

APPLICATION DE LA MÉTHODE DES COMPOSANTES AUX PIEDS DE POTEAUX

1^{re} PARTIE : EXPÉRIMENTATION ET DÉVELOPPEMENT D'UN MODÈLE DE CALCUL DE RÉSISTANCE

par J. P. Jaspert et D. Vandegans

RÉSUMÉ

Les pieds de poteaux transmettent les réactions de la structure à la fondation. Lorsqu'ils sont soumis à des efforts extérieurs, ils subissent des déformations et, en particulier, une rotation. Les pieds de poteaux sont généralement idéalisés par une rotule parfaite ou un encastrement tout à fait rigide. Les essais montrent qu'ils présentent, en réalité, un comportement intermédiaire dit semi-rigide.

Des essais en laboratoire ont été réalisés récemment à Liège sur des assemblages en pieds de poteaux. Les résultats de ces essais sont décrits dans cet article et l'influence des différents facteurs déterminant le comportement de ce type d'assemblage sont commentés.

Enfin, un modèle analytique relativement simple, permettant de déterminer la résistance de la connexion, est présenté et validé.

SUMMARY

Column bases transfer reactions to the foundation. When subjected to external forces, they undergo deformations and, in particular, a rotation. Column bases are usually idealised as perfect hinges or rigid connections. Actually tests show that they exhibit an intermediate behaviour named semi-rigid.

Laboratory tests have been recently performed in Liège on column bases. The results of these tests are described in the paper and the influence of the parameters which affect the connection response is discussed.

Lastly a simple analytical model for strength prediction is presented and validated.

J. P. Jaspert – Chercheur qualifié du FNRS,
Département MSM de l'Université de Liège, Liège (B)

D. Vandegans – Ingénieur au CRIF,
Section Construction Métallique, Liège (B)

1. – INTRODUCTION

Les pieds de poteaux assurent la liaison entre la structure et le sol et constituent dès lors des éléments structuraux relativement importants. Nous considérons dans cet article ceux qui sont réalisés à l'aide de blocs de béton coulés dans le sol et sur lesquels sont assemblés les poteaux métalliques, au moyen d'une plaque de base soudée à leur extrémité et maintenue au bloc de béton par deux ou quatre tiges d'ancrage.

Les pieds de poteaux se déforment principalement en rotation lorsque des efforts normaux, des efforts de cisaillement et des moments de flexion leur sont appliqués. Ce comportement en rotation est généralement idéalisé comme celui d'une rotule ou d'un encastrement parfait. Néanmoins, dans la majorité des cas, leur réponse en rotation est intermédiaire entre ces deux comportements extrêmes – les pieds de poteaux sont alors dits « semi-rigides » – et leur résistance est généralement inférieure à celle du profilé de poteau – on parle alors de pieds de poteaux à résistance partielle –. Le comportement semi-rigide et partiellement résistant des pieds de poteaux influence la réponse structurale de toute l'ossature et, en particulier :

- le déplacement latéral et la stabilité globale dans le cas de structures à nœuds transversalement déplaçables ;
- la stabilité des poteaux dans le cas de structures à nœuds transversalement non déplaçables.

Il est bien connu que le fait de considérer la réponse semi-rigide des assemblages lors du dimensionnement et de l'analyse de la structure peut conduire à une économie substantielle liée à la réduction de la main-d'œuvre requise pour réaliser des pieds de poteaux rigides (moins de raidisseurs) ou à la réduction de la taille des poteaux et/ou des poutres assemblées dans le cas de pieds de poteaux articulés. Ceci nécessite cependant de définir les propriétés de calcul des pieds de poteaux en termes de rigidité et de résistance.

Les activités qu'ont eu en commun le département MSM de l'Université de Liège et la section Construction Métallique du CRIF durant ces dernières années dans le domaine de l'étude du comportement des pieds de poteaux sont reflétées en partie dans cet article. Un second article, à paraître dans le prochain numéro, fournira au lecteur d'autres résultats de cette étude.

En fait, l'ensemble de ces deux articles comprend trois parties :

- Les résultats de douze essais expérimentaux sur pieds de poteaux à deux ou quatre tiges d'ancrage et la discussion de leur comportement.
- La proposition d'un modèle analytique simple permettant d'évaluer la résistance de l'assemblage.
- Le développement d'un modèle mécanique relativement sophistiqué permettant de suivre l'évolution pas à pas du comportement des pieds de poteaux jusqu'à la ruine grâce à l'étude détaillée de l'évolution des déplacements et des contraintes dans les différentes composantes de l'assemblage. Ce modèle fera l'objet du second article.

Les modèles proposés sont validés au travers de comparaisons avec les résultats expérimentaux.

Les deux modèles se réfèrent à la méthode dite « des composantes ». Ce concept a récemment été introduit dans les Eurocodes 3 et 4 « bâtiments » et plus particulièrement dans leur Annexe J relative respectivement au dimensionnement des assemblages métalliques et mixtes acier-béton entre une poutre et un poteau ou entre deux poutres mises bout à bout.

Selon la méthode des composantes, tout assemblage ne doit plus être considéré comme un tout, mais comme un ensemble

de composantes individuelles possédant chacune leur propre résistance et leur propre raideur en traction, compression ou cisaillement. La coexistence de différentes composantes au sein du même assemblage peut bien entendu conduire à des interactions de contraintes, réduisant aussi bien la résistance que la raideur des composantes individuelles.

L'application de la méthode des composantes passe par les étapes suivantes :

- a) identification des composantes actives dans l'assemblage considéré ;
- b) évaluation des caractéristiques de raideur et/ou de résistance pour chacune des composantes actives ;
- c) « assemblage » des composantes présentes dans l'assemblage et évaluation des caractéristiques de raideur et/ou de résistance de l'assemblage tout entier.

La procédure d'assemblage consiste à déduire les propriétés mécaniques du nœud à partir de celles des composantes individuelles. Cela nécessite au préalable de distribuer les efforts agissant sur l'assemblage en forces intérieures appliquées sur les différentes composantes de manière à satisfaire les équations d'équilibre et, au minimum, de respecter le comportement des composantes en termes de résistance et de capacité de déformation.

Dans l'Annexe J des Eurocodes 3 et 4, la procédure d'assemblage des composantes, en vue d'évaluer la rigidité initiale et le moment résistant de calcul des assemblages, suit une méthode analytique. La connaissance de ces deux propriétés permet de tracer la courbe caractéristique moment-rotation de calcul de l'assemblage pour tout type d'analyse structurale.

L'application de la méthode des composantes nécessite une connaissance suffisante du comportement des composantes de base. La combinaison de celles couvertes par les Eurocodes 3 et 4 permet de couvrir une large gamme de configurations d'assemblages, ce qui devrait être suffisant pour satisfaire les besoins pratiques.

En ce qui concerne les pieds de poteaux, certaines composantes spécifiques sont activées, comme par exemple les « tiges d'ancrage en traction » ou le « béton en compression ». De plus, le chargement diffère fondamentalement de celui des assemblages couverts par les Eurocodes 3 et 4, en raison de l'importance des efforts axiaux dans les poteaux qui doivent être transmis aux fondations, en plus des moments de flexion et efforts tranchants.

Ces aspects sont discutés dans les deux articles et des solutions originales sont proposées.

2. – RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

2.1. – Configuration générale

Douze essais ont été réalisés récemment à Liège. Le montage expérimental, identique pour tous les essais, est présenté à la figure 2.1. Pour des raisons techniques inhérentes à la réalisation des essais, la force de compression F_1 appliquée au poteau agit selon une direction horizontale, tandis que la force F_2 qui génère le moment de flexion dans l'assemblage agit verticalement.

L'effort de compression F_1 est appliqué, par l'intermédiaire de deux barres à haute résistance en traction représentées en pointillés à la figure 2.1, à l'aide de deux vérins prenant appui

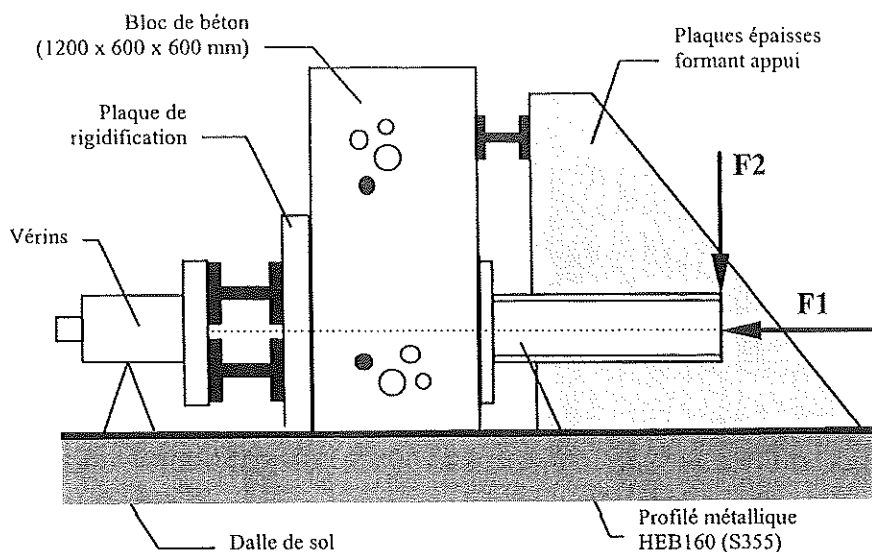


Fig. 2.1 - Schéma de la configuration d'essai

sur la face arrière du bloc de béton. Grâce à une plaque métallique de forte épaisseur (10 centimètres), la répartition des contraintes au sein du bloc de béton peut être considérée identique à ce qu'elle serait si le bloc était posé à même le sol.

