{ar2} = -F_{b1} + F_{a2} + F_{a3}$$

(7-19)

alors $C_{point\ C}$ peut être réécrit de la façon suivante :

$$C_{point\ C} = F_{b2} + 2(F_{a2} + F_{a3})$$

(7-20)

ou encore :

$$C_{point\ C} = C_{rcm} = \left(b_f - 2y - t\right)(d - 2t)F_1 f_c' - 2tF_y\left((d - 2t) + 2\left(b_f - 2y\right)\right)$$

(7-21)

Cette dernière équation fonctionne lorsque $(b_f - y) < (b_f + b_e)/2$. Sinon, elle doit être modifiée comme suit :

$$C_{point\ C} = C_{rcm} = \left(b_f - 2y - t\right)(d - 2t)F_1 f_c' - 2tF_y\left((d - 2t) + 2\left(\left(\frac{b_f + b_e}{2}\right) - y\right)\right)$$

(7-22)

Une fois les points A, B et C déterminés, il ne reste plus qu'à utiliser l'équation d'interaction tel que décrite à la Section 2.2.3.1.1. Le moment M_f est déterminé comme suit :

$$M_f = P_f\ e$$

(7-23)

$$\frac{P_f}{C_{rc}} + \frac{B\omega_1(P_f \;\; e)}{M_{rc}\left(1 - \frac{P_f}{C_{ec}}\right)} \leq 1.0$$

(7-24)

Par conséquent, étant donné que la valeur de P_f se retrouve à trois endroits dans l'équation d'interaction, la solution est déterminée par une fonction de type valeur cible pour converger vers la solution qui satisfait l'équation d'interaction.

Dans le but de valider l'équation proposée avec les résultats expérimentaux, l'Équation 7-24 est modifiée de la façon suivante pour déterminer les résultats du Tableau 7-4 :

$$\frac{C_{pred.}}{C_{rc}} + \frac{BC_{pred.}(e + v)}{M_{rc}} \leq 1.0$$

(7-25)

où $P_f = C_{pred.}$, les facteurs $\phi_i = 1.0$ dans le calcul de C_{rc} et de M_{rc} et v est la flèche transversale mesurée au centre du poteau à la capacité maximale atteinte durant le chargement.

7.2.3 Paramètres affectant l'équation d'interaction

7.2.3.1 Élancement du poteau et facteur ω_1

Comme les poteaux composites ont été chargés en compression-flexion de façon symétrique et selon une courbure simple, le paramètre κ est égal à –1.0. Par conséquent, le facteur ω_1 est égal à 1.0 selon l'équation présentée à la Section 2.2.3.1.1.

7.2.3.2 Facteur *B*

Ce facteur représente le rapport de la résistance de la portion « acier » du poteau composite par rapport à la résistance axiale totale (« acier » + « béton ») du poteau composite. C'est donc dire que seule la partie « acier » du second terme de l'équation d'interaction est considérée pour déterminer quelle peut être la charge axiale maximale pouvant être reprise par un poteau composite soumis à des efforts de compression-flexion. Ceci s'explique par le fait que lorsque la somme des contraintes sur la section d'un poteau composite mène à une résistance axiale en traction, la contribution du béton est pratiquement nulle. Par conséquent, la résistance à la flexion du poteau composite M_{rc} se trouve à n'être que très peu influencée par le béton composant le poteau composite.

7.2.3.3 Rapport P_f / C_{ec}

Il s'agit du rapport de la charge axiale totale sur la résistance au flambement du poteau composite. L'inertie équivalente EI_e du poteau composite partiellement enrobé a été évaluée avec un rapport C_{fs} / C_f égal à 0 sauf pour les poteaux P-2 à P-5 où ce rapport était de 0.123, 0.378, 0.364 et 0.441 respectivement (Section 2.2.3.1.1 et Chicoine, 2001).

Le paramètre ω_1 divisé par ce rapport rappelle le facteur U_1 utilisé dans le calcul des poutres d'acier soumises à des combinaisons de charge de type compression-flexion (CAN/CSA-S16 article 13.8.4).

7.2.3.4 Norme CAN/CSA-S16

La représentation graphique des résultats obtenus avec l'équation adaptée de la norme CAN/CSA-S16 (voir Équation 7-25) utilisant un facteur de réduction de la résistance du béton F_1 de 0.8 par rapport aux résultats expérimentaux est montrée à la Figure 7-6 qui suit.

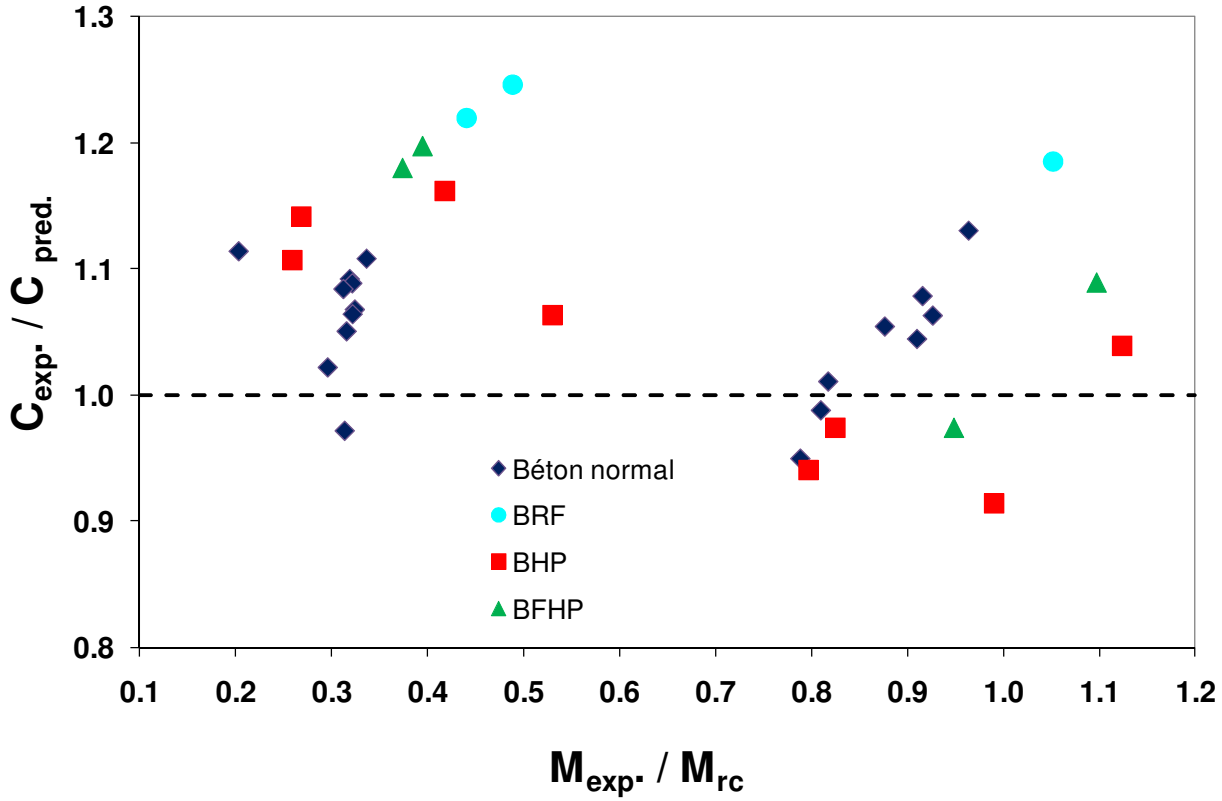


Figure 7-6 Répartition graphique des capacités axiales et des résistances en flexion correspondantes, normalisées par rapport aux résultats expérimentaux, des poteaux composites testés en laboratoire en fonction des différents types de béton – Équations de conception adaptées de la norme CAN/CSA-S16 avec $F_1 = 0.8$ et $\psi = 1.0$

7.2.3.5 Propositions de Chicoine (2001)

Tel que montré au Tableau 7-4, les résultats obtenus des équations proposées par Chicoine (2001) (voir l'Annexe H) donnent en moyenne de moins bons résultats que les équations de la norme CAN-CSA-S16 pour les chargements en compression-flexion.

Rappelons que la norme CAN/CSA-S16 ne tient pas compte de l'effet d'échelle des poteaux composites. De plus, les équations de la norme ainsi que les équations proposées par Chicoine (2001) ne tiennent pas compte de l'ajout des fibres métalliques aux mélanges de béton. Enfin, jusqu'ici, il n'y a pas eu de distinction apportée dans l'amplification des moments lorsque la flexion s'effectue suivant l'axe fort ou l'axe faible. Ces aspects seront étudiés dans les prochaines sous-sections.

7.2.3.6 Facteur de réduction de la résistance du béton

Les Tableaux 7-2 et 7-4 indiquent que les résultats obtenus à l'aide des équations adaptées de la norme CAN/CSA-S16 mais utilisant un facteur de réduction de la résistance du béton de 0.934 plutôt que de 0.80 correspondent mieux aux résultats obtenus en laboratoire pour les poteaux testés en compression-flexion ainsi que pour les poteaux testés en compression pure.

Le Tableau 7-4 indique les moyennes et les écart-types pour les différentes combinaisons d'équation de conception étudiées.

7.2.3.7 Facteur d'échelle

Le Tableau 7-4 indique les moyennes et les écart-types des résultats obtenus en utilisant un facteur $F_1 = 1.030\psi$. Tout comme pour les poteaux testés en compression pure, les résultats des poteaux testés en compression-flexion ne sont pratiquement pas affectés par ce paramètre.

7.2.3.8 Facteur d'ajustement pour fibres métalliques

Tout comme pour les poteaux testés en compression pure, l'effet de la majoration proposée de 12.7% sur la valeur de la résistance à la compression des *BRF* est étudié en compression-flexion. Les comparaisons des résultats obtenus à l'aide des équations adaptées de la norme CAN/CSA-S16 mais utilisant un facteur de réduction de la résistance du béton $F_1 = 1.025\psi$ pour les bétons sans fibres d'acier et $F_1 = 1.155\psi$ pour les *BRF* sont montrées au Tableau 7-4. Le facteur F_1 de 1.155ψ peut être utilisé lorsque la fraction volumique des fibres dans les mélanges de béton est d'au moins 1% et lorsque les autres conditions décrites à la Section 7.1.5 sont respectées. Comme il n'y a pas eu d'autres volumes de fibres testés en laboratoire, on ne peut pas établir un facteur F_1 variable en fonction du volume de fibres et validé expérimentalement.

