

103504

COMPORTEMENT DES POTEAUX MIXTES ACIER-BÉTON SOU MIS AUX SOL LICITATIONS DE TYPE MONOTONE ÉTUDE EXPÉRIMENTALE

PAR

CRISTINA CÂMPIAN

For more than one hundred years the construction system based on steel or composite steel - concrete frames became one of the more utilized types of building in civil engineering domain. For an optimal dimensioning of the structure, the engineers had to found a compromise between the structural exigency for the resistance, stiffness and ductility, on one side, and architectural exigency on the other side.

Three monotonic tests and nine cyclic tests according to ECCS loading procedure were carried out in Cluj Laboratory of Concrete. The tested composite columns of fully encased type were subject to a variable transverse load at one end while keeping a constant value of the axial compression force into them. An analytical interpretation is given for the calculus of column stiffness for the monotonic tests, making a comparison with the latest versions of the Eurocode 4 stiffness formula.

1. Introduction. Situation du problème

L'étude ci-dessous concerne les poteaux mixtes acier - béton où la partie métallique, constituée par un profil laminé, est complètement enrobée de béton.

Par ailleurs, la solution mixte tend à être utilisée de plus en plus dans divers pays où le risque sismique est élevé, en raison d'une bonne ductilité des structures et d'une meilleure résistance vis-à-vis des phénomènes d'instabilité. Ce type de solution est également intéressant pour le territoire roumain où il commence à connaître un développement significatif.

Selon une opinion assez répandue concernant la meilleure résistance à cause du niveau élevé d'intensité sismique, le type de section mixte utilisée pour les poteaux est plutôt celui de profils totalement enrobés de béton que de profilés creux remplis avec béton, comme l'illustre la Fig. 1.

Le cas considéré dans la présente étude est celui de la Fig. 1 *a*.

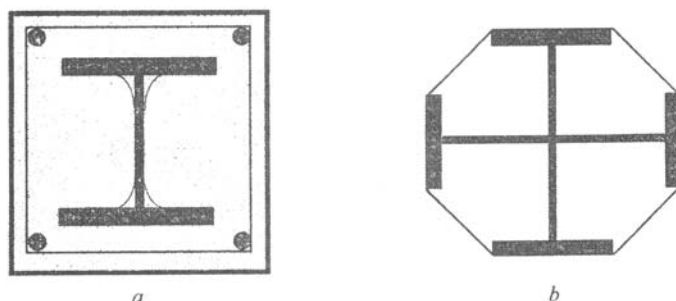


Fig. 1.- Types des sections mixtes de poteaux: *a* – profilé laminé totalement enrobé; *b* – profilé reconstitué soudé en croix Scout.

2. Présentation du programme expérimental

Le programme expérimental porte sur 12 poteaux de mêmes sections mixtes regroupées en trois séries, SI, SII et SIII, en fonction de leur longueur. La procédure d'essai cyclique est celle recommandée par la Convention Européenne de la Construction Métallique (C.E.C.M.) pour caractériser le comportement des éléments en acier par rapport à l'action sismique [2]. Dans ce qui suit, sauf les résultats des essais monotones, qui vont être analysés, on a effectué aussi des essais cycliques faisant eux même le sujet d'une autre analyse, dans un article prochain.

2.1. Corps d'épreuve

Les éléments sont réalisés à partir d'un profilé roumain I12 (qui s'apparente à un IPE 120). Complètement enrobé par du béton, ce dernier est renforcé par une armature longitudinale du type $4\phi 10$, comme on montre dans la Fig. 2. Le modèle mécanique est celui d'un élément en console, encastré dans une fondation et avec une

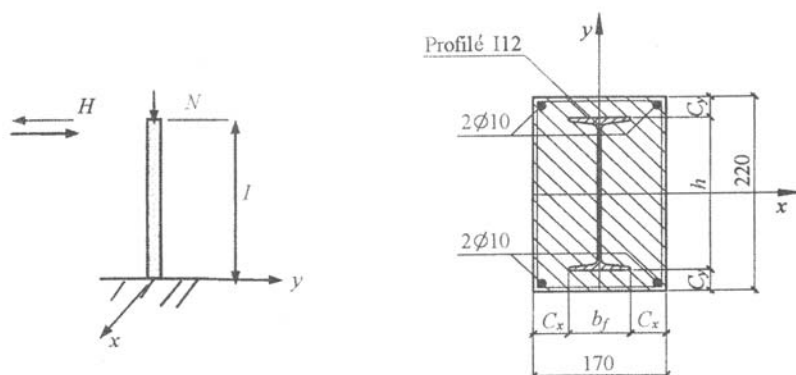


Fig. 2.- Modèle mécanique et section droite des poteaux.