Le bloc de béton est identique pour chacun des essais réalisés : 1200 mm de hauteur pour une base carrée de 600 mm de côté. Ils ont tous été coulés au même moment afin de leur assurer un comportement mécanique aussi homogène que possible. La résistance caractéristique du béton sur cube vaut $45,3 \text{ N/mm}^2$; son module d'élasticité est de l'ordre de $35\,000 \text{ N/mm}^2$.

Afin d'empêcher tout mouvement du bloc sous l'action du moment induit par la force F_2 , deux plaques métalliques épaisses sont disposées de part et d'autre du profilé de poteau (voir figure 2.1); elles assurent un appui efficace. Pour supporter efficacement les sollicitations appliquées, le bloc de béton a été légèrement armé. Toutefois les armatures sont placées de manière à ne pas empêcher la formation éventuelle de fissures sous l'effet de la force de compression, comme cela pourrait se produire dans une situation réelle.

Entre la platine soudée sur le poteau et le bloc de béton, une fine couche de mortier a été prévue afin d'assurer un contact

aussi parfait que possible. Deux types d'essais ont été envisagés : la liaison profilé-béton s'effectue soit avec quatre tiges (figure 2.2), soit avec deux (figure 2.3). Dans le premier cas, la liaison se rapproche d'un encastrement parfait tandis que dans le second, elle s'apparente à ce qu'il est généralement convenu d'appeler une rotule.

Un seul type de poteau est considéré dans la série d'essais : HEB 160. L'acier est du S355 et ce, afin de concentrer la déformation et la ruine dans les éléments d'assemblage.

Les plaques de base sont soudées aux poteaux sur tout leur périmètre à l'aide d'un cordon de 6 mm de hauteur de gorge. Deux épaisseurs différentes de plaque de base ont été utilisées : 15 mm et 30 mm. L'acier est du S235.

Les tiges d'ancrage M20 de nuance 10.9 sont réalisées à partir de barres droites en acier partiellement filetées qui ont ensuite été recourbées, à l'extrémité non filetée, comme indiqué à la figure 2.4. Le choix non conventionnel de tiges de nuance 10.9 s'explique par la volonté des expérimentateurs de réduire le risque de rupture brutale des tiges en traction et, par conséquent, d'endommagement du dispositif expérimental et des instruments de mesure.

La déformabilité des pieds de colonne ne s'en trouve pas affectée, le module d'élasticité de l'acier ne variant pas avec la nuance des tiges. D'autre part, étant donné qu'éviter la rupture

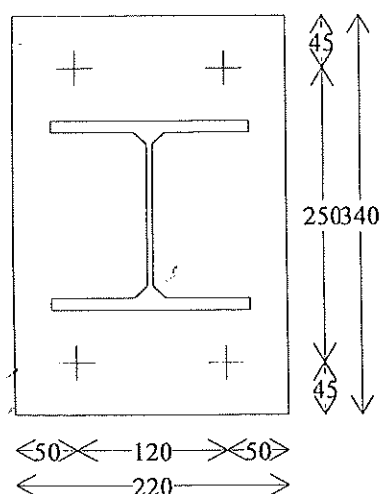


Fig. 2.2 - Plaque de base des essais à 4 tiges

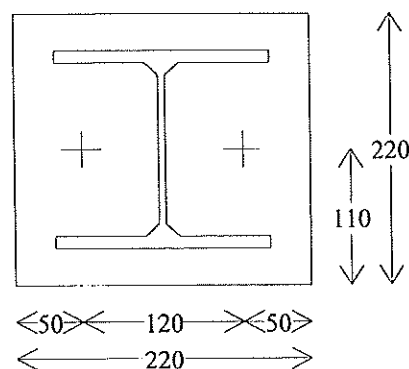


Fig. 2.3 - Plaque de base des essais à 2 tiges

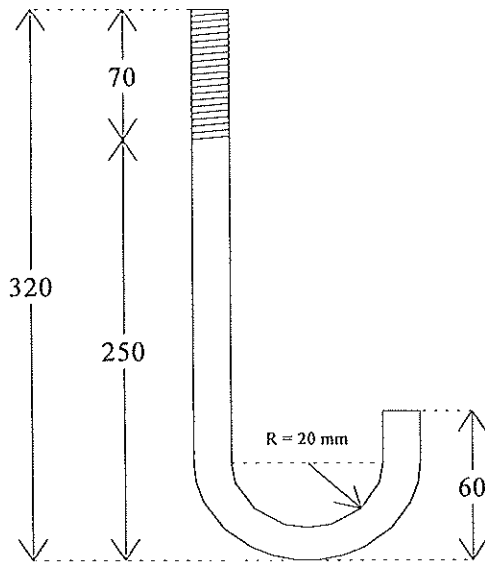


Fig. 2.4 - Tiges d'ancrage

fragile de tiges et boulons en traction est l'un des principes fondamentaux du calcul des assemblages, on peut légitimement penser que les modes et charges de ruine associés aux essais réalisés au laboratoire reflètent valablement des situations réelles de la pratique.

Le chargement appliqué est le même pour tous les essais (figure 2.5) : application initiale d'un effort de compression dans le poteau (F_1), qui reste constant tout au long de l'essai, puis application progressive de l'effort F_2 jusqu'à la ruine.

Le tableau 2.1 donne la nomenclature des essais et la valeur des paramètres testés. Les noms donnés aux essais sont composés des initiales «PC» suivi de trois nombres : le premier

TABLEAU 2.1
Nomenclature des essais

Nom	Tiges	Épaisseur platine mm	Effort axial kN
PC2.15.100	2	15	100
PC2.15.600	2	15	600
PC2.15.1000	2	15	1000
PC2.30.100	2	30	100
PC2.30.600	2	30	600
PC2.30.1000	2	30	1000
PC4.15.100	4	15	100
PC4.15.400	4	15	400
PC4.15.1000	4	15	1000
PC4.30.100	4	30	100
PC4.30.400	4	30	400
PC4.30.1000	4	30	1000

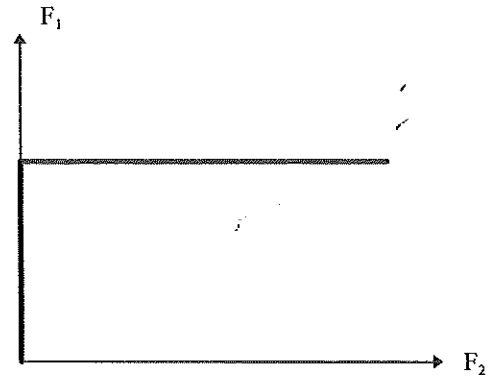


Fig. 2.5 - Chargement

indique le nombre de tiges (2 ou 4), le second est relatif à l'épaisseur de la plaque de base (15 mm ou 30 mm) tandis que le dernier donne la valeur de l'effort axial appliqué en kN.

Les caractéristiques géométriques de la platine et de la section du profilé de poteau ont été mesurées pour chacun des essais, ainsi que les caractéristiques mécaniques des différents aciers constitutifs. Ces valeurs sont consignées dans la publication [1]; elles ne sont pas reproduites dans cet article. Elles ont néanmoins été considérées lors de l'interprétation des résultats des essais et de la comparaison essais-modèles.

En ce qui concerne les tiges d'ancrage, la valeur théorique pour laquelle les tiges se ruinent en traction s'élève à 250 kN. Des essais de traction effectués, en marge des essais de pieds de poteaux proprement dits, sur des tiges en place dans le bloc de fondation en béton ont cependant révélé une résistance bien inférieure, de l'ordre de 187 kN en moyenne. Le déroulement de la partie incurvée de la tige et l'extraction de la tige hors du bloc qui en résulte explique cette différence.

2.2. - Instrumentation

Trois types d'instruments de mesure ont été utilisés :

- des capteurs de déplacements, D_1 à D_7 ;
- des inclinomètres, ROT_1 et ROT_2 (mesure directe des rotations absolues);
- des jauges cylindriques de déformation, placées dans les tiges d'ancrage, J_1 et J_2 .

Les figures 2.6 et 2.7 montrent la position des différents capteurs utilisés pour les essais à quatre tiges. Ils sont disposés de la même manière pour les configurations à deux tiges si ce n'est la position des capteurs D_2 et D_4 qui sont plus proches des semelles du profilé.

Les capteurs D_6 et D_7 n'ont d'autres fonctions que de détecter une rotation d'ensemble du bloc de béton sous l'effet de la force F_2 . En fait, les appuis utilisés étaient tellement rigides que ce mouvement s'est avéré tout à fait négligeable.

Les capteurs D_2 à D_5 donnent une vue relativement précise de la déformation de la plaque de base par rapport à son support de béton. Le capteur D_1 est l'un des plus importants; il mesure le déplacement du poteau dans la direction de l'effort F_2 .