A priori, l'ajustement qui est bénéfique pour le comportement en compression pure s'avère un peu moins intéressant pour le comportement en compression-flexion. D'une part, les résultats moyens des poteaux faits de *BRF* sont améliorés alors que d'autre part, ceux des poteaux faits de *BFHP* s'éloignent des résultats souhaités. La Section qui suit améliorera ces résultats.

7.2.3.9 Réduction du moment résistant suivant l'axe faible

Comme il a été constaté au Tableau 7-4, l'utilisation d'un même facteur d'amplification pour les moments de flexion suivant l'axe fort et suivant l'axe faible surestime en moyenne d'un peu plus de 7 % la capacité axiale des poteaux sollicités en compression-flexion suivant l'axe faible. Par conséquent, il est proposé d'ajuster un facteur de réduction du moment résistant suivant l'axe faible de la façon suivante :

$$\frac{\omega_1}{\left(1-\frac{P_f}{C_{ec}}\right)} \rightarrow \frac{\omega_1}{F_M\left(1-\frac{P_f}{C_{ec}}\right)} \tag{7-26}$$

Ainsi, pour obtenir des valeurs de $P_{exp.} / C_{pred.}$ comparables pour la flexion suivant l'axe fort et l'axe faible, le facteur F_M requis est de 0.79.

Ces derniers ajustements des équations de conception proposées pour la conception des poteaux composites partiellement enrobés de béton permettent d'obtenir une très bonne correspondance avec les résultats expérimentaux pour la capacité axiale.

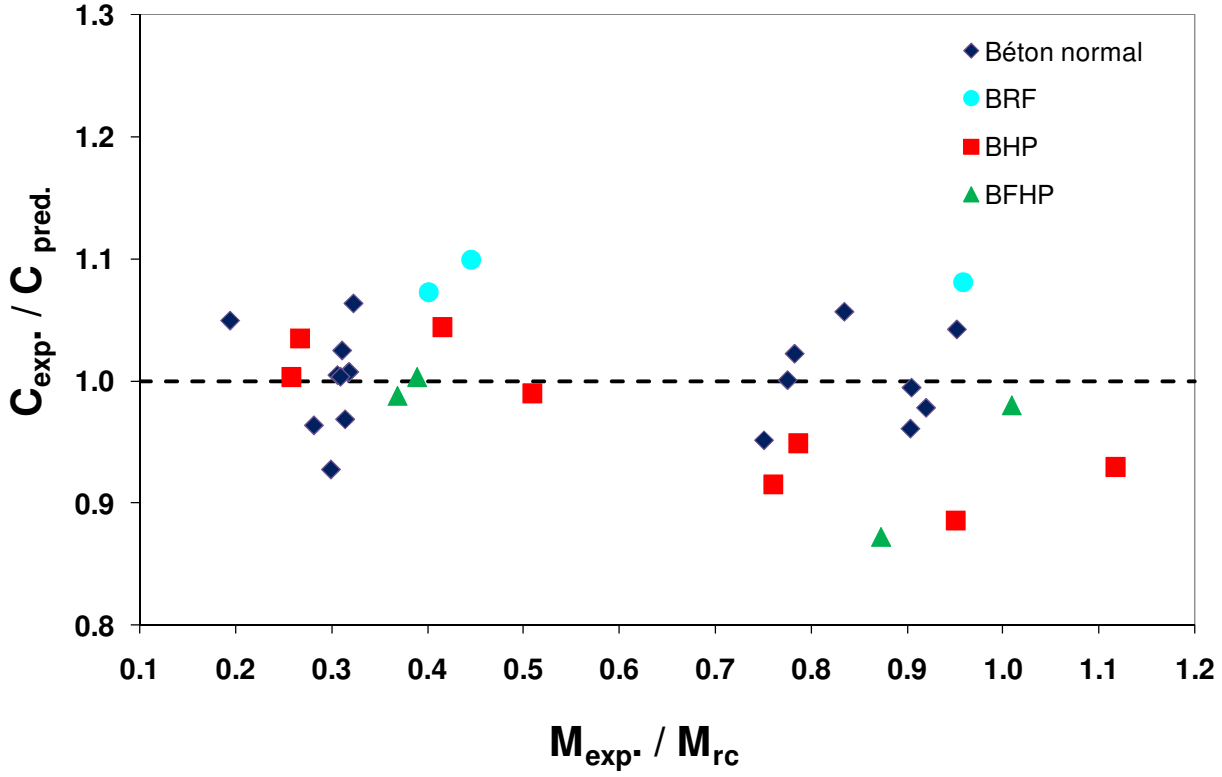


Figure 7-7 Répartition graphique des capacités axiales et des résistances en flexion correspondantes, avec tous les ajustements proposés, normalisées par rapport aux résultats expérimentaux, des poteaux composites testés en laboratoire en fonction des différents types de béton

Pour revenir à l'équation d'interaction proposée (7-24), une vérification a été réalisée afin de vérifier si l'amplification des moments de flexion proposée par l'Équation 7-24 correspond aux résultats obtenus à l'aide de l'Équation 7-25. Il s'avère que le rapport moyen $(e+v) / (e/(1-P_f/C_{ec}))$ est de 1.058 et l'écart-type est de 6.2 %. Le facteur d'amplification de la norme sous-estimerait donc un peu le moment fléchissant dans l'équation d'interaction mais cela aurait un effet de seulement un peu plus de 1 % sur la valeur de la capacité axiale, P_f, obtenue en compression-flexion. L'équation proposée (7-24), adaptée avec le facteur F_M pour réduire la capacité en flexion des poteaux fléchis suivant l'axe faible, donne donc une très bonne approximation des résultats obtenus en laboratoire.

7.2.3.10 Recommandations pour le calcul de résistance à la compression-flexion

Il est donc recommandé de déterminer la résistance axiale des poteaux composites partiellement enrobés de béton à l'aide de l'équation suivante :

$$C_{rc} = \left(\phi A_{se} F_y + F_1 \phi_c A_c f_c^{'} + \phi_r A_r F_{yr}\right)\left(1 + \lambda^{2n}\right)^{-1/n} \quad \textbf{(7-27)}$$

Tous les paramètres de cette équation ont été définis à l'Annexe H et à la Section 7.1.

De plus, il a été établi que l'évaluation de la résistance à la compression-flexion des poteaux composites partiellement enrobés de béton peut être déterminée comme suit :

$$\frac{P_f}{C_{rc}} + \frac{B\omega_1\left(P_f \;\; e\right)}{F_M M_{rc}\left(1 - \frac{P_f}{C_{ec}}\right)} \leq 1.0 \quad \textbf{(7-28)}$$

Tous les paramètres de cette équation ont été définis aux Sections 2.2.4.3 et 7.2.1 et 7.2.2.

À titre indicatif, quatre graphiques représentant la courbe d'interaction complète pouvant être déterminée à l'aide des équations proposées, sont montrés pour les poteaux composites B1-X-1 (béton normal, compression-flexion suivant l'axe fort), NF-1 (BRF, compression-flexion suivant l'axe faible), H-1 (BHP, compression-flexion suivant l'axe fort) et H-2 (BHP, compression-flexion suivant l'axe faible). Les coordonnées des capacités en compression-flexion maximales calculées selon les équations proposées et les coordonnées expérimentales y sont indiquées.

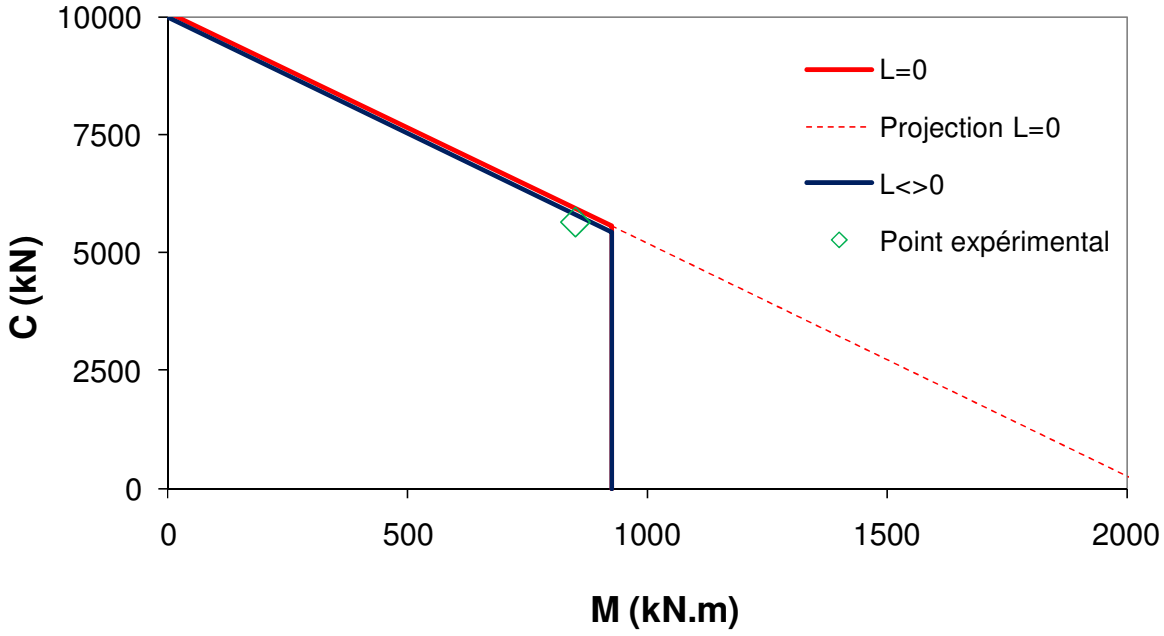


Figure 7-8 Courbe P-M proposée pour le poteau B1-X-1 ($P_{exp.}$/ $C_{pred.}$ = 0.98)