extrémité libre où s'exercent un effort axial, N , et une charge horizontale variable, H . A noter que ce schéma peut également représenter le cas d'un demi-poteau situé entre deux niveaux des étages d'un bâtiment avec des planchers présentant une forte rigidité en rotation.

Pour assurer un bon encastrement des poteaux, ceux-ci ont été conçus avec un brusque élargissement, une extrémité susceptible à représenter la fondation (Fig. 3), dans la mesure où le rapport des rigidités flexionnelles entre la section droite du poteau et celle de l'élargissement de la fondation a été choisi de l'ordre de 1/8. Les dimensions de la section transversale du poteau sont 170×220 mm.

Trois longueurs de poteaux ont été considérées:

- $l = 2,00$ m, pour les poteaux de la série SI;
- $l = 2,50$ m, pour les poteaux de la série SII;
- $l = 3,00$ m, pour les poteaux de la série SIII.

Les matériaux utilisés pour chaque élément constitutif étaient:

a) l'acier OL37 (qui s'apparente à la nuance européenne S235) pour le profilé laminé I12;

b) l'acier PC52 (qui s'apparente à la nuance européenne S550 pour des barres de haute adhérence) pour les quatre armatures $\varnothing 10$;

c) un béton de classe Bc20-Bc25 qui s'apparente à un béton de classe C20/25, au sens de l'EC2.

La Fig. 3 précise également la disposition des armatures transversales constituées par des étriers rectangulaires de diamètre $\varnothing 10$, répartis tous les 10 cm, également en acier OL37.

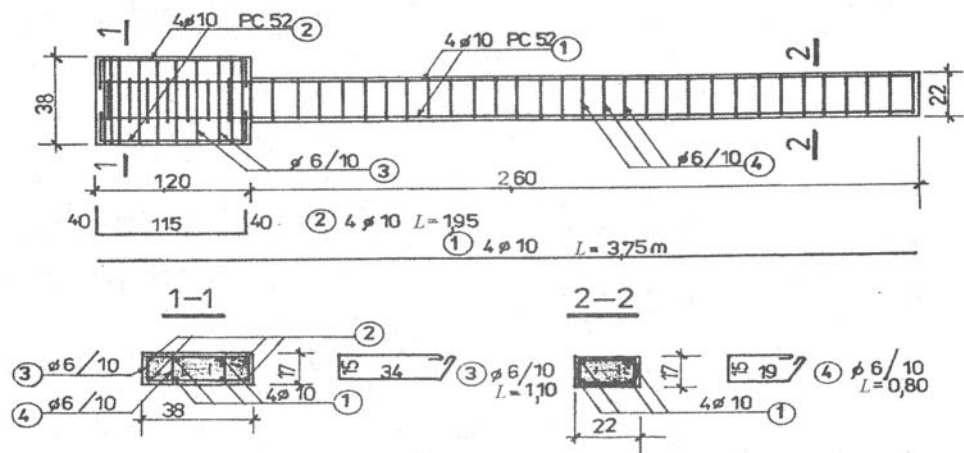


Fig. 3.- Disposition des armatures transversales.

Il convient de préciser que dans la prénorme européenne pr EN 1998-1 [5] est spécifiée une région critique de longueur l_{cr} pour les poteaux mixtes totalement enrobés, définie par

$$l_{cr} = \max(1,5 d_c \text{ ou } \frac{l}{6} \text{ ou } 450),$$

où d_c est la dimension maximum de la section droite, et l - la hauteur libre du poteau.

Pour les poteaux considérés ici,

a) SI - $l_{cr} = \max(330 \text{ mm}, 333 \text{ mm}, 450 \text{ mm}) = 450 \text{ mm}$;

b) SII - $l_{cr} = \max(330 \text{ mm}, 417 \text{ mm}, 450 \text{ mm}) = 450 \text{ mm}$;

c) SIII - $l_{cr} = \max(330 \text{ mm}, 500 \text{ mm}, 450 \text{ mm}) = 500 \text{ mm}$.