Les inclinomètres ROT_1 et ROT_2 (figure 2.7) donnent une mesure directe des rotations absolues en un point. Ces instruments sont d'une grande précision et constituent un excellent moyen d'obtenir les courbes moment-rotation de la liaison testée.

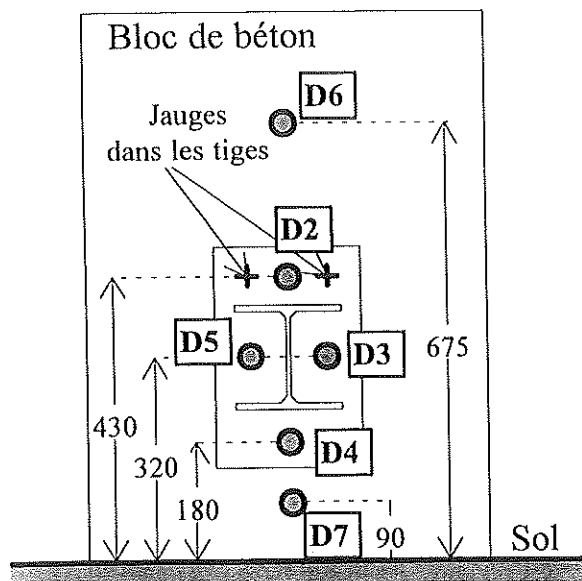


Fig. 2.6 - Instrumentation (vue frontale)

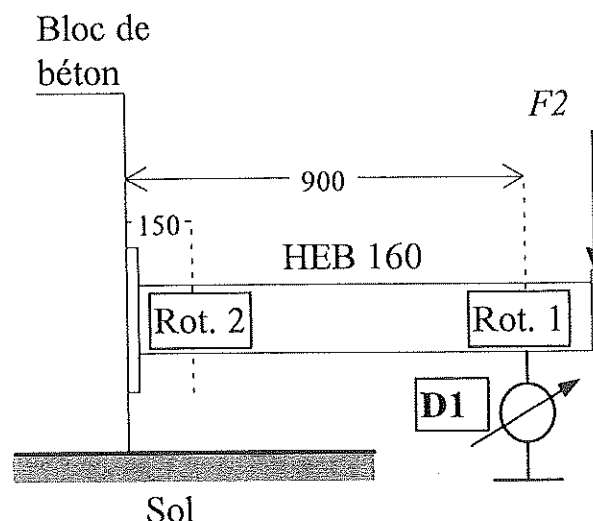


Fig. 2.7 - Instrumentation (vue latérale)

Enfin, les jauges J_1 et J_2 , sont des jauges cylindriques collées dans un trou foré au centre des deux tiges d'ancrage tendues. Elles mesurent la déformation au centre du fût des tiges, en un endroit où l'état de contraintes reflète directement l'effort de traction dans la tige. En pratique, le sommet de la jauge était placé au moins deux centimètres sous la face inférieure de l'écrou.

2.3. - Courbes Moment-Rotation

2.3.1. - Méthodes de détermination des courbes

2.3.1.1. - Introduction

À partir des valeurs mesurées au paragraphe précédent, la courbe moment-rotation du pied de poteau peut être déduite. Le passage des mesures brutes effectuées pendant les essais aux valeurs de moment et de rotation recherchées nécessite quelques explications. Elles font l'objet des deux paragraphes suivants.

2.3.1.2. - Expression du moment de flexion dans l'assemblage

Compte tenu d'une part de la déformabilité importante des liaisons étudiées et, d'autre part, de l'ampleur des efforts axiaux appliqués, des effets du «second ordre» se développent; ils ne peuvent être négligés. En effet, l'examen de la figure 2.8 montre que le moment de flexion dans le pied de poteau, bien que principalement dû à l'effort F_2 , est influencé par l'effort de compression dans le poteau. Celui-ci agit suivant une direction, représentée en pointillés sur la figure 2.8, qui se modifie au fur et à mesure de l'essai. En effet, il faut se rappeler que l'effort axial est appliqué au poteau par l'intermédiaire de deux barres en acier à haute résistance en traction (voir paragraphe 2.1). L'effort F_1 peut donc être décomposé en deux forces : une horizontale et une verticale. La première crée un moment additionnel dû à l'excentricité, mesurée à l'interface platine-béton. La seconde, quant à elle, agit suivant la même direction que F_2 , mais dans le sens inverse, et a donc tendance à diminuer le moment de flexion observé.

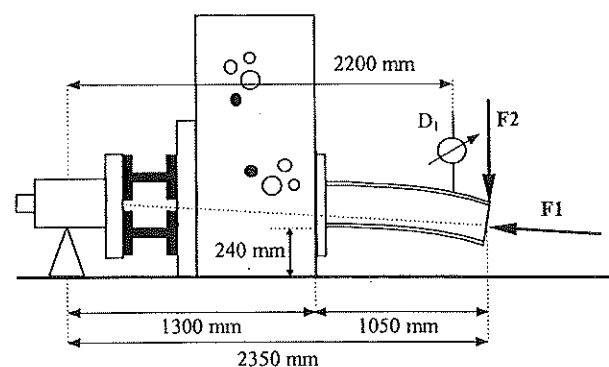


Fig. 2.8 - Détermination du moment de flexion dans l'assemblage

La ligne d'action de la force F_1 a une inclinaison notée α . La valeur de α est la suivante :

$$\alpha \approx \text{tg} \alpha = \frac{D_1 \text{ (en m)}}{2,2} \quad (2.1)$$

L'expression du moment sollicitant le pied de poteau s'écrit :

$$M = (F_2 - F_1 \cdot \sin \alpha) \cdot 1,05 + F_1 \cdot \cos \alpha \cdot (\text{tg} \alpha \cdot 1,3) \quad (2.2)$$

Dans l'équation (2.2), les forces F_1 et F_2 sont exprimées en kN, tandis que le moment de flexion l'est en kN.m. En remplaçant α par sa définition (équation 2.1) dans l'expression ci-dessus et en tenant compte du fait que l'angle est relativement petit, on obtient :

$$\begin{aligned} M &= \left(F_2 - F_1 \cdot \sin \frac{D_1}{2,2} \right) \cdot 1,05 + F_1 \cdot \cos \frac{D_1}{2,2} \cdot \left(D_1 \cdot \frac{1,3}{2,2} \right) \\ &= \left(F_2 - F_1 \cdot \frac{D_1}{2,2} \right) \cdot 1,05 + F_1 \cdot (\approx 1) \cdot D_1 \cdot 0,591 \quad (2.3) \\ &= 1,05 \cdot F_2 + 0,114 \cdot F_1 \cdot D_1. \end{aligned}$$

Dans cette expression finale du moment, le premier terme est celui de premier ordre tandis que le second prend en compte le moment additionnel induit par les effets de second ordre. Les grandeurs de l'équation (2.3) sont exprimées en m, kN et kN.m.

La figure 2.9 montre la comparaison entre les courbes $M-D_1$ au premier et au second ordre dans le cas de l'essai PC2.30.1000 où la différence est significative. Pour les essais à charge de compression plus faible, la différence est moins marquée.

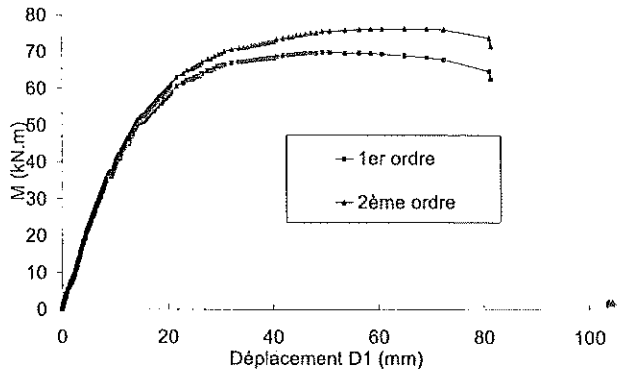


Fig. 2.9 – Comparaison entre les courbes $M-D_1$, au premier et second ordre (essai PC2.30.1000)

2,313. – Calcul de la rotation

La rotation du pied de poteau peut se déduire aisément des trois mesures effectuées sur le profilé métallique, à savoir les deux inclinomètres ROT_1 et ROT_2 et le capteur de déplacement D_1 .

La figure 2.10 illustre la déformation du profilé, soumis à une force concentrée P .

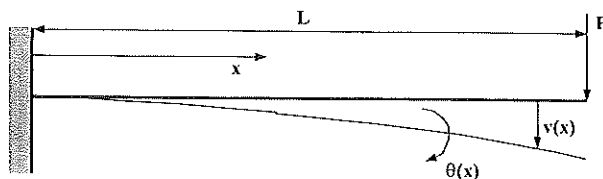


Fig. 2.10 – Déformation du profilé métallique

Les expressions suivantes sont obtenues d'après la théorie de la résistance des matériaux, en prenant en compte la déformation d'effort tranchant qui ne peut être négligée vu la faible longueur du poteau :

$$M(x) = P \cdot (L - x)$$

$$\theta(x) = \frac{P}{E \cdot I} \left(L \cdot x - \frac{x^2}{2} \right) + \frac{P}{G \cdot A'}$$

$$v(x) = \frac{P}{E \cdot I} \left(\frac{L \cdot x^2}{2} - \frac{x^3}{6} \right) + \frac{P}{G \cdot A'} \cdot x$$

- avec :
- P = Effort appliqué (figure 2.10)
 - L = Longueur de l'élément (figure 2.10)
 - E = Module de Young
 - G = Module de Coulomb
 - I = Moment d'inertie
 - A' = Section réduite
 - $v(x)$ = Flèche en un point (positive vers le bas)
 - $\theta(x)$ = Rotation absolue en un point (positive dans le sens inverse du sens trigonométrique).