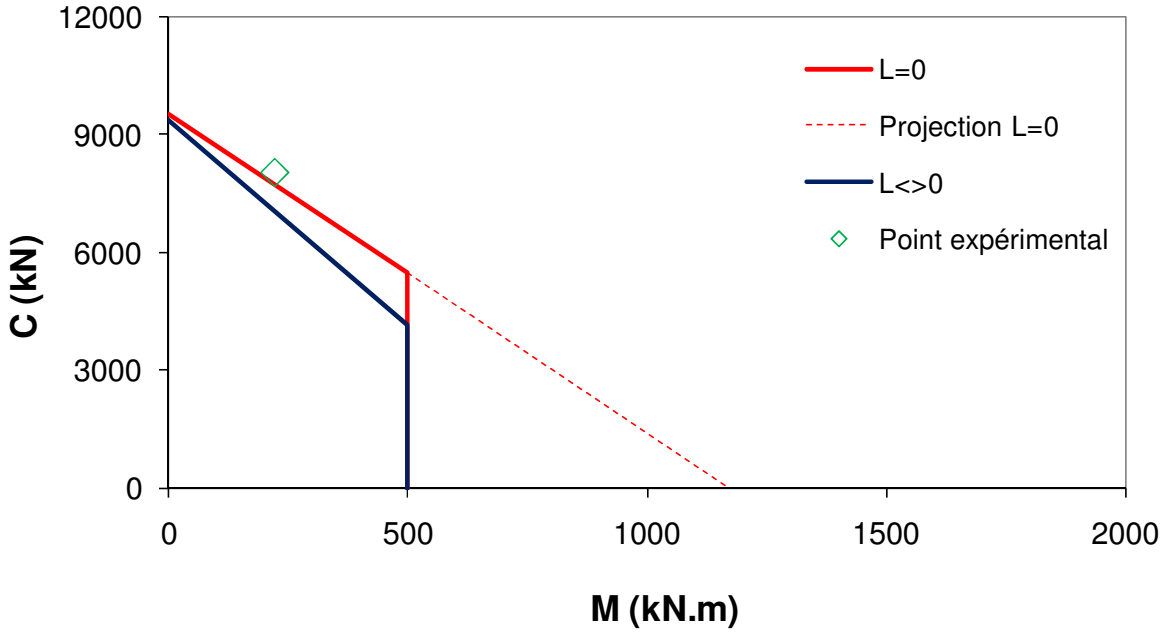


Figure 7-9 Courbe P-M proposée pour le poteau NF-1 ($P_{exp.}$/ C_r = 1.10)

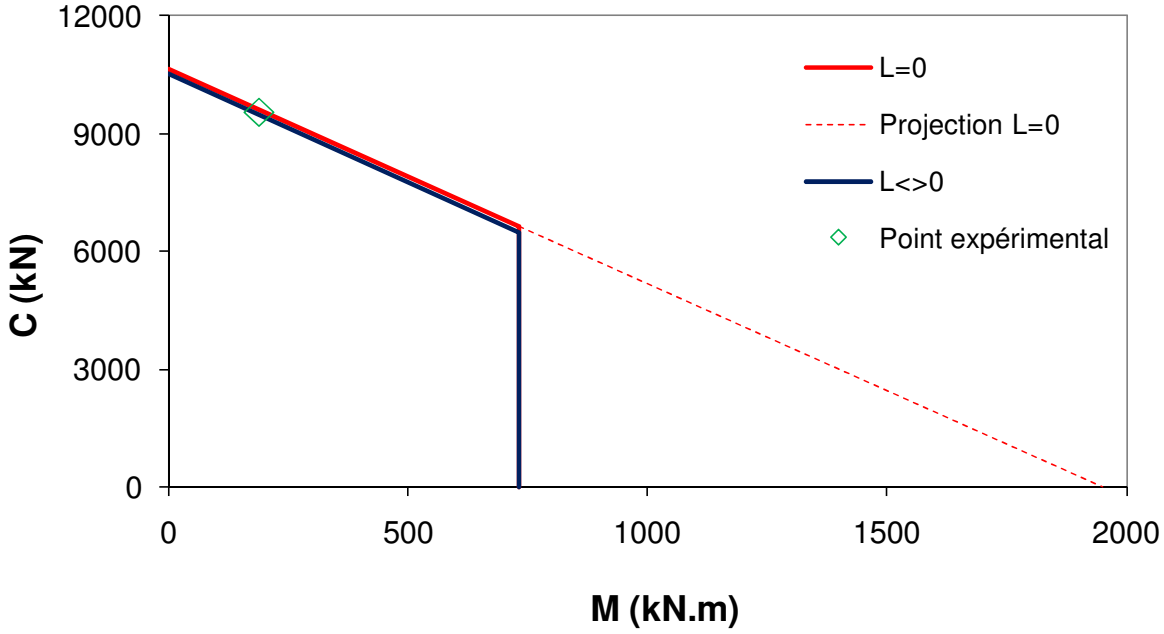


Figure 7-10 Courbe P-M proposée pour le poteau H-1 ($P_{exp.}$/ C_r = 1.00)

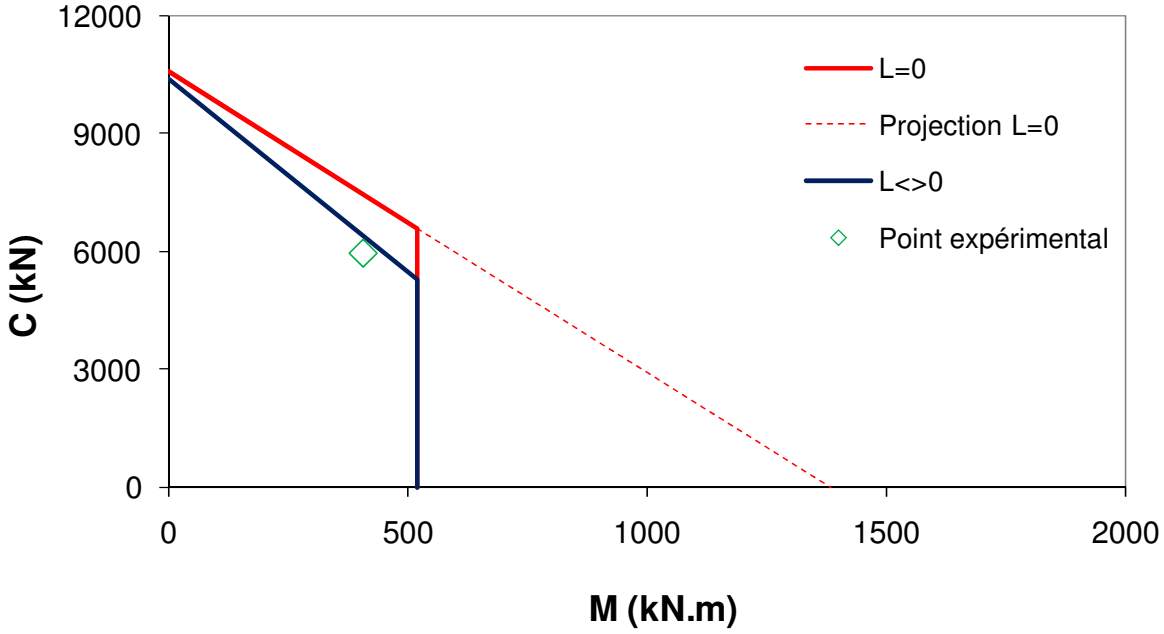


Figure 7-11 Courbe P-M proposée pour le poteau H-2 ($P_{exp.}$/ C_r = 0.95)

7.2.4 Ajustement d'analyses de poteaux composites du Chapitre 6

À noter qu'idéalement, toutes les analyses réalisées au Chapitre 6 auraient dû être reprises avec un facteur de réduction du béton $F_1 = 1.025\psi$ pour les bétons non renforcés de fibres d'acier et $F_1 = 1.155\psi$ pour les bétons renforcés de fibres métalliques au lieu de $F_1 = 0.9$. Considérant le facteur F_1 recommandé, la valeur moyenne de F_1 pour les tests réalisés dans le cadre du présent projet de recherche est de 0.996.

Ayant démontré qu'un gain de 1 % en résistance à la compression du béton, apportait un gain d'environ 0.6 % en résistance axiale des poteaux composites étudiés (voir Section 6.2.3), le rapport moyen $P_{expérimental} / P_{analytique}$, qui excluait la simulation du voilement local, diminuerait de 1.033 (voir la Section 6.2) à environ 0.969 (i.e. (1.033 – (0.996 / 0.9-1) * 0.6). Pour ce qui est des analyses qui incluaient la simulation du voilement local, le rapport moyen $P_{expérimental}$ / $P_{analytique}$ augmenterait de 1.123 à 1.059 (i.e. 1.123 - (0.996 / 0.9 - 1) * 0.6). Cet ajustement fait en sorte que les analyses donneront des résultats un peu plus près des résultats expérimentaux tout en restant du côté conservateur pour ce qui est des analyses qui incluent le voilement local.

7.3 Règles de dimensionnement

Les règles de dimensionnement et/ou limitations de la norme CAN/CSA-S16 sont revues une à une et évaluées en fonction des résultats obtenus dans les travaux de recherche.

7.3.1 Types de chargements autorisés

Comme il a été démontré notamment au Chapitre 2, un nombre très important d'essais et d'analyses ont été réalisés à ce jour sur les poteaux composites soumis à des combinaisons d'effort de type compression-flexion et les prédictions des comportements des poteaux reflètent bien les comportements obtenus en laboratoire. Par conséquent, les types de chargement autorisés par les prochaines éditions de la norme CAN/CSA-S16 devraient inclure à la fois les chargements en compression axiale et les chargements en compression-flexion.

7.3.2 Densité et résistance à la compression du béton utilisé

Les essais réalisés en laboratoire et analysés ont porté sur des poteaux composites faits de béton de densité normale dont la résistance à la compression variait de 27 à 66 MPa. La limite d'utilisation devrait donc passer de 40 MPa à 65 MPa.

7.3.3 Dimensions de la section

7.3.3.1 Aire de la surface d'acier par rapport à la section complète

La limite actuelle de la norme CAN/CSA-S16 indique que $A_s + A_r \leq 0.20$ de l'aire brute de la section. Les essais réalisés en laboratoire et analysés ont porté sur des poteaux composites dont la somme des sections d'acier variait entre 0.04 et 0.07 fois l'aire brute de la section seulement car tous les profilés d'acier étudiés étaient élancés (Classe 4). Il est à noter que des sections d'acier plus grandes par rapport aux sections brutes conduisent à des poteaux composites moins économiques; le béton étant le matériau des poteaux composites qui présente un rapport coût / résistance axiale le plus intéressant. Par conséquent, il est donc suggéré de conserver la limite actuelle de la norme CAN/CSA-S16.