Pour satisfaire une demande forte de rotation plastique (classe dite E), les étriers doivent être espacés sur la longueur critique à une distance ne dépassant pas

$$s \leq \min\left(\frac{b_c}{3}; 150 \text{ mm}; 7\varnothing\right),$$

où b_c est la plus petite dimension de la section droite.

Avec les poteaux considérés, cette condition conduit à

$$s \leq (90, 150, 70) \text{ mm, soit } s = 70 \text{ mm.}$$

Pratiquement on a adopté un espacement un peu plus grand (pour rappel, 100 mm).

Des essais sur éprouvettes en laboratoire ont permis de déterminer les caractéristiques précises du béton en opérant sur des séries de six cubes pour connaître la valeur de la résistance caractéristique à la compression, f_{ck} , à 28 jours et en déduire la valeur moyenne du module d'élasticité sécant, E_{cm} , du béton, conformément à [1].

Pour l'acier du profilé, plus particulièrement dans la semelle, et celui des armatures, des essais de traction ont été effectués à l'INSA de Rennes, à l'aide de la machine d'essais DARTEC.

Les armatures peuvent être considérées à haute ductilité ($\varepsilon \geq 5\%$, $f_{us}/f_{ys} \geq 1.08$).

3. Installation et mesures

Les poteaux ont été mis en charge dans la position horizontale, la force de compression axiale gardant une intensité constante, N , et la force horizontale, H , variant de manière monotone ou de manière cyclique alternée jusqu'à la ruine.

Pour l'effort N deux valeurs ont été adoptées

$$N_1 = 100 \text{ kN et } N_2 = 200 \text{ kN.}$$

L'installation a été construite au Laboratoire de Béton de l'Université Technique de Cluj, Faculté de Génie Civil. L'effort de compression a été exercé à l'aide d'un système de deux tirants et d'une presse hydraulique de 250 kN, et la force transversale de l'extrémité libre par un système de traction à vis équipé par un capteur de force.

L'effort N ne conserve toutefois pas rigoureusement la même direction, perpendiculaire à H , puisqu'il passe approximativement par le pied du poteau (très exactement au centre de la face arrière de la fondation, comme l'illustre la Fig. 4). Cet aspect sera pris en considération dans les interprétations de calcul. L'installation a été adaptée pour l'application de forces transversales de sens alterné (traction-compression).

La précision des mesures de force a été estimée à 100 N. La valeur de la force de compression a été corrigée en permanence au cours de l'essai de manière à rester constante en intensité aussi que possible jusqu'au stade de la ruine.

Le support de l'installation a été réalisé en éléments métalliques. Les poteaux expérimentés ont été instrumentés avec des capteurs placés tous les 50 cm (F1...F6 dans la Fig. 4) et des extensomètres à la droite des sections notées par A , B et C .

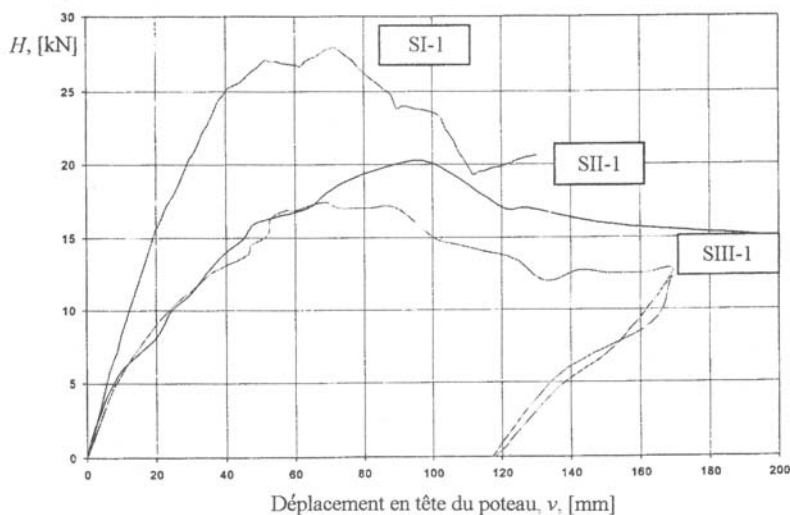


Fig. 4.- Poteaux SI-1, SII-1 et SIII-1; essais monotones croissants, $N=200$ kN.