Compte tenu des caractéristiques géométriques mesurées du poteau [1], il est possible de calculer la flèche et la rotation théorique en tout point du poteau et en particulier là où sont positionnés les inclinomètres ROT_1 et ROT_2 , et le capteur de déplacement D_1 (figure 2.7) :

$$v(x = 0,9 \text{ m}) = 0,063 \cdot P \text{ mm} \quad (2.5)$$

$$\theta(x = 0,9 \text{ m}) = 0,105 \cdot P \text{ mrad} \quad (2.6)$$

$$\theta(x = 0,15 \text{ m}) = 0,036 \cdot P \text{ mrad} \quad (2.7)$$

Les équations (2.5) à (2.7) ne sont valables que lorsque le poteau reste entièrement dans le domaine élastique; cette hypothèse est vérifiée pour tous les essais, excepté pour l'essai PC.4.30.100 pour lequel une plastification importante se développe à la base du poteau à un stade avancé du chargement. Ce point sera abordé à nouveau ultérieurement.

La rotation du pied de poteau peut maintenant être exprimée. Les inclinomètres constituent le moyen le plus simple dans la mesure où ils fournissent directement la rotation recherchée à condition d'en soustraire la déformation du profilé. Deux estimations de la même rotation φ peuvent ainsi être déduites :

$$\varphi_a = ROT_2 - 0,036 \cdot F_2 \quad (\text{en kN}) \quad (2.8)$$

$$\varphi_b = ROT_1 - 0,105 \cdot F_2 \quad (\text{en kN}) \quad (2.9)$$

Ces expressions sont obtenues en remplaçant P par F_2 dans les équations (2.6) et (2.7), c'est-à-dire en négligeant les effets de second ordre. En fait, on peut démontrer que le second ordre ne modifie pas les expressions de φ_a et φ_b de manière très significative; par souci de simplicité, il a dès lors été décidé de ne pas reporter ici les expressions exactes de φ_a et φ_b .

Une troisième estimation de la rotation φ peut être déduite de la mesure fournie par le capteur D_1 :

$$\varphi_c = \frac{D_1 - 0,063 \cdot F_2}{0,9 \cdot 10^3} \quad (2.10)$$

Les équations 2.8 à 2.10 ont été comparées pour les douze essais. La similitude est excellente, à tel point que les trois courbes sont souvent indiscernables l'une de l'autre. Aussi, afin de ne pas alourdir inutilement le présent article, les seules courbes calculées sur base de l'équation (2.8) seront considérées par la suite.

Avant de passer en revue les essais, il importe à nouveau de préciser que les courbes moment-rotation reportées dans la section suivante englobent la déformation en rotation du pied de poteau ainsi que, pour les essais dont la base du poteau se plastifie au cours de l'essai (en pratique, l'essai PC.4.30.1000), la contribution plastique de la déformation flexionnelle de la zone du profilé comprise en le pied de poteau et l'inclinomètre ROT_2 .

2,32. - Comparaison de courbes

La figure 2.11 montre une comparaison entre les courbes moment-rotation relative aux trois essais PC2.15. Il apparaît que, plus l'effort dans le poteau est important, plus la résistance flexionnelle du pied de poteau est élevée. Cette conclusion n'est pas générale et se limite ici aux essais PC2.15.

La rigidité initiale des courbes est sensiblement égale pour les trois essais, du moins aux tous premiers instants du chargement. En fait, la rigidité de la liaison s'altère sensiblement dès qu'un décollement peut être observé entre la plaque de base et le béton en zone tendue. Celui-ci s'opère évidemment d'autant plus vite que l'effort de compression initial est faible.

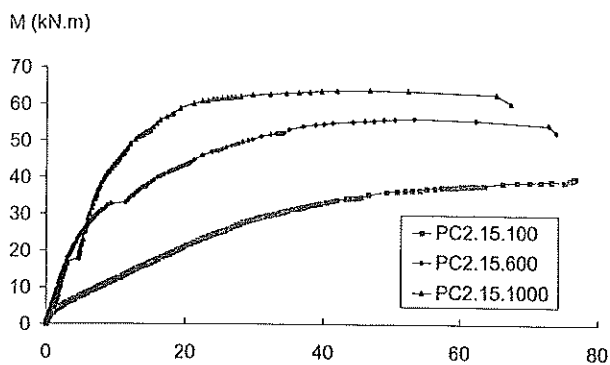


Fig. 2.11 - Courbes M-φ des essais PC2.15

La figure 2.12 est relative aux essais PC2.30. Contrairement à la figure précédente, elle montre que la raideur initiale de l'essai PC2.30.100 est bien plus faible que celle des deux autres essais PC2.30. En fait, lorsque les blocs ont été bétonnés, les tiges d'ancrage noyées dans le béton étaient soutenues à l'aide d'une plaque de contre-plaqué qui prenait appuis sur les coffrages latéraux. Le béton frais arrivait au niveau de la face inférieure de la plaque. En conséquence, lorsque le béton a été vibré, ces zones, moins accessibles, se sont avérées, une fois durcies, de moins bonne qualité, comprenant de nombreuses bulles d'air. L'introduction d'une force de compression dans le poteau a pour effet d'homogénéiser le béton qui se trouve sous la platine en réduisant la porosité du béton. Plus la force de compression est élevée, plus les défauts dans le béton seront amoindris, et plus la courbe moment-rotation semblera raide. Ceci semble pouvoir expliquer l'écart important observé entre la courbe relative à l'essai PC2.30.100 et les deux autres essais PC2.30.

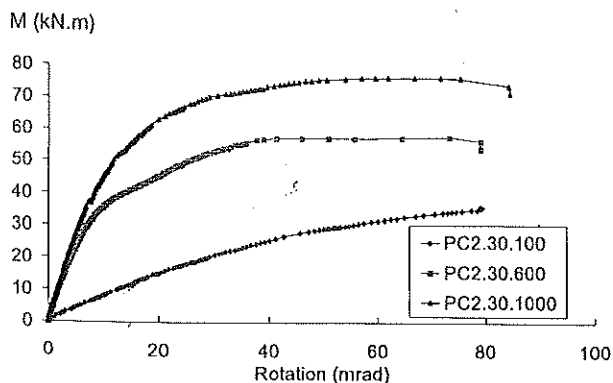


Fig. 2.12 - Courbes M-φ des essais PC2.30

L'examen des figures 2.11 et 2.12 met en évidence la valeur particulièrement élevée de la résistance ultime des liaisons, traditionnellement considérées comme des rotules.

La figure 2.13 montre les trois courbes relatives aux essais PC4.15. L'essai PC4.15.400 est le seul qui ait fait l'objet d'un cycle déchargement-remise en charge imposé par diverses raisons techniques.

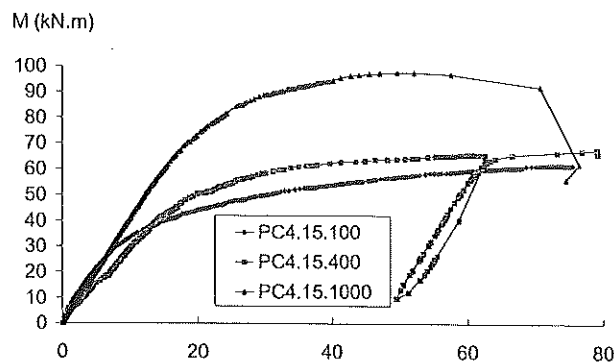


Fig. 2.13 - Courbes M-φ des essais PC4.15

La très forte différence de résistance entre l'essai PC4.15.1000 et les deux autres essais PC4.15 doit être soulignée. Cela s'explique aisément par le fait que les tiges tendues sont activées bien plus tard lorsque l'effort de compression dans le poteau est conséquent.

Enfin, la figure 2.14 montre les courbes relatives aux quatre derniers essais, PC4.30. Ce sont a priori les plus rigides et les plus résistants, ce que confirment bien leurs courbes de comportement.

Contrairement aux trois figures précédentes, l'essai PC4.30.1000 ne montre pas une plus grande résistance que l'essai PC4.30.400. Cela est en fait dû à un problème de plastification du profilé métallique HEB160.

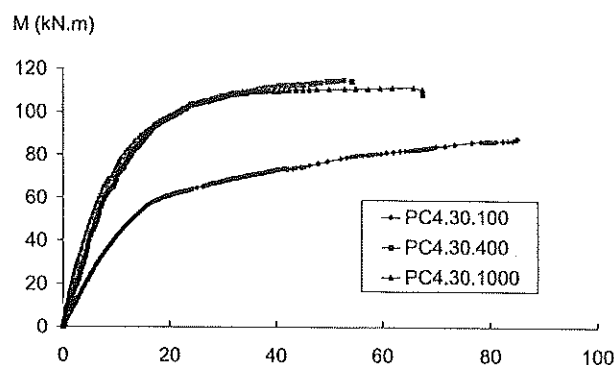


Fig. 2.14 - Courbes M-φ des essais PC4.30

2,33. - Grandeurs caractéristiques

Certaines grandeurs caractéristiques peuvent être déduites des courbes représentées aux figures 2.11 à 2.14; celles-ci peuvent servir à comparer les modèles théoriques exposés au chapitre suivant. Ces quantités sont :

- la raideur initiale : pente de la partie initiale de la courbe;

- la résistance ultime : sommet de la courbe $M-\varphi$;
- le mode de ruine du pied de poteau.