7.3.3.2 Dimensions b_f vs d

La norme limite l'utilisation des poteaux composites à des sections carrées dont la pleine largeur de la semelle, b_f , peut varier de 0.9 à 1.1 fois la hauteur de la section, d. Tous les poteaux composites testés en laboratoire et analysés étaient carrés et respectaient ce critère.

Il est à noter qu'un des avantages à utiliser des sections carrées, est que la résistance des poteaux testés suivant l'axe faible par rapport aux poteaux testés suivant l'axe fort, est certes plus faible mais seulement de l'ordre de 3 % (voir poteaux comparés à la Section 4.5.2). Si des poteaux composites rectangulaires étaient testés et analysés dans de futures recherches, ils démontreraient des diminutions de résistance beaucoup plus grande suivant l'axe faible et devraient être sélectionnés avec précaution dans la conception de bâtiments pour afin de s'assurer que les poteaux soient soumis en tout temps à des efforts minimums suivant l'axe faible.

7.3.3.3 Dimensions de w vs t

Tous les poteaux composites testés et analysés comportaient des semelles et une âme d'égale épaisseur comme le prescrit la norme. Des variations à ce niveau pourraient éventuellement permettre l'utilisation de profilés d'acier plus économiques.

7.3.3.4 Rapport b/t

La norme CAN/CSA-S16 préconise que le rapport entre la largeur et l'épaisseur de la semelle (b/t) ne soit pas supérieur à 32. En laboratoire, ce rapport a varié de 23 à 35. Toutefois, étant donné que seuls trois poteaux composites présentaient un rapport b/t supérieur à 30, il n'est pas recommandé de modifier cette limite. Des essais et analyses futurs pourraient permettre de valider si cette limite peut être modifiée.

7.3.4 Soudures entre les semelles et l'âme

La condition qu'une paire de soudures d'angle continues, suffisantes pour assurer la résistance de l'âme au cisaillement, fixe l'âme à chaque semelle doit demeurer en vigueur afin d'assurer le bon comportement des poteaux composites assemblés. Tout comme les assemblages ne doivent pas

constituer le maillon faible dans la conception d'une structure, les soudures entre l'âme et les semelles ne doivent pas entraver la capacité des poteaux composites.

7.3.5 Espacement, section et soudure des tirants

7.3.5.1 Espacement des tirants

La norme CAN/CSA-S16 indique que l'espacement vertical des tirants, s, ne doit pas dépasser la moindre des valeurs de 500 mm ou des 2/3 de la plus petite dimension de la section. Parmi les poteaux composites testés en laboratoire et analysés, les espacements des tirants ont varié de 120 à 600 mm et représentaient entre 0.3d et 1.0d.

Il s'est avéré que les poteaux qui présentaient des espacements qui ne respectaient pas les limites de la norme (Fillion, 1998; Chicoine, 2001; Prickett, 2007), ont démontré une capacité axiale légèrement moindre. i.e. de l'ordre d'au maximum 6 % lorsque l'espacement passe de 0.5d à 1.0d (voir Section 4.5.4.3). De plus, les équations de conception prennent en compte l'espacement des tirants et donnent des résultats comparables.

Cette limite devrait donc être ajustée afin de permettre l'utilisation de poteaux composites ayant des tirants espacés selon la moindre des valeurs de 600 mm ou de 1.0d.

7.3.5.2 Section des tirants

Selon la norme CAN/CSA-S16, l'aire d'un tirant doit correspondre à la plus grande des valeurs de :

- 63 mm^2;
- 0.01 $b_f t$;
- 0.5 mm^2 par mm d'espacement des tirants.

Tous les poteaux composites testés en laboratoire et analysés comportaient des tirants dont la section était supérieure à 100 mm^2 et supérieure également au facteur 0.01 $b_f t$ qui est très peu restrictif. Toutefois, la section des tirants de plusieurs poteaux composites n'atteignait pas 0.5

mm^2 par mm d'espacement des tirants. Le comportement de ces poteaux n'a pas démontré de problèmes particuliers et les contraintes mesurées dans les tirants possédant des jauges résistives, le cas échéant, étaient en deçà de la limite élastique de l'acier des tirants, i.e. entre 90 et 303 MPa (Chicoine, 2001).

Par conséquent, il est suggéré de modifier les critères décrivant l'aire minimale d'un tirant par ceux qui suivent :

- 100 mm^2 (voir également Chicoine, 2001);
- 0.025 $b_f t$ (voir également Chicoine, 2001);
- 0.3 mm^2 par mm d'espacement des tirants.

Ces derniers critères correspondent mieux à ce qui a été utilisé avec succès en laboratoire.

7.3.5.3 Soudure des tirants

L'article de la norme qui énonce que les tirants soient soudés aux semelles de façon à produire la limite d'élasticité des tirants et que l'enrobage soit d'au moins 30 mm doit demeurer en vigueur afin que le béton puisse enrober les tirants adéquatement entre le coffrage et le tirant.

7.3.6 Défaut de rectitude

La norme CAN/CSA-S16 indique que le manque de rectitude des semelles, mesuré entre deux tirants adjacents le long des bords du poteau, ne doit pas être supérieur à 0.005 fois l'espacement des tirants.

Parmi tous les poteaux composites, certains avaient une imperfection initiale plus grande que cette limite. Parmi les poteaux composites testés par Bouchereau et Toupin (2003), certains démontraient des défauts de rectitude allant jusqu'à environ 0.010 fois l'espacement des tirants.

L'analyse paramétrique a permis de constater que les défauts de rectitude ont certes une influence sur la capacité axiale des poteaux mais cette dernière est faible, i.e. affectant la capacité axiale des poteaux composites de moins de 1 % (voir Section 4.5.4.5). Par conséquent, la limite de la norme

pour le manque de rectitude des semelles pourrait être modifiée pour aller jusqu'à 0.010 fois l'espacement des tirants.

7.3.7 Limite élastique de l'acier du profilé

Selon la norme CAN/CSA-S16, la limite d'élasticité nominale prévue de l'acier de construction, F_y , ne doit pas dépasser 350 MPa. Comme tous les tests et analyses de poteaux composites effectués jusqu'ici portaient sur ce type d'acier, cette restriction doit demeurer en vigueur.

7.3.8 Limite élastique de l'acier d'armature

De façon similaire à l'article précédent, comme la norme CAN/CSA-S16 indique que la limite d'élasticité nominale prévue pour l'acier d'armature, F_{yr} , ne doit pas dépasser 400 MPa et que tous les tests et analyses de poteaux composites effectués jusqu'ici portaient sur ce type d'acier, cette restriction doit demeurer en vigueur.

7.3.9 Rapport *H/d*

La norme CAN/CSA-S16 prévoit que le rapport net hauteur/largeur du poteau ne soit pas supérieur à 14. Pratiquement tous les poteaux testés avaient un rapport *H/d* égal à 5, i.e. qu'ils étaient considérés comme des poteaux courts. Seuls trois poteaux testés présentaient un rapport *H/d* de 20 (Chicoine, 2001). Sur ces trois poteaux, un poteau a présenté des problèmes d'alignement et les résultats obtenus ne peuvent être utilisés pour la présente analyse. Les deux autres poteaux ont démontré des capacités axiales en laboratoire un peu inférieures à ce que les équations de conception proposées permettent de calculer (voir Tableaux 7-2 et 7-4).

L'analyse paramétrique portant sur des poteaux de différents élancements a été présentée à la Section 4.5.3. Pour un poteau dont la hauteur passe de 5*d* à 10*d*, la perte de résistance axiale a été évaluée à environ 3.3 % alors qu'elle est d'environ 9.1 % lorsque la hauteur du poteau passe à 15*d*.

D'autres tests et analyses devront être réalisés sur des poteaux comportant un rapport *H/d* de 20 afin s'assurer de leur comportement avant de prescrire leur utilisation dans la norme.

7.3.10 Barres d'armature

Les dernières prescriptions de la norme portant sur les barres d'armature requises pour les poteaux utilisés dans les bâtiments lorsque le rapport d'accélération spectrale de calcul de une seconde est supérieur à 0.30 (CAN/CSA-S16 article 18.3.3). Il est à noter que la Section 4.5.5 n'a pas permis de mettre en relief un gain en ductilité élevé pouvant justifier de telles exigences. Cependant, si le concepteur souhaite inclure des barres d'armature à l'intérieur des poteaux composites, les dispositions données correspondent aux dispositions qui ont été testées en laboratoire (Chicoine, 2001; Bouchereau et Toupin, 2003).

7.4 Résumé des changements proposés à la norme CAN/CSA-S16

Voici un résumé des principales modifications suggérées à apporter à la norme CAN/CSA-S16 :

- **Capacité axiale des poteaux composites partiellement enrobés de béton, testés en compression pure et en compression-flexion :**

  Les modifications proposées pour les équations de la norme CAN/CSA-S16 offrent l'avantage de fournir de très bons résultats pour la prédiction de la résistance axiale à la fois des poteaux testés en compression pure et des poteaux testés en compression-flexion. Le facteur de réduction de la résistance du béton F_1 = 0.8 est remplacé par l'expression $F_1 = 1.025\psi$ pour les bétons non renforcés de fibres d'acier et $F_1 = 1.155\psi$ pour les bétons renforcés de fibres métalliques comportant une fraction volumique d'au moins 1% de fibres métalliques.

$$C_{rc} = \left(\phi A_{se} F_y + F_1 \phi_c A_c f_c^{'} + \phi_r A_r F_{yr}\right)\left(1 + \lambda^{2n}\right)^{-1/n} \qquad \textbf{(7-29)}$$

où le facteur d'échelle ψ est calculé comme suit :

$$\psi = 0.85\left(0.96 + \frac{22}{(b_f/2)}\right) \quad avec\ 0.85 \leq \psi \leq 0.97 \qquad \textbf{(7-30)}$$

La capacité axiale des poteaux testés en compression-flexion a été évaluée en adaptant l'approche préconisée par la norme CAN/CSA-S16 pour les sections creuses remplies de béton (CAN/CSA-S16, Art. 18.2.4) et en y ajoutant un facteur d'amplification des moments pour les poteaux composites sollicités en compression-flexion suivant l'axe faible. Une valeur de 0.79 a été évaluée pour le facteur F_M. L'équation d'interaction prend donc la forme qui suit :

$$\frac{P_f}{C_{rc}} + \frac{B\omega_1\left(P_f \;\; e\right)}{F_M M_{rc}\left(1 - \frac{P_f}{C_{ec}}\right)} \leq 1.0$$

(7-31)

Cette approche a permis d'obtenir un rapport moyen $P_{exp.} / C_{pred.}$ moyen égal à 1.000 avec un écart-type de 5.4 % pour les poteaux testés en compression pure. Pour ce qui est des poteaux testés en compression-flexion, le rapport $P_{exp.} / C_{pred.}$ est égal à 0.995 avec un écart-type de 5.4 % également.