Les capteurs ont permis d'obtenir les valeurs des déplacements transversaux en 5, 6 et 7 points selon la longueur des poteaux, respectivement pour les séries SI, SII et SIII. En outre, à la droite des sections A , B et C , on a mesuré les déformations linéiques sur le béton ainsi que sur le profil métallique; en effet, sur ce dernier on a disposé (avant la phase de coulage) des tubes en plastique pour protéger les jauges collées lors de la mise en place du béton.

Le moment de fissuration en section a été défini comme celui qui correspond à la formation des premières fissures avec une ouverture comprise entre 0.1 et 0.2 mm. L'ouverture des fissures a été contrôlée à l'aide d'une loupe Brinell ayant une précision de 0.01 mm.

3.1. Procédé de mise en charge

Le premier poteau de chaque série (de quatre poteaux de même longueur) a été sollicité de manière monotone croissante jusqu'à la ruine. De la courbe de comportement statique "force, H , vs. déplacement, v " de l'extrémité libre, on a déduit les valeurs limites de comportement élastique, H_y et v_y , selon un procédé de détermination généralement pratiqué.

Les trois autres poteaux de chaque série ont été sollicités de manière cyclique alternée selon la procédure de la CECM [2], en représentant l'historique suivant: quatre cycles pour atteindre le stade du déplacement élastique, $\pm v_y$, ensuite trois cycles répétés pour chaque valeur du déplacement $\pm(2 + 2n)v_y$ avec $n = 1, 2, 3, \dots$, jusqu'à la ruine.

En fait, pour des raisons pratiques visant un meilleur contrôle des intervalles de déplacement par rapport avec notre dispositif expérimental, nous avons préféré à adopter une valeur moyenne de $v_y = 40$ mm, pour tous les essais cycliques, étant persuadés que ce choix n'avait pas une incidence fondamentale sur les résultats. Ce trajet correspond à une procédure relativement sévère, comme nous l'avons déjà signalé dans l'Introduction.

L'ensemble des 12 essais effectués sous chargement monotone ou cyclique alterné est répertorié dans le Tableau 1, en précisant également la valeur maximum, H_u , de la charge transversale obtenue lors de chaque essai (en notant que cette charge ne correspond pas au stade de ruine dans la mesure où les déplacements sont contrôlés et que la charge diminue par la suite).

Tableau 1

Référence des essais	l , [m]	Chargement axial, [kN]	Procédé de chargement	Force transversale maximale, H_u [kN]
SI-1	2,00	200	Monotone	28,1
SI-2		200	Cyclique	25,7
SI-3		200	(CECM) avec	24,1
SI-4		100	$v_y = 40$ mm	26,0
SII-1	2,50	200	Monotone	20,0
SII-2		200	Cyclique	19,6
SII-3		200	(CECM) avec	20,5
SII-4		100	$v_y = 40$ mm	20,5
SIII-1	3,00	200	Monotone	17,2
SIII-2		200	Cyclique	17,5
SIII-3		200	(CECM) avec	16,5
SIII-4		100	$v_y = 40$ mm	17,8

On a observé que la première fissure est apparue approximativement pour la même valeur pour tous les trois poteaux ($H_{cr} = 7...8$ kN). Par ailleurs, en mesurant les valeurs du raccourcissement du béton, la valeur limite de $\varepsilon_{bu} \cong 3,5\%$ a été atteinte vers les valeurs suivantes de la force transversale:

poteaux SI-1, $H = 18,50$ kN; poteaux SII-1, $H = 16,80$ kN.

poteaux SIII-1, $H = 23,00$ kN.

A partir des schémas de fissuration on peut déduire une longueur fortement endommagée à la base du poteau sur laquelle se développerait l'équivalent d'une rotule plastique:

- poteau SI-1 - $l_{cr} \cong 340$ mm;
- poteau SII-1 - $l_{cr} \cong 400$ mm;
- poteau SIII-1 - $l_{cr} \cong 450$ mm.