Le tableau 2.2 reprend les valeurs mesurées de ces grandeurs pour chacun des douze essais expérimentaux. $S_{j, ini}$ désigne la raideur initiale et $M_{Ru, test}$ la résistance ultime. La valeur de la résistance que l'on pourrait qualifier de « plastique » n'est pas reportée ici tant la forme des courbes varie d'un essai à l'autre. Il est très difficile de la mesurer objectivement.

TABLEAU 2.2
Grandeurs caractéristiques des essais expérimentaux

Nom	$S_{j, ini}$ kN.m/mrad	$M_{Ru, test}$ kN.m	Mode de ruine
PC2.15.100	0,9	40	Ruine des tiges d'ancrage
PC2.15.600	5,5	56	Ruine des tiges d'ancrage
PC2.15.1000	7	63	Écrasement du béton
PC2.30.100	0,75	35	Ruine des tiges d'ancrage
PC2.30.600	4,6	57	Ruine des tiges d'ancrage
PC2.30.1000	5,2	75	Ruine des tiges d'ancrage
PC4.15.100	3,5	62	Plastification de la plaque de base
PC4.15.400	4	68	Ruine de la plaque de base et des tiges d'ancrage
PC4.15.1000	4	97	Plastification de la plaque de base
PC4.30.100	4,5	86	Arrachement des tiges d'ancrage
PC4.30.400	11	117	Arrachement des tiges d'ancrage
PC4.30.1000	8	110	Plastification et instabilité locale du HEB160

L'analyse du tableau 2.2 confirme les conclusions tirées précédemment ; les essais les plus rigides et les plus résistants pour une configuration donnée sont ceux pour lesquels l'effort de compression dans le poteau est conséquent. Seule exception à la règle, l'essai PC4.30.1000, pour lequel une forte plastification du profilé métallique est observée à la ruine.

L'essai PC2.30.100 se démarque des douze autres essais par une rigidité et une résistance particulièrement faible.

Ce point a déjà été discuté précédemment.

3. - MODÈLE ANALYTIQUE

Un modèle analytique simple de prédiction du moment ultime M_u et du moment résistant de calcul M_{Rd} des pieds de poteaux est présenté dans ce chapitre. Il s'applique aux pieds de poteaux liaisons au bloc de fondation par l'intermédiaire de deux ou quatre tiges d'ancrage. Le modèle est partiellement

basé sur l'Annexe J révisée [2] et l'Annexe L [3] de l'Eurocode 3 en ce qui concerne la résistance des composantes. En dépit de sa simplicité, ce modèle présente néanmoins de bonnes concordances avec les résultats expérimentaux disponibles. La possibilité de développer un modèle similaire pour évaluer la rigidité initiale est ensuite discutée.

3.1. - Résistances

3.1.1. - Introduction

Dans les paragraphes suivants, des formules d'évaluation de la résistance des composantes actives dans les assemblages en pieds de poteaux sont décrites. La procédure d'assemblage de ces composantes est ensuite discutée. Finalement, le modèle est confronté aux résultats expérimentaux.

3.1.2. - Capacité portante du bloc de béton

1. Cas de la compression centrée

Le calcul de la résistance du bloc de béton sous l'action de l'effort de compression centré est relativement simple si on se réfère aux recommandations de l'annexe L de l'Eurocode 3.

Dans un premier temps, le « rapport de concentration », k_j , qui dépend des dimensions géométriques (figure 3.1), est calculé comme suit :

$$k_j = \sqrt{\frac{a_1 \cdot b_1}{h_p \cdot b_p}} \quad (3.1)$$

où : h_p = longueur de la platine ;

b_p = largeur de la platine ;

a_1 = longueur effective du bloc de béton ;

b_1 = largeur effective du bloc de béton.

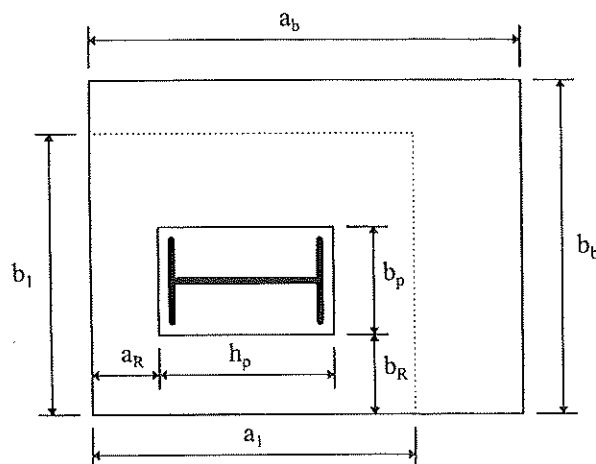


Fig. 3.1 - Dimensions effectives du bloc de béton

Les dimensions effectives du bloc de béton, a_1 et b_1 , se calculent grâce aux équations suivantes :

$$a_1 = \min (h_p + 2a_R; 5h_p; h_p + h_{bloc}; 5 \cdot b_1) \geq h_p \quad (3.2)$$

$$b_1 = \min (b_p + 2b_R; 5 \cdot b_p; b_p + h_{bloc}; 5 \cdot a_1) \geq b_p$$

où : a_R et b_R sont donnés à la figure 3.1

h_{bloc} = hauteur du bloc de béton.

La contrainte maximale, f_j , à laquelle résiste le béton est évaluée au moyen de l'équation suivante :

$$f_j = \beta_j \cdot k_j \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (3.3)$$

où : $\beta_j = \frac{2}{3}^{(1)}$

f_{ck} = résistance caractéristique du béton en compression sur cylindre ;

γ_c = coefficient partiel de sécurité pour le béton.

Enfin, pour tenir compte de la flexibilité de la plaque de base, une platine rigide équivalente est définie (figure 3.2), grâce au paramètre c donné par l'équation (3.4) :

$$c = t_p \cdot \sqrt{\frac{f_{yp}}{3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M_0}}} \quad (3.4)$$

où : t_p : épaisseur de la plaque de base ;

f_{yp} : limite élastique de la plaque de base ;

γ_{M_0} : coefficient partiel de sécurité de l'acier.

Aucun des bords extérieurs de la platine fictive ne peut évidemment se trouver en dehors des dimensions de la platine réelle.

La forme de la platine rigide équivalente définie à la figure 3.2 diffère de celle recommandée dans l'Annexe L de l'Eurocode 3 aux abords des semelles du poteau. Le choix sécuritaire

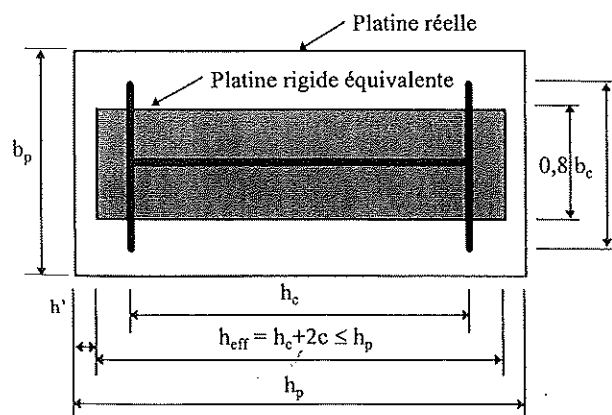


Fig. 3.2 - Dimensions de la platine rigide équivalente

(1) Cette valeur est subordonnée à deux conditions sur la couche de mortier d'égalisation (entre la platine et le béton) qui sont satisfaites dans la plupart des cas usuels.

d'une platine équivalente à largeur constante se justifie par le désir de simplicité recherché par les auteurs au niveau de la procédure d'assemblage des composantes décrite au paragraphe 3.15.

Finalement, l'effort de compression centré maximum à appliquer au nœud s'exprime par :

$$N_{Rd} = f_j \cdot A_{eff} \quad (3.5)$$

où A_{eff} est l'aire de la plaque rigide équivalente définie à la figure 3.2.

2. Cas de la compression excentrée

Tous les développements exposés au paragraphe précédent peuvent être utilisés pour calculer la force portante du bloc de béton sous l'effet d'une flexion composée et ce, en considérant la section fictive définie à la figure 3.2 comme étant indépendante de l'excentricité de l'effort axial.

3.13. - Résistance des tiges d'ancrage en traction et plaque de base en flexion

La résistance de l'ensemble « plaque de base et tiges d'ancrage » peut s'obtenir très aisément à l'aide des recommandations de l'Annexe J révisée de l'Eurocode 3 [3]. Le calcul se fonde sur l'étude des « tronçons en té équivalents » (« T-stubs »), ce qui revient en fait à considérer une largeur collaborative de platine, l_{eff} , de part et d'autre des tiges (figure 3.3). Il est recommandé au lecteur de se référer à l'Annexe J révisée de l'Eurocode 3 pour plus de détails concernant l'approche du tronçon en té équivalent.