Par comparaison, avec son facteur de réduction de résistance du béton $F_1 = 0.8$, la norme actuelle donne des résultats très conservateurs pour les poteaux testés en compression pure avec un rapport $P_{exp.} / C_{pred}$ moyen égal à 1.095 et un écart-type de 6.8 %. Pour les poteaux testés en compression-flexion, le rapport $P_{exp.} / C_{pred}$ moyen est égal à 1.073 avec un écart-type de 8.2 % si les divers facteurs d'ajustement ne sont pas pris en compte et que le facteur de réduction de la résistance du béton $F_1 = 0.8$.

- **Règles de dimensionnement :**

  - **Les types de chargement autorisés** dans les prochaines éditions de la norme CAN/CSA-S16 devraient inclure à la fois les chargements en compression axiale et les chargements en compression-flexion;

  - **L'espacement vertical des tirants**, s , ne devrait pas dépasser la moindre des valeurs de 600 mm ou de 1.0d;

  - **L'aire minimale d'un tirant** devrait correspondre à la plus grande des valeurs qui suit :
    - 100 mm^2;
    - 0.025 $b_f t$;
    - 0.5 mm^2 par mm d'espacement des tirants.

  - Le **manque de rectitude des semelles**, mesuré entre deux tirants adjacents le long des bords du poteau, ne devrait pas être supérieur à 0.010 fois l'espacement des tirants.

- Les prescriptions de la norme portant sur les **barres d'armature** requises pour les poteaux utilisés dans les bâtiments lorsque le rapport d'accélération spectrale de calcul de une seconde est supérieur à 0.30 devraient être facultatives. Il est à noter que ces dispositions correspondent aux dispositions qui ont été testées en laboratoire et peuvent être utilisées par le concepteur s'il désire ajouter des barres d'armature aux poteaux composites utilisés.

CHAPITRE 8
CONCLUSION

8.1 Sommaire

Comme il a été exposé au début de ce rapport, de nombreux projets de recherche expérimentaux et de modélisation ont été réalisés sur les poteaux composites partiellement enrobés de béton (Fillion, 1998; Maranda, 1998; Chicoine, 2001; Prickett et al., 2006; Begum et al. 2007, etc.). À partir des résultats obtenus, des équations de conception et des règles de dimensionnement de ces poteaux composites ont été proposées et quelques-unes ont déjà été modifiées et/ou adaptées pour la norme CAN/CSA-S16 pour les poteaux composites faits de matériaux traditionnels et conçus pour résister aux charges verticales.

Toutefois, même si les charges gravitaires composent une grande partie des charges supportées par les poteaux des bâtiments multi-étagés, les poteaux sont également soumis à diverses combinaisons de charge, qui incluent, entre autres, les charges latérales causées par le vent et les efforts sismiques.

Les principaux objectifs du présent projet de recherche ciblent les poteaux composites partiellement enrobés de béton :

- sollicités par des efforts axiaux ou de compression-flexion;
- préalablement soumis à des chargements cycliques ou non;
- faits de bétons normaux ou de bétons haute performance;
- faits de bétons renforcés ou non de fibres métalliques.

Le projet de recherche a permis entre autres de rencontrer les objectifs qui suivent :

- Effectuer des tests en laboratoire pour évaluer entre autres :
    - les capacités et les modes de rupture des poteaux composites;
    - les dommages causés par les cycles de chargement;
    - l'apport des fibres métalliques aux mélanges de béton par rapport au comportement des poteaux composites;

- l'apport en capacité et en ductilité des bétons haute performance.

- Modifier au besoin et proposer des équations de conception pour tenir compte de l'ensemble des paramètres étudiés.

Les principales conclusions obtenues des volets analytique et expérimental sont présentées ici.

8.2 Modèles analytiques

8.2.1 Validation des résultats expérimentaux et numériques

Comme les poteaux composites partiellement enrobés de béton ont déjà fait l'objet de plusieurs analyses numériques (Chicoine, 2001; Begum, 2007), une approche analytique a été adoptée pour ce programme de recherche afin de comparer les trois types de résultats, i.e. expérimentaux, analytiques et par éléments finis. De plus, les résultats expérimentaux du présent projet de recherche ont également été validés à l'aide de modèles analytiques.

Les modèles analytiques ont été effectués à l'aide d'un logiciel de calculs mis au point avec le langage de programmation VisualBasic à l'intérieur d'un chiffrier Excel.

Il est à noter que l'outil de calcul développé peut être utilisé par n'importe qui désirant évaluer le comportement de poteaux composites partiellement enrobés de béton et même de poteaux faits uniquement de béton armé ou d'acier. L'utilisateur n'a pas besoin d'être spécialement formé en analyses par éléments finis. De plus, un autre avantage non négligeable est le temps requis pour passer de l'étape d'initialisation des paramètres du poteau composite à l'obtention des résultats. Dépendant du type d'analyse demandé, les calculs peuvent être complétés en moins de 10 minutes. Pour certaines analyses impliquant le voilement local et un chargement suivant l'axe faible, il faut toutefois compter jusqu'à quelques heures d'analyse.

Les résultats de près de plus de 100 différentes analyses ont été présentés dans le présent projet de recherche et ont ainsi permis de faire des comparaisons entre un très grand nombre de poteaux composites et de réaliser une analyse paramétrique très exhaustive.

Les principaux facteurs pouvant expliquer les différences entre les capacités déterminées analytiquement comparativement à celles obtenues expérimentalement et numériquement sont les suivants :

- Les **modèles de matériaux** utilisés pour décrire la contrainte en fonction de la déformation des matériaux. En particulier, le comportement du béton dans la partie post-pic a été modélisé sans validation expérimentale.

- L'**effet d'interaction acier-béton** n'est pas considéré dans le modèle analytique étant donné que le comportement tridimensionnel des matériaux et l'effet de Poisson ne sont pas inclus dans le modèle analytique.

- Le **facteur de réduction de résistance du béton** utilisé pour tenir compte de la différence entre la résistance du béton mesuré sur des cylindres de béton et la résistance du béton dans le poteau composite.

- L'**effet du voilement local** est déterminé analytiquement en posant l'hypothèse conservatrice que les imperfections initiales sont dirigées vers l'extérieur des poteaux dans les modèles analytiques alors qu'en pratique elles sont généralement dirigées vers l'intérieur des poteaux.

- Les **erreurs expérimentales** comme :
    - le mauvais enlignement des poteaux pouvant induire des excentricités en plus ou en moins aux poteaux;
    - le manque de précision pour mesurer toutes les dimensions des spécimens testés;
    - la non-uniformité du béton à l'intérieur des poteaux (oursins de fibres métalliques, nids de cailloux, vides potentiels, etc.) ou des problèmes de soudure de l'acier;
    - des ruptures non survenues au centre des poteaux.

Finalement, à noter que l'amélioration de l'outil de calcul servant à déterminer les courbes d'interaction *P-M* (graphique de l'effort axial en fonction du moment fléchissant sur une section

d'un poteau-poutre) a été réalisée en simplifiant le modèle analytique et en y ajoutant le calcul des points formant la courbe *P-M*.

8.2.2 Étude paramétrique

Le modèle analytique a permis de réaliser une étude paramétrique sur des poteaux complets dont voici les principales conclusions :

- Les paramètres qui suivent doivent être considérés avec attention lors des analyses puisqu'ils ont une **influence importante** sur les résultats qui sont obtenus :

  - **Excentricité des charges**;

  - **Chargement suivant l'axe faible ou l'axe fort** : Un chargement en compression-flexion suivant l'axe faible diminue plus rapidement la résistance axiale du poteau. Cela est causé par le fait que plus l'acier est éloigné de l'axe neutre, plus il participe à la résistance à la flexion. La résistance à la flexion autour de l'axe fort d'un profilé d'acier en *H* est donc plus grande avec les deux semelles d'acier soumises aux niveaux de déformation (et donc de contrainte) les plus élevés.

  - **Élancement du poteau** :
    - Perte de résistance axiale de l'ordre de 3.3 % lorsque l'élancement passe de 5*d* à 10*d* pour les poteaux étudiés;
    - Perte de l'ordre 9.1 % lorsque l'élancement passe de 5*d* à 15*d* pour les poteaux étudiés;

  - Ajout **d'acier d'armature** : Gain d'environ 3.6 % pour 1200 mm^2 ($\rho = 0.6$ %) pour les poteaux étudiés;

  - Choix du **facteur de réduction de résistance du béton** : Tel qu'il a été discuté au Chapitre 2, la norme CAN/CSA-S16 préconise un facteur de 0.8. Chicoine (2001) a proposé de modifier ce paramètre par le facteur 0.92 ψ (voir Section 2.2.2.3.4) et

par la suite Prickett et al. (2006) ainsi que Begum et al. (2007) ont affirmé que l'utilisation d'un facteur de 0.9 fournissait des résultats conservateurs lors de l'évaluation de la capacité axiale des poteaux composites.

Par conséquent, toutes les analyses réalisées dans le cadre de ce projet de recherche ont donc utilisé 0.9 comme facteur de réduction de résistance du béton. Il s'est avéré que les moyennes des rapports $P_{expérimental} / P_{analytique}$ étaient supérieures à l'unité. Cela représente donc des évaluations conservatrices, d'autant plus que l'effet de l'interaction acier-béton n'est pas pris en compte par les modèles analytiques et qu'une partie de la différence des résultats peut être attribubale à cet effet.

À noter également que le facteur de réduction de résistance du béton a été revu au Chapitre 7 afin d'obtenir des rapports $P_{exp.} / C_{pred.}$ le plus près de l'unité possible. Par conséquent, pour les poteaux composites analysés dans le cadre de ce projet de recherche, ce facteur aurait dû être d'en moyenne 0.934 au lieu de 0.9.