Pour les trois essais monotones, les courbes expérimentales force transversales *vs.* déplacement d'extrémité ($H(v)$) sont présentées dans la Fig.4. A partir de ces courbes on a déterminé les valeurs caractéristiques suivantes, illustrés dans la Fig. 5. Dans ces figures on a noté par: $H_y^{(exp)}$ - l'effort de résistance limite élastique, $H_u^{(exp)}$ - l'effort de résistance ultime, $v_y^{(exp)}$ - la limite élastique en déplacement (correspondant à $H_y^{(exp)}$), $v_u^{(exp)}$ - la limite en déplacement associé à $H_u^{(exp)}$.

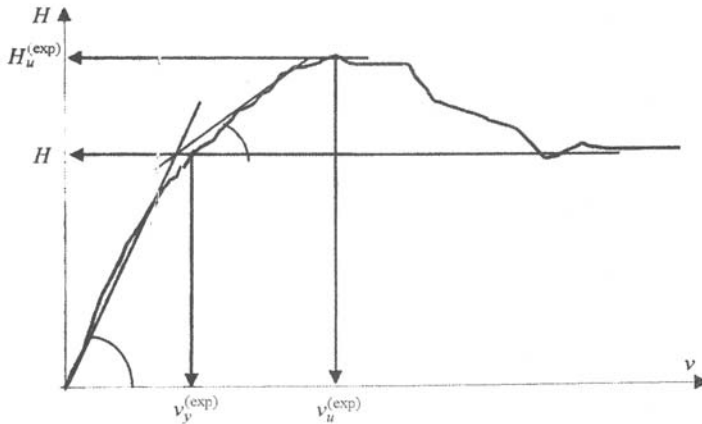


Fig. 5.- Paramètres des essais montones.

Pour les trois poteaux testés ces valeurs sont regroupées dans le Tableau 2.

Tableau 2

Poteau	$H_y^{(exp)}$, [N]	$H_u^{(exp)}$, [N]	$v_y^{(exp)}$, [mm]	$v_u^{(exp)}$, [mm]
SI-1, ($l = 2.00$ m)	22 100	28 100	34,0	70,0
SII-1, ($l = 2.50$ m)	14 000	20 000	39,9	89,2
SIII-1 ($l = 3.00$ m)	12 500	17 400	42,0	94,4

Le Tableau 3 contient les valeurs du rapport $H_y^{(exp)}/H_u^{(exp)}$; la moyenne des données de ce tableau est 0,74, nous amenant à confirmer comme valeur appropriée de charge limite de service, $H_{serv}^{(exp)} \cong 2H_u^{(exp)}/3$, qui est une valeur sûre et couramment utilisée en pratique.

Tableau 3

Poteau	$H_y^{(exp)}/H_u^{(exp)}$
SI-1	0,79
SII-1	0,70
SIII-1	0,72

4. Caractérisation analytique du comportement des poteaux

4.1. Evaluation de la rigidité des poteaux

La rigidité flexionnelle est le paramètre indispensable pour évaluer la déformée transversale du poteau. Celui-ci étant réalisé par des matériaux différents (acier structural, armature, béton), et le béton présentant un caractère d'endommagement progressif, la détermination théorique de cette rigidité est *a priori* complexe; ceci nous incite à utiliser les résultats des essais comme une référence en vue de proposer une formule de calcul simplifiée.

La rigidité sera comparée à celle indiquée dans la norme européenne EN 1994 1.1., corrigée récemment dans la 2^{ème} version de la norme pr EN 1994-1-1 qui a repris la clause 7.3.3. de la DIN 18800-3-1999-01 pour tenir compte des effets du 2^{ème} ordre géométrique.

4.2. Formule de base pour le calcul de la rigidité des poteaux

Le poteau est encasturé à une extrémité et libre à l'autre. Il est soumis à une charge axiale, N , et à la force transversale, H , à sa extrémité. Comme on l'a déjà montré, la force de compression a été appliquée par un système de tirants. Alors le calcul de sa rigidité initiale peut être effectué de la manière suivante.

Si l'on considère une rigidité flexionnelle moyenne, EI , pour le poteau, l'équation élastique de sa déformée est

$$(1) \quad \frac{d^2y}{dx^2} = -\frac{1}{EI} \left(-Hx - Ny + N\frac{v}{L}x \right),$$

ou les notations sont précisées sur la figure à savoir: l – longueur libre du poteau, a – dimension de la fondation, v – valeur de la flèche à l'extrémité libre.