La résistance de calcul du tronçon en té équivalent, $F_{t,Rd}$, est le plus petit des efforts résistants obtenus par les trois équations suivantes :

$$F_{t,Rd} = \frac{(8 \cdot n - 2 \cdot e_w) \cdot l_{eff,1} \cdot m_{pl,Rd}}{2 \cdot m \cdot n - e_w (m + n)} \quad (3.6)$$

$$F_{t,Rd} = \frac{2 \cdot l_{eff,2} \cdot m_{pl,Rd} + n \cdot \sum B_{t,Rd}}{m + n} \quad (3.7)$$

$$F_{t,Rd} = \sum B_{t,Rd} \quad (3.8)$$

où : $e_w = \frac{d_w}{4}$, (d_w est le diamètre de la rondelle ou de l'écrou en l'absence de rondelle)

$$m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 \cdot f_{yp}}{4 \cdot \gamma_{M_0}} \quad (3.9a)$$

avec : $m_{pl,Rd}$: moment plastique de la plaque de base par unité de longueur

t_p : épaisseur de la plaque de base

f_{yp} : limite élastique de la plaque de base

γ_{M_0} : coefficient partiel de sécurité

$l_{eff,1}$ et $l_{eff,2}$: longueurs effectives (voir ci-après).

$$B_{t, Rd} = 0,9 \frac{A_s \cdot f_{ub}}{\gamma_{mb}} \quad (3.9 b)$$

avec : $B_{t, Rd}$: résistance de calcul d'une tige d'ancrage
 A_s : section résistante d'un boulon en traction
 f_{ub} : limite ultime des tiges d'ancrage
 γ_{mb} : coefficient partiel de sécurité pour les tiges
 $n = e \leq 1,25 m$

m et e sont définis à la figure 3.3.

$\Sigma B_{t, Rd}$ est la somme des résistances de calcul de l'ensemble des tiges d'ancrage appartenant au tronçon en té à considérer.

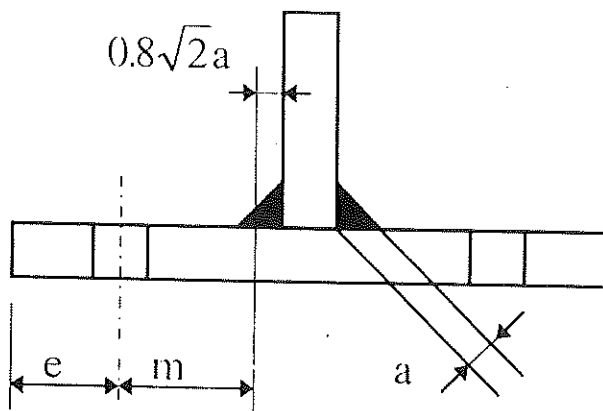


Fig. 3.3 - Caractéristiques géométriques du tronçon en té équivalent

Deux longueurs effectives $l_{eff,1}$ et $l_{eff,2}$ sont définies pour chaque tronçon en té équivalent.

La première est relative au premier mode de ruine Mode 1, la seconde au Mode 2. En fait, selon l'Eurocode 3, deux types de mécanismes plastiques peuvent se produire dans la composante « plaque de base » soumise à des forces transversales : circulaires ou non-circulaires. Les mécanismes plastiques de forme circulaire se développent sans apparition d'efforts de levier entre la plaque et le bloc de béton. Les modes de ruine se limitent alors aux Mode 1 et Mode 3. Dans le cas de mécanismes plastiques de forme non-circulaire, les modes de ruine 1, 2 ou 3 sont par contre susceptibles d'apparaître.

En conséquence, $l_{eff,1}$ et $l_{eff,2}$ sont définis comme suit :

$$l_{eff,1} = \min(l_{eff,cp}; l_{eff,nc}) \quad (3.10 a)$$

$$l_{eff,2} = l_{eff,nc} \quad (3.10 b)$$

où $l_{eff,cp}$ et $l_{eff,nc}$ sont les valeurs minimales des longueurs effectives associées à l'ensemble des mécanismes plastiques, respectivement circulaires et non circulaires, qui sont susceptibles de se développer dans la plaque de base considérée.

Dans le cadre d'applications pratiques, le calcul des longueurs effectives se déduit des expressions suivantes :

Tiges d'ancrage situées entre les semelles

En supposant que la rangée de tiges soit centrée entre les semelles du poteau, on détermine l_{eff} par les formules suivantes :

$$l_1 = 2cm - (4m + 1,25e)$$

$$l_2 = 2\pi m$$

$$l_{eff,1} = \min(l_1; l_2)$$

$$l_{eff,2} = l_1$$

où m , n sont représentés à la figure 3.4 et α est défini dans l'Annexe J de l'Eurocode 3.

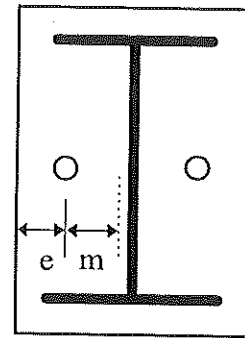


Fig. 3.4 - Tiges d'ancrage situées entre les semelles du poteau

Tiges d'ancrage situées dans la partie débordante de la plaque de base

Dans ce cas, la largeur effective est évaluée comme suit :

$$l_1 = 4 \cdot m_x + 1,25 e_x$$

$$l_2 = 2\pi m_x$$

$$l_3 = 0,5 \cdot b_p$$

$$l_4 = 0,5 \cdot w + 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x$$

$$l_5 = e + 2 \cdot m_x + 0,625 \cdot e_x$$

$$l_6 = \pi m_x + 2e$$

$$l_{eff,1} = \min(l_1; l_2; l_3; l_4; l_5; l_6)$$

$$l_{eff,2} = \min(l_1; l_3; l_4; l_5)$$

où b_p , w , e , m_x , e_x et w sont donnés à la figure 3.5.

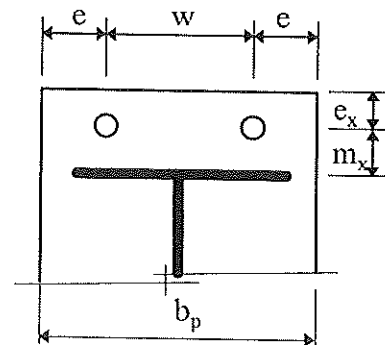


Fig.3.5 - Tiges d'ancrage situées dans la partie débordante de la plaque de base

Il faut noter que ces formules de détermination de l_{eff} ne s'appliquent qu'aux plaques de base pour lesquelles les tiges d'ancrage ne sont pas situées en dehors des semelles du poteau, comme indiqué à la figure 3.6.

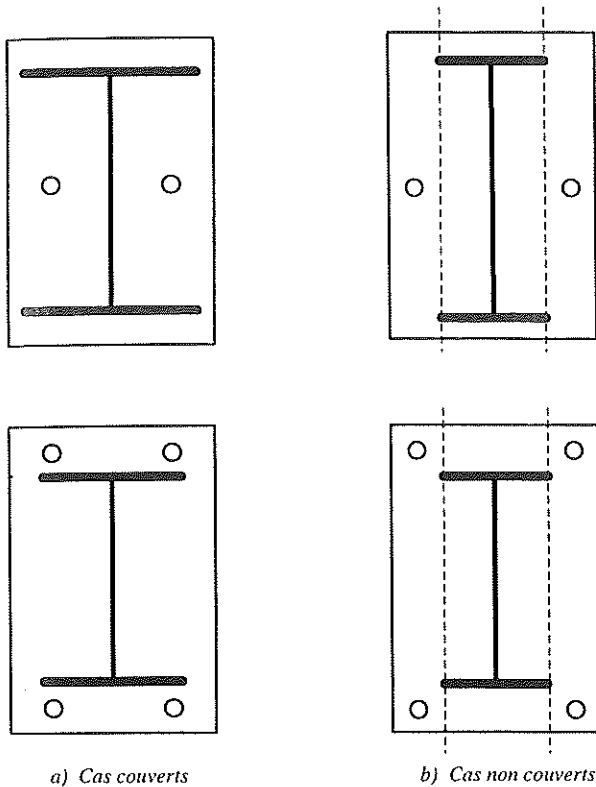


Fig. 3.6 – Limites de validité des formules (3.6) et (3.7)

En certaines circonstances, l'application de l'approche en té aux plaques de base des pieds de poteaux nécessite des adaptations particulières; ces dernières seront précisées dans le second article à paraître.

3,14. – Résistance du profilé métallique

Le poteau métallique est soumis à flexion et compression. Dans le cas des profilés HE de Classes 1 et 2, fléchis selon l'axe fort, la résistance de calcul de la section s'exprime par l'équation suivante, extraite de l'Eurocode 3 [2] :

$$M_{Rd}^* = 1,11 M_{pl,Rd} \left(1 - \frac{N_{Rd}^*}{N_{pl,Rd}} \right) \geq M_{pl,Rd} \quad (3.11)$$

- où : $M_{pl,Rd}$: moment résistant de calcul de la section soumise à flexion pure ;
- $N_{pl,Rd}$: effort axial plastique de calcul du profilé en compression ;
- M_{Rd}^* et N_{Rd}^* : valeurs de calcul du moment de flexion et de l'effort axial de compression appliqués simultanément au pied de poteau.