- **Résistance à la compression du béton** : Pour chaque % d'augmentation de résistance à la compression du béton, le gain effectif en résistance axiale du poteau composite est d'environ 0.6 % pour les poteaux composites étudiés dans ce projet de recherche;

- **Voilement local :** Même si ce paramètre occasionne une perte de résistance axiale de 5 % et plus que les résultats expérimentaux, le fait de l'inclure permet d'obtenir un résultat conservateur.

  Dans l'analyse du voilement local, l'**espacement** choisi **des tirants** influence la capacité axiale du poteau composite. Par rapport à des espacements de tirants de 300 mm, des espacements de 450 mm (1.0*d*) font en sorte que la résistance axiale du poteau composite diminue d'environ 1.6 % alors que des espacements de

135 mm (0.3*d*) augmentent la résistance axiale du poteau composite de l'ordre de 3.8 %.

De plus, en passant d'un **rapport de *b/t*** de 23.6 à 30.9 et 35.4, la résistance axiale du poteau a diminué de 14 % et 18 % respectivement.

- Les paramètres qui suivent n'ont **pas une influence significative** sur la capacité axiale maximale des poteaux composites partiellement enrobés de béton :
    - Grandeur de **l'imperfection initiale** des ailes du profilé d'acier dans les analyses incluant le voilement local;
    - Contribution du **béton en traction**;
    - **Contraintes résiduelles** dans le profilé d'acier;
    - **Écrouissage de l'acier**;
    - **Endommagement cumulatif** des matériaux.

Les analyses du Chapitre 4 ont permis de déterminer que l'ajout de fibres métalliques aux mélanges de béton n'augmente pas la résistance axiale des poteaux composites de façon importante mais préserve un peu plus la capacité axiale maximale atteinte du poteau composite dans la partie post-pic qu'un poteau dont le béton ne contient pas de fibres d'acier (voir Section 4.5.6). Les résultats des analyses du Chapitre 6 qui seront décrits à la Section 8.3 traiteront également de l'effet des fibres métalliques.

8.3 Programme expérimental

Un total de 16 poteaux composites partiellement enrobés de béton ayant une section transversale de 400x400x7.94 mm et une hauteur de 2000 mm ont été testés en laboratoire.

Sur les 16 poteaux composites :

- 2 ont été testés en compression pure;
- 7 ont été testés en compression-flexion sous chargement statique selon deux niveaux distincts de charges axiales atteintes : 0.51 P_r et 0.83 P_r;

- 7 ont d'abord été soumis à un chargement cyclique en compression-flexion typique de :
    - 5 cycles oscillant entre 0.15 P_r et 1.00 P_r;
    - 5 cycles oscillant entre 0.15 P_r et 0.575 P_r;
    - 5 cycles oscillant entre 0.15 P_r et 1.00 P_r;
    - 5 cycles oscillant entre 0.15 P_r et 0.575 P_r.

  L'amplitude des oscillations a toutefois varié d'un poteau composite à l'autre à cause de la résistance du béton qui s'est avérée différente de la résistance nominale à partir de laquelle les excentricités des charges avaient été évaluées.

  Le chargement cyclique était ensuite suivi d'un chargement en compression-flexion sous chargement statique selon deux niveaux distincts de charges axiales atteintes : 0.51 P_r et 0.83 P_r.

Sur l'ensemble des poteaux composites testés :

- 3 étaient faits de béton normal dont la résistance à la compression nominale était de 30 MPa;
- 5 étaient faits de béton normal renforcé de fibres métalliques, *BRF* (V_f = 1.0 %) dont la résistance à la compression nominale était de 30 MPa;
- 4 étaient faits de béton haute performance, *BHP*, dont la résistance à la compression nominale était de 60 MPa;
- 4 étaient faits de béton haute performance renforcé de fibres métalliques, *BFHP* (V_f = 1.0 %) dont la résistance à la compression nominale était de 60 MPa.

Les propriétés des matériaux constituants de ces poteaux composites ont été déterminées en laboratoire sur des cylindres de béton et des coupons d'acier et ont permis de déterminer des valeurs de résistance à la compression de 37 à 51 MPa pour le béton et une limite élastique de l'acier de 405 MPa.

Les principales conclusions tirées de ces essais et de leurs analyses correspondantes, effectuées avec un facteur de réduction de la résistance du béton de 0.9, sont les suivantes :

- **Prédiction de la résistance axiale des poteaux composites :** La valeur moyenne du rapport $P_{expérimental} / P_{analytique}$ est de 1.033 en excluant la simulation du voilement local et de 1.123 en l'incluant.

  Les poteaux sollicités suivant leur axe faible sont un peu plus sensibles au voilement local que les poteaux sollicités suivant leur axe fort puisque la capacité des poteaux composites est réduite respectivement de 9.4 % et 7.7 % en moyenne.

- **Voilement local :** Tel qu'il est indiqué ci-haut, inclure l'effet du voilement local dans les analyses a conduit à des résultats conservateurs. D'un côté, les poteaux n'ont pas présenté de signes visibles de voilement local avant d'atteindre la résistance axiale maximale en laboratoire mais d'un autre côté, les analyses des mêmes poteaux ont démontré que c'est le voilement local qui a initié toutes les ruptures.

- **Chargement cyclique :** Le rapport $P_{exp.\ max.\ avec\ charges\ cycliques} / P_{exp.\ max.\ sans\ charges\ cycliques}$ est en moyenne de 96.8 % pour les poteaux sollicités suivant leur axe faible, qui sont un peu plus sensibles à l'endommagement du béton, et il passe à 101.3 % pour les poteaux sollicités suivant leur axe fort.

  Compte tenu de ces faibles différences et que le mode de rupture des poteaux sollicités ou non de façon cyclique n'était pas différent, ce paramètre n'altère pas de façon très significative le comportement des poteaux composites.

- **Types de béton :**

  - ***BHP* vs béton normal :** Toutes proportions gardées, une fois la charge axiale maximale atteinte, les résistances résiduelles en fonction de la flèche transversale sont très similaires. Toutefois, les poteaux faits de béton haute performance démontrent une plus grande capacité en compression-flexion. Le rapport du moment permis maximal sur le moment maximum atteint est d'environ 5.1 pour un poteau fait de béton haute performance alors qu'il est de 3.0 pour le même poteau fait de béton normal.

  - ***BRF* vs béton normal :** Le fait d'ajouter des fibres métalliques apporte un gain moyen d'environ 10 % sur la capacité axiale des poteaux composites pour laquelle on note une augmentation importante du raccourcissement axial et de la flèche transversale (69 % et 92 % respectivement). On constate également une augmentation importante de la capacité axiale résiduelle à $2\delta_{axial}$ (environ 28 %) et une augmentation très importante de l'aire sous la courbe de la charge axiale en fonction du raccourcissement axial (de l'ordre de 1.8 fois par analyse).

  - ***BFHP* vs *BHP* :** L'ajout de fibres métalliques n'apporte pas de gain sur la capacité axiale pour laquelle on note une augmentation importante de la flèche transversale (116 %). On constate également une augmentation de la capacité axiale résiduelle à $2\delta_{axial}$ (environ 24 % par analyse) et une augmentation de 1.3 fois de la capacité en flexion extraite des courbes *P-M* par analyse.

  Que ce soit pour le béton normal ou le béton haute performance, il est de l'avis de l'auteure que l'utilisation de bétons renforcés de fibres métalliques peut s'avérer avantageuse si les personnes qui dosent les mélanges et celles qui les mettent en place sont qualifiées pour le faire et prête une attention très particulière afin d'éviter la formation d'oursins de fibres dans le béton. Cette forme de défaut du béton peut altérer le comportement des poteaux composites jusqu'à provoquer à une rupture fragile comme ce fut le cas pour l'un des poteaux testés en laboratoire.

L'utilisation des barres d'armature pour atteindre un niveau équivalent de ductilité a également été étudiée dans des études précédentes. Bien que cette alternative puisse effectivement procurer un gain en ductilité aux poteaux composites, elle vient toutefois annihiler une partie des avantages reliés à l'utilisation des poteaux composites, soit la rapidité de mise en place et le fait d'éviter les congestions de barres d'armature à l'intersection plancher-poteau.

- **Mode de rupture :** Le mode de rupture de tous les poteaux composites partiellement enrobés de béton a été initié en laboratoire par une combinaison d'écrasement de béton et de voilement local ou d'écrasement de béton suivi de voilement local dans la partie post-pic du chargement. Les analyses des mêmes poteaux ont démontré que toutes les ruptures avaient été initiées par le voilement local et que l'écrasement du béton est toujours survenu dans la partie post-pic du chargement des poteaux. Rappelons que la simulation du voilement local dans le logiciel est basée sur l'hypothèse conservatrice que l'imperfection initiale est toujours dirigée vers l'extérieur du poteau alors qu'en réalité, les imperfections initiales sont généralement dirigées vers l'intérieur des poteaux.

8.4 Prédiction de la capacité axiale et en compression-flexion des poteaux composites partiellement enrobés de béton

Voici le résumé des principales modifications suggérées à apporter à la norme CAN/CSA-S16 :

- **Capacité axiale des poteaux composites partiellement enrobés de béton, testés en compression pure et en compression-flexion :**

  Les modifications proposées pour les équations de la norme S16 offrent l'avantage d'offrir de très bons résultats pour la prédiction de la résistance axiale à la fois des poteaux testés en compression pure et des poteaux testés en compression-flexion. Le facteur de réduction de la résistance du béton F_1 = 0.8 est remplacé par l'expression $F_1 = 1.025\psi$ pour les bétons sans fibres d'acier et $F_1 = 1.155\psi$ pour les bétons renforcés de

fibres métalliques comportant une fraction volumique d'au moins 1% de fibres métalliques. De plus, le facteur d'échelle ψ est calculé comme suit :

$$\psi = 0.85\left(0.96 + \frac{22}{b_f/2}\right) \quad avec\ 0.85 \leq \psi \leq 0.97$$

(8-1)

La capacité axiale des poteaux testés en compression-flexion a été évaluée en adaptant l'approche préconisée par la norme CAN/CSA-S16 pour les sections creuses remplies de béton (CAN/CSA-S16, Art. 18.2.4) et en y ajoutant un facteur de réduction du moment résistant pour les poteaux composites sollicités en compression-flexion suivant l'axe faible. Une valeur de 0.79 a été évaluée pour le facteur F_M. L'équation d'interaction prend donc la forme qui suit :

$$\frac{P_f}{C_{rc}} + \frac{B\omega_1(P_f\ \ e)}{F_M M_{rc}\left(1 - \frac{P_f}{C_{ec}}\right)} \leq 1.0$$

(8-2)

Avec l'utilisation de ce facteur d'ajustement du béton, les résultats des analyses du Chapitre 6 seraient légèrement modifiés de sorte que le rapport $P_{expérimental}/P_{analytique}$ qui incluait la simulation du voilement local diminuerait de 1.123 (voir la Section 6.2) à environ 1.059. Ce résultat fait en sorte que les analyses donneraient des résultats un peu plus près des résultats expérimentaux. De plus, ayant établi que l'apport de l'interaction acier-béton était de l'ordre de 6 % (voir Section 4.4), cela permettrait d'expliquer en partie l'écart entre $P_{expérimental}$ et $P_{analytique}$ déterminé à l'aide des analyses. Le reste pourrait être attribuable à l'effet du voilement local, beaucoup moins prononcé que ce qui a été déterminé avec le logiciel de calculs.