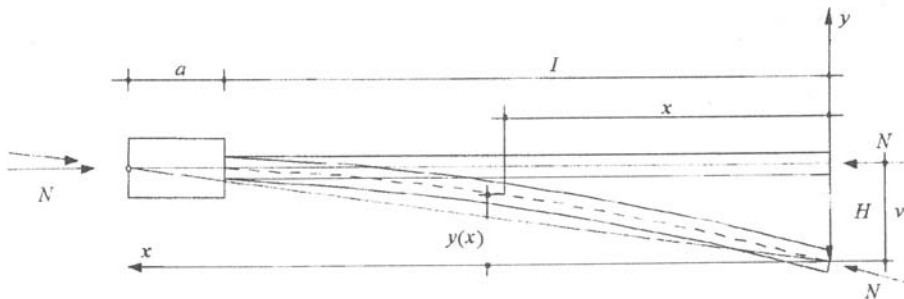


Fig. 6.– Modèle pour le calcul de la rigidité moyenne.

La solution de l'équation (1) a la forme générale

$$(2) \quad y = A \cos kx + B \sin kx + \left(\frac{H}{N} + \frac{v}{a+l} \right) x.$$

Compte tenu des conditions aux limites et en posant $k^2 = N/EI$ on trouve pour la flèche à l'extrémité l'expression

$$(3) \quad v = \frac{H}{N} l \left(1 + \frac{a}{l} \right) \frac{\frac{\operatorname{tg} kl}{kl} - 1}{\frac{\operatorname{tg} kl}{kl} + \frac{a}{l}}$$

L'expression (3) tient compte de l'affaiblissement de la rigidité dû à l'intensité de l'effort normal, N . Sa solution par rapport à EI , pour H et v données, conduit à une équation transcendante.

En pratique les calculs montrent que pour la valeur de N utilisée (200 kN), l'écart ne dépasse pas 10% par rapport à la formule classique $EI_s \cong Hl^3/3v$.

4.3. Détermination de la rigidité flexionnelle sécante à partir de la courbe expérimentale

On peut appliquer la formule (3), en principe, à tous les niveaux de chargement. On a fait le choix de la charge de service égale à la 2/3 de la charge ultime (cf. §4.1) de façon à déterminer une valeur significative de la rigidité sécante. On obtient ainsi, pour le poteau SI ($l=2,00$ m) (Figs. 4 et 5) une valeur $H_u^{(\text{exp})} = 28\,100$ N, ce qui conduit à une charge de service

$$H_{\text{serv}} = \frac{2}{3} 28\,100 = 18\,730 \text{ N.}$$

La flèche qui correspond à ce niveau de chargement est $v_{\text{serv}} = 25,7$ mm. La rigidité est obtenue à partir de l'équation transcendante (3), à savoir $(EI)_{\text{sec}} = 2,10 \cdot 10^{12}$ N.mm².

Pour le poteau SII ($l = 2,50$ m) les Figs. 4 et 5 fournissent la valeur $H_u^{(\text{exp})} = 20\,000$ N, ce qui conduit à la charge de service

$$H_{\text{serv}} = \frac{2}{3} 20\,000 = 13\,333 \text{ N.}$$

La flèche qui correspond à ce niveau de chargement est $v_{\text{serv}} = 38,2$ mm. La rigidité est obtenue à partir de l'équation (3); elle est $(EI)_{\text{sec}} = 2,04 \cdot 10^{12}$ N.mm².

Pour le poteau SIII ($l = 3,00$ m) on obtient $H_u^{(\text{exp})} = 17\,200$ N, $H_{\text{serv}} = \frac{2}{3} 17\,200 = 11\,466$ N, et la flèche $v_{\text{serv}} = 40,0$ mm. Il résulte une rigidité $(EI)_{\text{sec}} = 2,82 \cdot 10^{12}$ N.mm².

Un commentaire s'impose à la suite de ces résultats numériques. Dans la mesure où l'équation utilisée tient compte de l'effet de l'effort normal et de la longueur des poteaux, on pourrait s'attendre à trouver une rigidité flexionnelle, $(EI)_{\text{sec}}$, en section, quasiment constante ou légèrement réduite lorsque la longueur du poteau augmente en raison d'une plus forte fissuration. Apparemment le poteau SIII-1 a bénéficié d'un surplus de rigidité, peut-être dû à des conditions de fabrication plus favorables, que laissaient entendre déjà les courbes montrées dans la Fig. 4.