3,15. – Assemblage des composantes

Afin de tracer la courbe d'interaction entre l'effort maximum de compression et le moment de flexion qui peuvent être simultanément appliqués au pied de poteau, il convient de s'attarder quelque peu sur la procédure d'assemblage des composantes décrites ci-dessus. Dans le cas de pieds de poteaux à quatre tiges d'ancrage, les tiges situées dans la partie comprimée de la platine sont supposées ne jamais être soumises à des efforts de traction.

Suivant l'excentricité de l'effort axial dans le poteau – l'excentricité est définie comme étant le rapport entre le moment de flexion appliqué et l'effort axial de compression – deux cas peuvent se produire. Ils sont décrits ci-dessous.

Cas 1. Les tiges d'ancrage ne sont pas activées

Ce cas se produira lorsque l'axe des tiges d'ancrage est situé dans la partie de béton comprimée, c'est-à-dire lorsque l'effort axial agit de manière peu excentrée (figure 3.7). Pour vérifier l'équilibre global de rotation du pied de poteau, les efforts sollicitants et résistants doivent bien sûr être alignés.

Exprimer l'équilibre en translation selon l'axe du poteau (figure 3.7) permet d'écrire :

$$N_{Rd}^* = 0,8 \cdot b_c \cdot h_{cpr} \cdot f_j = 0,8 \cdot b_c (h_{eff} - 2 \cdot e) \cdot f_j \quad (3.12)$$

où b_c , h_{cpr} , h_{eff} et e sont donnés à la figure 3.7, tandis que f_j désigne la résistance du béton sous la plaque de base, donnée par l'équation 3.3. h' défini comme étant égal à $(h_p - h_{eff})/2$, est représenté à la figure 3.2.

L'excentricité e peut s'exprimer comme suit en fonction de la charge axiale :

$$e = \frac{1}{2} \left[h_{eff} - \frac{N_{Rd}^*}{0,8 \cdot b_c \cdot f_j} \right] \quad (3.13)$$

Le moment de flexion maximal qui peut être appliqué au pied de poteau simultanément à l'effort de compression N_{Rd}^* s'obtient simplement en multipliant l'équation (3.13) par N_{Rd}^* . Cette approche est valable tant que :

$$h_{cpr} \geq h_{eff} + h' - d$$

ou encore :

$$e \leq \frac{d - h'}{2}$$

où d est la distance entre le bord de la plaque de base en zone tendue et l'axe des tiges d'ancrage.

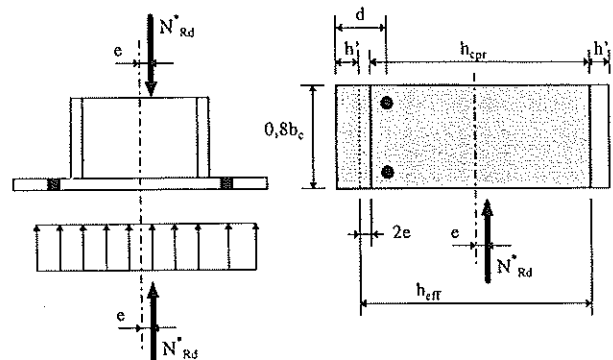


Fig. 3.7 – Cas 1 : les tiges ne sont pas activées

Cas 2. Les tiges d'ancrage sont activées en traction

Comme expliqué dans le paragraphe précédent, les tiges d'ancrage ne sont pas activées en traction tant que $h_{cpr} \geq (h_{eff} + h' - d)$.

En augmentant l'excentricité, la valeur de h_{cpr} diminue. Il en résulte une activation progressive des tiges d'ancrage en traction (Force F_b à la figure 3.9).

Pour une valeur spécifique de h_{cpr} , définie égale à $\zeta (h_{eff} + h' - d)$ ci-dessous, F_b atteint la résistance en traction de la platine et/ou des tiges d'ancrage égale à $F_{t, Rd}$. Pour de plus grandes valeurs de h_{cpr} , F_b reste alors à $F_{t, Rd}$.

La loi de variation de F_b en fonction de h_{cpr} a été choisie linéaire de manière tout à fait empirique. Elle est donnée par l'équation 3.14 et illustrée à la figure 3.8 dans le cas classique où $(h' - d) \geq 0$.

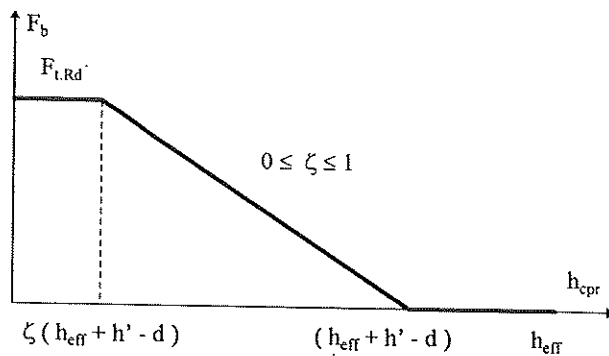


Fig. 3.8 - Loi de variation de F_b

$$F_b = \begin{cases} 0 & \text{si } h_{cpr} \geq h_{eff} + h' - d \text{ (cas 1)} \\ F_{t, Rd} \cdot \frac{(h_{eff} + h' - d) - h_{cpr}}{(1 - \zeta) \cdot (h_{eff} + h' - d)} \geq F_{t, Rd} & \text{si } h_{cpr} < h_{eff} + h' - d \text{ (cas 2)} \end{cases} \quad (3.14)$$

où : h_{eff} : hauteur effective de la plaque de base équivalente

h_{cpr} : hauteur de la partie comprimée

d : distance entre le bord tendu de la plaque de base (zone tendue) et l'axe des tiges d'ancrage

ζ : paramètre variant entre 0 et 1. À fixer.

Grâce à cette hypothèse simplificatrice, le problème se résume à évaluer la valeur de h_{cpr} qui entraînerait une distribution d'efforts internes équilibrant l'effort axial ; l'excentricité maximale associée à cet effort peut alors en être déduite.

En effet, l'équation d'équilibre en translation verticale (figure 3.9) permet d'écrire :

$$N_{Rd}^* = 0,8 \cdot b_c \cdot h_{cpr} \cdot f_j - F_{t, Rd} \cdot \frac{(h_{eff} + h' - d) - h_{cpr}}{(1 - \zeta) \cdot (h_{eff} + h' - d)} \quad (3.15)$$

$$h_{cpr} = \frac{N_{Rd}^* + F_{t, Rd} \cdot \frac{1}{1 - \zeta}}{0,8 \cdot b_c \cdot f_j + F_{t, Rd} \cdot \frac{1}{(1 - \zeta) \cdot (h_{eff} + h' - d)}} \quad (3.16)$$

L'équation (3.16) est valable uniquement si :

$$\zeta \cdot (h_{eff} + h' - d) \leq h_{cpr} \leq (h_{eff} + h' - d) \quad (3.17)$$

Si la condition (3.17) n'est pas satisfaite et si les conditions relatives au cas 1 ne sont pas remplies, alors l'équation (3.16) se simplifie de la manière suivante :

$$h_{cpr} = \frac{N_{Rd}^* + F_{t, Rd}}{0,8 \cdot b_c \cdot f_j} \quad (3.18)$$

Une fois la hauteur de la zone comprimée h_{cpr} connue, l'effort repris par les tiges d'ancrage est calculé en utilisant l'équation (3.14). Finalement le moment maximum que le pied de poteau peut transmettre est calculé en exprimant l'équilibre de rotation autour de l'axe neutre du poteau (figure 3.9) :

$$M_{Rd}^* = N_{Rd}^* \cdot e = 0,8 \cdot b_c \cdot h_{cpr} \cdot f_j \cdot \frac{h_{eff} - h_{cpr}}{2} + F_b \cdot \left(\frac{h_{eff}}{2} + h' - d \right) \quad (3.19)$$

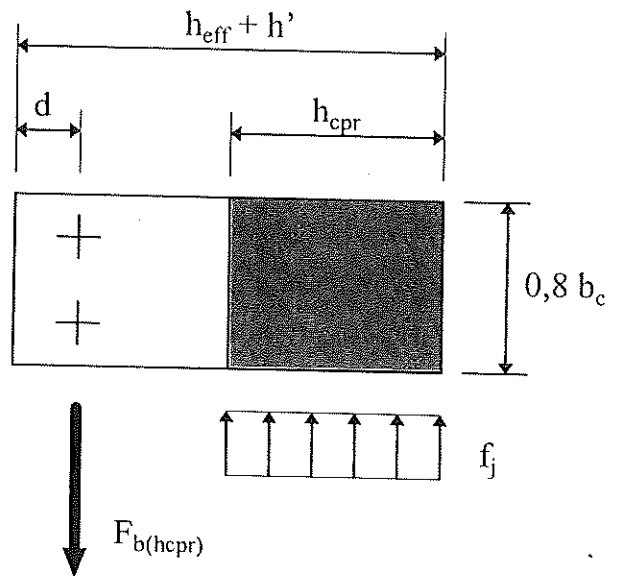


Fig. 3.9 - Distribution d'efforts internes (cas 2)

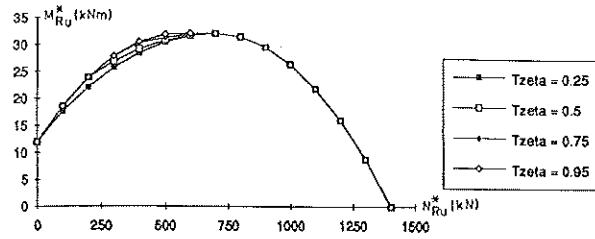
Il est bon de remarquer que l'équation (3.19) peut également convenir lorsque l'effort axial est négatif, ce qui peut survenir pour des structures légères soumises au vent. Dans le cas des liaisons à quatre tiges (type «encastées»), il est cependant nécessaire d'activer les tiges précédemment situées du côté comprimé. Aussi, afin de ne pas alourdir inutilement la méthode présentée ci-dessus, seules les valeurs positives de N (compression) seront envisagées.