- **Règles de dimensionnement :**

  - **Les types de chargement autorisés** dans les prochaines éditions de la norme CAN/CSA-S16 devraient inclure à la fois les chargements en compression axiale et les chargements en compression-flexion;

- **L'espacement vertical des tirants**, s , ne devrait pas dépasser la moindre des valeurs de 600 mm ou de 1.0d;

- **L'aire minimale d'un tirant** devrait correspondre à la plus grande des valeurs qui suit :
  - 100 mm^2;
  - 0.025 $b_f t$;
  - 0.3 mm^2 par mm d'espacement des tirants.

- Le **manque de rectitude des semelles**, mesuré entre deux tirants adjacents le long des bords du poteau, ne devrait pas être supérieur à 0.010 fois l'espacement des tirants.

- Les prescriptions de la norme portant sur les **barres d'armature** requises pour les poteaux utilisés dans les bâtiments lorsque le rapport d'accélération spectrale de calcul de une seconde est supérieur à 0.30 devraient être facultatives. Il est à noter que ces dispositions correspondent aux dispositions qui ont été testées en laboratoire et peuvent être utilisées par le concepteur s'il désire ajouter des barres d'armature aux poteaux composites utilisés.

8.5 Recommandations pour les futures recherches sur le sujet

Plusieurs recherches ont été réalisées sur le sujet des poteaux composites partiellement enrobé de béton depuis plus de 10 ans. Comme il y a toujours place à l'amélioration et que le sujet des poteaux composites ne fait pas exception à cette règle, voici quelques recommandations de recherche à réaliser dans le domaine :

- Simulations numériques :
  - Poteaux composites qui ont été soumis à des chargements cycliques : Le but de ces simulations serait de confirmer et d'expliquer les tendances observées expérimentalement concernant le comportement initial plus rigide des poteaux

composites ayant été préalablement soumis à un chargement cyclique avant un chargement monotonique jusqu'à la rupture;

- Modèle constitutif de béton de Bouzaiene (1995) adapté par Massicotte et al. (2007) incluant la possibilité de procéder à l'ajout de fibres métalliques : Le but de ces simulations serait de comparer l'effet de choisir un modèle de matériaux plus représentatif du comportement réel du béton par rapport aux analyses numériques réalisées par Begum (2007);

- Déterminer plus précisément le gain en résistance axiale attribuable exclusivement à l'interaction acier-béton des poteaux de différentes sections et élancements.

- Essais expérimentaux :
  - Essais réalisés sur des poteaux composites faits de béton renforcé de fibres métalliques avec différentes fractions volumiques.

  - Essais et analyses réalisés pour étendre les règles de dimensionnement (paramètres géométriques).

- Études économiques complémentaires et actualisées des études de Zanni (1999) et Vincent (2000) :
  - Étude comparative qui impliquerait la conception détaillée complète de poteaux composites de bâtiments multi-étagés typiques pour évaluer l'impact d'opter pour des matériaux de haute résistance par rapport à des matériaux traditionnels et également de procéder à une estimation des coûts et du temps de mise en œuvre associés aux différentes options;

  - Études comparatives similaires aux études précédentes mais pour des bâtiments faits uniquement de poteaux de béton armé et pour des bâtiments faits uniquement de poteaux d'acier.

BIBLIOGRAPHIE

ACI COMMITTEE 209. Prediction of creep, shrinkage and temperature effets in concrete structures, *ACI Manual of Concrete Practice*, ACI 209R-92, 2007, 209R1-209R47.

AÏTCIN, P.-C. *Bétons haute performance*, Eyrolles Editions, Paris, France, 2001, 683 p.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). *Load and resistance factor design (LRFD) specifications pour Structural Steel Buildings,* Chicago, États-Unis, Mars 2009, 460 p.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). STEEL DESIGN GUIDE 6 : *Load and resistance factor design of W-shapes encased in concrete,* Chicago, États-Unis, Décembre 2003, 39 p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). *Standard test method for static modulus of elasticity and Poisson's ratio of concrete in compression*, ASTM C 469-02, 256-259.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). *Standard test method for tension testing of metallic materials (metric)*, ASTM E 8M-04, 86-109.

AMZIANE, S. ET A. LOUKILI. Experimental study of static and cyclic behaviour of steel reinforced high performance concrete, *Materials and Structures*, RILEM Publ., Vol.32, No.219, France, 1999, 348-353.

BARR, B. ET M.K. LEE. Modelling the strain-softening behaviour of plain concrete using a double-exponential model, *Magazine of Concrete Research*, Vol.55, No.4, 2003, 343-353.

BEGUM, M., R.G. DRIVER, ET A.E. ELWI. Strength and stability simulations of partially encased composite columns under axial loads, *Proc. SSRC Annual Technical Meeting*, Montréal, Avril 2005, 241-255.

BEGUM, M., A.E. ELWI ET R.G. DRIVER. Numerical simulation of the behaviour of partially encased composite columns, *Proc. 5th Structural Specialty Conference of the Canadian Society for Civil Engineering*, Saskatoon, Juin 2004, ST-127-1 à ST-127-10.

BÉLANGER, A. ET B. MASSICOTTE. Conception de dalles de ponts avec armature réduite et béton de fibres d'acier, *Rapport no. EPM/GCS-2000-04*, École Polytechnique de Montréal, Janvier 2000, 251 p.

BELARBI, A. ET T.T.C. HSU. Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete, *ACI Structural Journal*, Vol.91, No.4, Juillet-Août 1994, 465-474.

BOLDUC, P. Poteaux mixtes : Étude comparative des normes, Mémoire de maîtrise, *Université Laval*, Québec, Juin 2005, 330 p.

BOUCHEREAU, R. ET J.-D. TOUPIN. Étude du comportement en compression-flexion des poteaux mixtes partiellement enrobés, *Mémoire de maîtrise, Rapport no. EPM/GCS-2003-03*, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Mai 2003, 540 p.

BOUZAIENE, A.H. ET B. MASSICOTTE. Hypoelastic tridimensional model for nonproportional loading of plain concrete, *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.123, No.11, 1997, 1111-1120.

BOUZAIENE, A.H. ET B. MASSICOTTE. Programme MEF97 Manuel d'utilisation, *Rapport no. EPM/GCS-1997-02*, École Polytechnique de Montréal, Montréal, 1997.

BOUZAIENE, A.H. Caractérisation et modélisation du comportementnon linéaire d'éléments en béton armé et non armé sous solicitations multiaxiales, *Thèse de doctorat, Rapport no. EPM/GCS-1995-13*, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Décembre 1995, 271 p.

CANADIAN PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (CPCA). *Dosage et contrôle des mélanges de béton*, 6e Édition, 1995, 228 p.

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION (CSA). *Limit States Design of Steel Structures (CAN/CSA-S16-01),* Canada, 2001.

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION (CSA). *Limit States Design of Steel Structures (CAN/CSA-S16.1-94),* Canada, 1994.

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION (CSA). *Béton : Constituants et execution des travaux / Méthodes d'essai et pratiques normalisées pour le béton (CAN/CSA-A23.1-04 ET A23.2-04),* Canada, 2004.

CANADIAN STANDARD ASSOCIATION (CSA). *Design of Concrete Structures (CAN/CSA-A23.3-04),* Canada, 2004.

CASANOVA, P. Bétons renforcés de fibres métalliques : du matériau à la structure, *Rapport de thèse de doctorat*, École nationale des Ponts et Chaussées, Laboratoire central des Ponts et Chaussées (LCPC), Paris, 1995, 203 p.

CHEN, W.F. *Plasticity in reinforced concrete*, McGraw-Hill Editions, États-Unis, 1982, 474 p.

CHEN, W.F. ET E.M. LUI. *Structural stability – Theory and implementation,* Elsevier Science Publishing Co., New York, 1987, 490 p.

CHICOINE, T. Short-term and long-term experimental response and finite element modelling of partially encased composite columns, *Thèse de doctorat*, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Septembre 2001, 253 p.

CHICOINE, T, R. TREMBLAY ET B. MASSICOTTE. Long-term behaviour and strength of partially encased composite columns made with built-up steel shapes, *Journal of Structural Engineering*, Vol.129, Part II, 2003, 141-150.

CHICOINE, T, R. TREMBLAY ET B. MASSICOTTE. Finite element modelling of the experimental response of partially encased composite columns, *Steel & Composite Structures*, Vol.2, No.3, 2002, 171-194.

CHICOINE, T, R. TREMBLAY ET B. MASSICOTTE. Finite element modelling of the experimental response of partially encased composite columns, *Rapport no. EPM/GCS-2001-06* , École Polytechnique de Montréal, Montréal, Avril 2001, 111 p.

CHICOINE, T, R. TREMBLAY ET B. MASSICOTTE. Long-term behaviour and strength of partially encased composite columns made with built-up steel shapes, *Rapport no. EPM/GCS-2000-20* , École Polytechnique de Montréal, Montréal, Août 2000, 151 p.

CHICOINE, T, R. TREMBLAY, B. MASSICOTTE, J.M. RICLES ET L.W. LU. Behaviour and strength of partially encased composite columns with built-up shapes, *Journal of Structural Engineering*, Vol.128, Mars 2002, 279-288.