4.4. Comparaison avec les valeurs de la rigidité élastique de l'Eurocode 4 [1], [4]

Pour des charges de courte durée, la norme provisoire (ENV) de l'Eurocode 4 [1] propose l'expression suivante de la rigidité à la clause 4.8.3.5.

$$(4) \quad (EI)_e = E_a I_a + 0,6 E_{cm} I_{cd} + E_s I_s,$$

où: E_a est le module d'élasticité du profilé, E_s – le module d'élasticité des armatures, E_{cm} – le module sécant d'élasticité du béton, I_a – le moment d'inertie du profilé, I_s – le moment d'inertie des armatures et I_b – le moment d'inertie du béton (considéré non-fissuré).

Les moments d'inertie sont considérés par rapport à l'axe central d'inertie (passant par le centre de gravité).

Le Tableau 4 rassemble les valeurs des rigidités obtenues selon (4).

Tableau 4
Rigidité des poteaux selon l'ENV de l'EC4 [1]

	Poteau SI	Poteau SII	Poteau SIII
E_{cm} , [N/mm ²]	29 000	27 500	29 000
EI , [N.mm ²]	$3,72 \cdot 10^{12}$	$3,59 \cdot 10^{12}$	$3,74 \cdot 10^{12}$

Si l'on considère maintenant la dernière version disponible de la norme finale de l'Eurocode 4 [1], la section 6.8 spécifie que pour un calcul au second ordre des poteaux faisant partie d'une structure à noeuds déplaçables, on peut adopter la rigidité ci-dessous

$$(5) \quad EI = 0,9(E_a I_a + 0,5 E_{cm} I_c + E_s I_s).$$

Les valeurs des rigidités obtenues avec cette deuxième formule sont données dans le Tableau 5.

Tableau 5
Rigidité initiale des poteaux selon l'EN de l'EC4 [4]

	Poteau SI	Poteau SII	Poteau SIII
E_{cm} , [N/mm ²]	29 000	27 500	29 000
EI , [N.mm ²]	$2,97 \cdot 10^{12}$	$2,87 \cdot 10^{12}$	$2,97 \cdot 10^{12}$

Les écarts en valeurs relatives entre les formules précédentes et les résultats des essais sont indiqués dans le Tableau 6.

Tableau 6
Écarts entre les rigidités résultées par essais et les normes

Poteau	$\frac{(EI)_{ENV} - (EI)_{essai}}{(EI)_{essai}}$, [%]	$\frac{(EI)_{EN} - (EI)_{essai}}{(EI)_{essai}}$, [%]
SI	+77,10	+41,42
SII	+76,00	+40,70
SIII	+31,90	+5,30

On observe que la formulation de la norme européenne provisoire fournit des valeurs bien plus grandes que celles obtenues par voie expérimentale. La nouvelle version de l'EN tente à s'approcher de ces valeurs expérimentales en ne perdant pas de vue que la rigidité expérimentale de SIII est anormalement élevée.

5. Proposition d'une formule de calcul analytique

Sur la base des comparaisons précédentes, on pense d'une façon plus réaliste si on propose la formule ci-dessous pour le calcul de la rigidité sécante au stade limite de fonctionnement en service

$$(6) \quad (EI)_{\text{sec}} = 0,9(E_a I_a + E_s I_s + 0,2E_{cm} I_c),$$

avec: $E_a I_a$ – la rigidité du profilé en acier, $E_{cm} I_c$ – la rigidité de la partie en béton en considérant que celle-ci n'est pas fissurée, $E_s I_s$ – la rigidité de l'armature.

Le coefficient 0,2 veut exprimer la faible contribution du béton, en raison de sa forte fissuration, du moins pour le type de poteau mixte étudié. Le coefficient 0,9 pourrait être attribué à une diminution de la rigidité due aux effets de deuxième ordre géométrique locaux (amplification de la déformée du poteau).

En appliquant la formule (6) on obtient les valeurs données dans Tableau 7.

Tableau 7
Valeurs de la rigidité sécante calculées à l'aide de la relation (7)

Poteaux	$(EI)_{\text{sec}}$ selon (6) N.mm ²	$(EI)_{\text{essai}}$ N.mm ²	Ecart entre les valeurs proposées et celles des essais $\frac{(EI)_{\text{sec}} - (EI)_{\text{essai}}}{(EI)_{\text{essai}}}, [\%]$
SI	$1,85 \cdot 10^{12}$	$2,10 \cdot 10^{12}$	-11,9
SII	$1,81 \cdot 10^{12}$	$2,04 \cdot 10^{12}$	-11,3
SIII	$2,07 \cdot 10^{12}$	$2,82 \cdot 10^{12}$	-26,6

6. Conclusions

1. En conclusion, la formule (6) se place, dans tous les cas, dans le domaine de sécurité, conduisant à une valeur raisonnable de la rigidité si l'on considère en particulier le cas des poteaux SI et SII. Cette formule, en fait, est celle donnée par la nouvelle version de EUROCODE 4.

2. Tout d'abord il faut mentionner l'importance du caractère expérimental de cette étude. Les essais ont été effectués sur des poteaux à différents élancements, poteaux soumis à une charge transversale monotone en conservant une force de compression, N , constante (le processus de mise en charge s'opère en fait par déplacement transversal contrôlé).

3. En résumé, une modélisation analytique complète, de type bilinéaire tronqué, est maintenant disponible pour représenter la courbe $H(v)$ des poteaux sous charge, H , monotone, croissante (et effort N constant).

Reçue le 28 février 2007

Université Technique, Cluj-Napoca,
Laboratoire de Béton Armé
et Constructions Métalliques

BIBLIOGRAPHIE

1. * * * *Calcul des structure mixtes acier-béton. Règles générales et règles pour les bâtiments.* CEN EUROCODE 4 (septembre 1994) partie 1.1, norme AFNOR P-391-0.
2. * * * *Recommended Testing Procedure for Assessing the Behavior of Structural Steel Elements under Cyclic Loads.* Europ. Conv. for Constr. Steelwork, TGW 1.3, 1985.
3. * * * *Calcul des structures mixtes acier-béton. Règles générales et règles pour les bâtiments.* CEN - TC 250/SC4 - pr EN 1998-1-1 (avril 2001) 3^{ème} version.
4. * * * *Calcul des structures en béton. Règles générales et règles pour les bâtiments.* EUROCODE 2, EN 1992-1-1, 2004.
5. A r i b e r t J.M., C a m p i a n C., P ä c u r a r V. *Monotonic and Cyclic Behaviour of Fully Encased Composite Columns and Dissipative Interpretation for Seismic Design.* Swets & Zeitlinger B.V., Lisse, The Netherlands, STESSA, 2003, 115-122.
6. C â m p i a n C., P ä c u r a r V., B a l c R., *Monotonic and Cyclic Behaviour of Fully Encased Composite Columns.* Steel, a New and Traditional Material for Building, Proc. of the Internat. Conf. in Metal Struct., ICMS, Poiana Braşov, Romania, September 20-22, 2006, 351-356.
7. A r i b e r t J.M., C a m p i a n C., P ä c u r a r V. *Etude expérimentale et interprétation analytique du comportement statique et cyclique de poteaux mixtes acier fléchis par une charge transversale.* Constr. métall., 4, 3-22 (2004).

COMPORTAREA STĂLPILOR MICȘTI OȚEL-BETON LA SOLICITĂRI DE TIP MONOTON Studiu experimental

(Rezumat)

În cadrul Laboratorului de Beton Armat și Construcții Metalice al Universității Tehnice din Cluj au fost efectuate cercetări experimentale axate pe optimizarea comportamentului stălpilor cu secțiune mixtă oțel-beton, cu zveltețe ridicată, supuși la solicitări seismice.

Testarea stălpilor micști indică în mod clar scăderea drastică a rezistenței datorită degradării betonului în zonele critice.

Pentru testele monotone, în urma interpretării caracteristicilor curbelor $H(v)$, se propune o relație simplificată de apreciere a degradării rigidității globale a stălpilor, luând în considerare evoluția rigidității componentei de beton din secțiunea transversală, datorită fisurării betonului. În paralel se prezintă o comparație a valorilor experimentale ale rigidității cu cele obținute teoretic, folosind relațiile din diferitele versiuni ale Eurocode 4.