CHICOINE, T, R. TREMBLAY, B. MASSICOTTE, M. YALCIN, J.M. RICLES ET L.W. LU. Test programme on partially-encased built up three-plate composite columns, *Rapport no. EPM/GCS-2000-06* , École Polytechnique de Montréal, Montréal, Février 2000, 249 p.

COLLINS M.P. ET D. MITCHELL. *Prestressed Concrete Structures*, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1990, 776 p.

COOK R.D., D.S. MALKUS, M.E. PLESHA ET R.J. WITT. *Concepts and applications of finite element analysis*, 4th edition, États-Unis, John Wiley & Sons Editions, 2002, 719 p.

ELNASHAI, A.S. ET B.M. BRODERICK. Seismic resistance of composite beam-columns in multi-story structures. Part 1: Experimental studies, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.30, Elsevier, Oxford, Angleterre, 1994, 201-229.

ELNASHAI, A.S., K. TAKANASHI, A.Y. ELGHAZOULI ET P.J. DOWLING. Experimental behaviour of partially encased composite beam-columns under cyclic and dynamic loads. *Proc. Instituione of Civil Engineers*, Part 2, Vol.91, 1991, 259-272.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. *Design of composite steel and concrete structures (prEN 1994-2:2005 (E))*, Brussels, Belgique, version pour révision (*pr*) du 1er août 2005.

EZELDIN, A.S. ET P.N. BALAGURU. Normal and high strength fibre-reinforced concrete under compression, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol.4, 1992, 415-429.

FIELDS, K. ET P.H. BISCHOFF. Tension stiffening and cracking of high-strength reinforced concrete tension members, *ACI Structural Journal*, Juillet-Août 2004, 447-456.

FILLION, I. Étude expérimentale des poteaux mixtes avec section d'acier en I de classe 4, *Mémoire de maîtrise, Rapport no. EPM/GCS-1998-06*, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Juillet 1998, 297 p.

GALAMBOS, T.V. *Guide to stability design criteria for metal structures*, Fifth edition, États-Unis, John Wiley & Sons Editions, 1998, 911 p.

GUO ZHEN-HAI ET XIU-QIN ZHANG. Investigation of complete stress-deformation curves for concrete in tension, *ACI Materials Journal*, Vol.84, No.4, 1987, 278-285.

HIBBIT, KARLSSON ET SORENSEN (HKS). *ABAQUS PROGRAM VERSION 6.3*, États-Unis, 2002.

HIBBIT, KARLSSON ET SORENSEN (HKS). *ABAQUS PROGRAM VERSION 5.8*, États-Unis, 2000.

HIRT M. A. ET M. CRISINEL. *Charpentes métalliques: Conception et dimensionnement des halles et bâtiments*, Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, Suisse, 2001, 714 p.

HOGNESTAD, E. *A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members*, Bulletin 399, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, I11, Novembre 1951, 128 p.

HUNAITI, Y.M. ET B.ABDEL FATTAH. Design considerations of partially encased composite columns. *Proc. Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings*, Vol.106, 1994, 75-82.

KUPFER, H., K.H. HILSDORF ET H. RUSCH. Behaviour of concrete under biaxial stresses, *ACI Journal*, Août 1969, 656-666.

KÜTZING, L. ET G. KÖNIG. Design Principales for steel fibre reinforced concrete – A fracture mechanics approach, *Leipzig Annual Civil Engineering Report Lacer*, No.4, 1999, 175-183.

LI, Q., Y. DUAN ET G. WANG. Behaviour of large concrete specimens in uniaxial tension, *Magazine of Concrete Research*, Vol.54, No.5, 2002, 385-391.

LI, Q. ET F. ANSARI..High-strength concrete in uniaxial tension, *ACI Materials Journal*, Vol.97, No.1, 2000, 49-57.

MACGREGOR J.G. Safety and limit states design for reinforced concrete, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Prentice Hall Canada Editions, Vol.3, No.4, Déc. 1976, 484-513.

MACGREGOR J.G. ET F.M. BARTLETT. *Reinforced concrete: Mechanics and design - 1st Canadian Edition*, Prentice Hall Canada Editions, Scarborough, Ontario, 2000, 1042 p.

MACGREGOR J.G. ET J.K. WIGHT. *Reinforced concrete: Mechanics and design - 4th Edition*, Prentice Hall Canada Editions, Upper Saddle River, New Jersey, 2005, 1132 p.

MANSUR, M.A., M.S. CHIN ET T.H.WEE. Stress-strain relationship of high-strength fiber concrete in compression, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Février 1999, 21-29.

MARANDA, R. Analyses par éléments finis de poteaux mixtes avec section d'acier en I de classe 4, *Mémoire de maîtrise, Rapport no. EPM/GCS-1998-11*, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Décembre 1998, 139 p.

MARZOUK, H. ET Z. CHEN. Fracture energy and tension properties of high-strength concrete, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 7 (2), 1995, 108-116.

MASSICOTTE, B., B. MOSSOR, A. FILIATRAULT ET S. TREMBLAY. Compressive strength and ductility of steel fiber reinforced concrete, *American Concrete Institute SP-182: Structural Application of fiber reinforced concrete,* 1999, 163-180.

MASSICOTTE, B., A. NOUR, M. BENFTIMA ET E. YILDIZ. EPM3D – A user-supplied constitutive model for the nonlinear finite element analysis of renforced concrete structures, *Rapport no. SR07-10*, École Polytechnique de Montréal, Montréal, 2007.

MAU , S.T. ET M. EL-MABSOUT. Inelastic buckling of reinforcing bars, *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, Vol.115, No.3, Janvier 1989, 1-17.

MOSSOR, B. Étude de la ductilité en compression de poteaux en béton armé avec fibres d'acier, *Mémoire de maîtrise, Rapport no. EPM/GCS-2000-07*, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Novembre 1999, 135 p.

MUISE, J.L. Behaviour of simple framing connections to partially concrete encased H section columns, *Mémoire de maîtrise,* University of Toronto, 2000, 114 p.

NATARAJA, M.C., N. DHANG ET A.P. GUPTA. Stress-strain curves for steel-fiber reinforced concrete under compression, *Cement & Concrete Composites*, Vol.21, 1999, 383-390.

NEVES, R.D. ET J.C.O. FERNANDES DE ALMEIDA, Compressive behaviour of steel reinforced concrete, *Structural Concrete*, Vol.6, No.1, 2005, 1-8.

OEHLERS, D.J. ET M.A. BRADFORD, Composite steel and concrete structural members : Fundamental behaviour, Pergamon, Oxford, Royaume-Uni, 1995, 549 pages.

PLUMIER, A., A. ABE ET B. TILIOUNE. Increase of buckling resistance and ductility of H-sections by encased concrete. *Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas: STESSA'94,* Éd. Par F.M. Mazzolani et V.Gioncu, Londres, 1995, 211-220.

POPOVICS, S. A review of stress-strain relationships for concrete, *ACI Journal*, Proceedings, Vol.67, No.3, Mars 1970, 243-248.

PRICKETT, B.S. ET R.G. DRIVER. Behaviour of partially encased composite columns made with high performance concrete, *Structural Engineering Report 262*, University of Alberta, Edmonton, Janvier 2006, 221 p.

RAMESH, K. SESHU, D.R. ET M. PRABHAKAR. Constitutive behaviour of confined fibre reinforced concrete under axial compression, *Cement and Concrete Composites*, Vol.25, No.3, Avril 2003, 343-350.

ROSSI, P. *Les bétons de fibres métalliques*, Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 1998, 309 p.

SCHLEICH, J.-B. ET R. BAUS. Composite concrete/steel fireproof column, *United States Patent*, Patent number 4,779,395, Octobre 25, 1988.

SCHLEICH, J.-B., E. LAHODA ET J.-P. LICKES. Composite fire-resistant concrete/steel column or post, *United States Patent*, Patent number 4,616,464, Octobre 14, 1986.

SFER, D., I. CAROL, R. GETTU ET G. ETSE. Study of the behavior of concrete under triaxial compression, *Journal of the Engineering Mechanics*, ASCE, 128 (2), 2002, 156-162.

THORENFELDT, E., TOMASZEWICZ ET J.J. JENSON. Mechanical properties of high-strength concrete and application in design, *Proceedings of the Symposium "Utilization of High-Strength Concrete"*, Savanger, Norvège, Juin 1987, Tapir, Trondheim, 149-159.

TODESCHINI, C.E., A.C. BIANCHINI ET C.E. KESLER. Behavior of concrete columns reinforced with high strength steels, *ACI Journal*, Proceedings, Vol.61, No.6, Juin 1964, 701-716.

TREMBLAY, R., B. MASSICOTTE, I. FILLION ET R. MARANDA. Experimental study on the behavior of partially encased composite columns made with light welded H steel shapes under compressive axial loads, *SSRC Annual Technical Meeting*, 1998.

TREMBLAY, R. T. CHICOINE ET B. MASSICOTTE. Design equation for the axial capacity of partially encased non-compact columns, *Proc. Composite Construction IV, Engineering Foundation,* Banff, Canada, 2000.

TSAI, W.T. Uniaxial compressional stress-strain relation of concrete, *Journal of Structural Engineering*, Vol.114, No.9, Septembre 1988, 2133-2136.

VINCENT, R. Design and Application of Partially Encased Non-Compact Composite Columns for High-Rise Buildings, *Proc. Composite Construction IV, Engineering Foundation,* Banff, Canada, 2000.

VINCENT, R. Composite steel/concrete column, *United States Patent*, Patent number 6,061,992, Mai 16, 2000.

VINCENT, R.B. ET R. TREMBLAY. An innovative partially encased composite column system for high-rise buildings, *Proc. North American Steel Construction Conference*, Floride, 2001, 30-1 à 30-17.

WEE, T.H., M.S. CHIN ET M.A. MANSUR. Stress-strain relationship of high-strength concrete in compression, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol.8, No.2, 2006, 70-76.

ZANNI, A. Élaboration et intégration d'un prototype d'application visant l'optimisation de la section carrée des poteaux composites du Groupe Canam Manac et d'une structure de contrôle de projet, *Mémoire de maîtrise, Rapport no. EPM/GCS-1999-02*, École Polytechnique de Montréal, Montréal, Juin 1999, 201 p.