La dernière inconnue du problème reste la valeur numérique à adopter pour le paramètre ζ . En réalité, celle-ci dépend des caractéristiques mécaniques des tiges d'ancrage et du béton ou, plus exactement, de l'ampleur de leurs déformations respectives. Il va sans dire qu'un calcul théorique de ζ est très complexe. Aussi, pour s'accorder avec la simplicité recherchée ici, sa valeur est fixée de manière empirique.

Les figures 3.10a et 3.10b illustrent l'influence de ζ sur les valeurs ultimes de N_{Ru}^* et M_{Ru}^* des efforts appliqués aux configurations à deux et quatre tiges d'ancrage respectivement. Cette influence semble négligeable et la valeur de 0,5 est donc choisie pour ζ .



a. Configuration à 2 tiges d'ancrage



b. Configuration à 4 tiges d'ancrage

Fig. 3.10 – Influence de ζ sur la résistance ultime

3.16. – Comparaison aux essais expérimentaux

Les figures 3.11 à 3.14 présentent une comparaison entre le modèle analytique exposé au début de ce chapitre et les résultats expérimentaux repris au tableau 2.3. Les résistances reportées sont les résistances ultimes, c'est-à-dire identifiées sans ambiguïté au sommet de la courbe. Le moment ultime d'une liaison est calculé en prenant en compte les résistances ultimes de chaque composant (acier, béton, profilé, etc.) et des coefficients de sécurité égaux à l'unité.

Sur chacune des quatre figures 3.11 à 3.14, trois courbes sont représentées. La première représente la charge de ruine théorique du pied de poteau, sans se soucier du profilé métallique HEB160 (équations 3.12 à 3.19). La seconde série de points représente les résistances expérimentales, mentionnées au tableau 3.3. Enfin, la dernière courbe est relative à la résistance du profilé métallique considéré seul (équation 3.11).

La figure 3.11 est relative aux essais PC2.15. Il est évident que l'accord entre théorie et expérimentation est excellent. Par ailleurs, le profilé n'est pas encore entré en plastification lors que la ruine de la liaison survient.

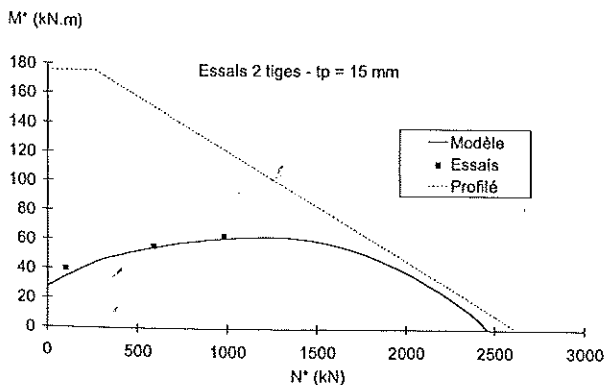


Fig. 3.11 – Essais PC2.15

L'examen de la figure 3.12 révèle un accord un peu moins satisfaisant que dans le cas précédent. La résistance expérimentale de l'essai PC2.30.100 est inférieure à sa résistance théorique. Ceci peut s'expliquer par le fait que le moment ultime déduit des essais n'est pas clairement identifié au sommet de la courbe moment-rotation qui a été interrompue suite aux grandes déformations atteintes (figure 2.11).

Néanmoins, compte tenu de la simplicité du modèle, l'accord peut être jugé satisfaisant.

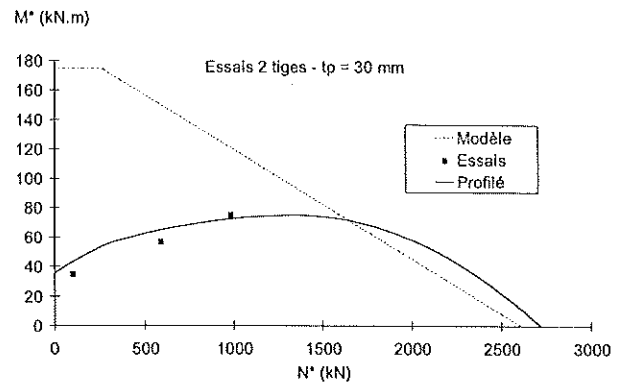


Fig. 3.12 – Essais PC2.30

Les résultats relatifs aux essais PC4.15 sont reportés à la figure 3.13. Ici aussi un très bon accord entre théorie et expérience est observé, hormis pour l'essai PC4.15.400, car, en raison de sa grande déformabilité, le sommet de la courbe n'a jamais été atteint durant l'essai.

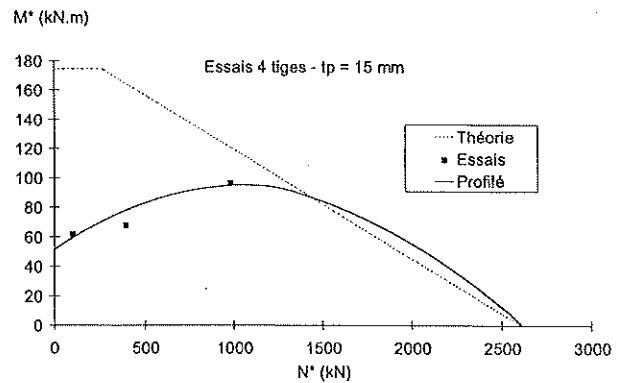


Fig. 3.13 – Essais PC4.15

La dernière série d'essais est présentée à la figure 3.14. L'accord est toujours très acceptable entre la théorie et l'expérimentation. L'essai PC4.30.1000 est le seul dont la ruine correspond à un manque de résistance de la section du poteau, ce qui correspond aux observations faites en laboratoire. Une légère surestimation de la résistance peut être observée. Ceci pourrait s'expliquer par l'instabilité locale de la semelle comprimée du poteau en fin de chargement. Ce mode de ruine n'est pas considéré dans le modèle à l'heure actuelle, mais son intégration pourrait être envisagée assez aisément.

En conclusion, il peut être souligné que le modèle analytique, en dépit de sa simplicité, convient particulièrement bien pour prédire la charge de ruine des assemblages en pieds de poteaux.

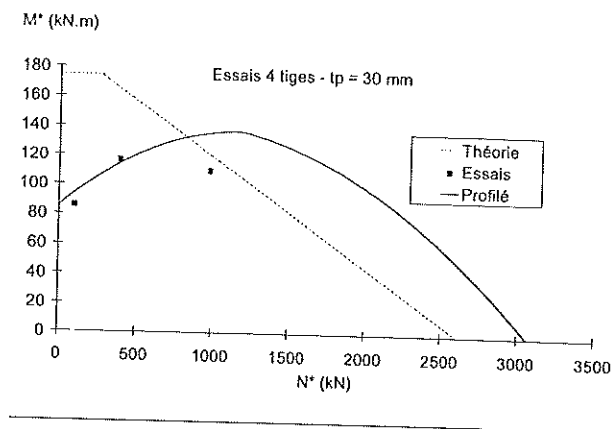


Fig. 3.14 - Essais PC4.30

3.2. - Rigidité initiale

La rigidité initiale, c'est-à-dire la pente à l'origine de la courbe moment-rotation, est une autre propriété mécanique importante des pieds de poteaux.

Contrairement aux assemblages poutre-poteau ou entrepoutres mises bout à bout, la rigidité initiale des pieds de poteaux est difficile à évaluer. L'effet de l'effort axial appliqué au poteau et le contact entre la plaque de base et le béton, incluant des effets de séparation, d'activation ou de non activation des tiges d'ancrage, etc., doivent être considérés pour expliquer le comportement particulier des pieds de poteaux. Lorsque l'effort axial est relativement faible, la plaque de base peut se soulever par rapport au béton de manière très rapide, ce qui modifie la distribution des efforts internes et, par conséquent, la rigidité globale du pied de poteau.

En conséquence, contrairement aux assemblages classiques caractérisés par un comportement initial parfaitement linéaire, les pieds de poteaux peuvent voir très rapidement leur rigidité s'altérer. Dans ce contexte, le besoin de prédire théoriquement la rigidité initiale des pieds de poteaux peut être discuté.

C'est pour cette raison qu'il a été décidé à Liège de ne pas s'occuper de cette grandeur isolément mais d'envisager le comportement du pied de poteau dans son ensemble à l'aide d'un modèle cinématique. Ce modèle sera exposé en détail dans le cadre d'un article à paraître dans le prochain numéro. Un tel modèle permettra de suivre le comportement des pieds de poteaux tout au long de leur chargement. Cette approche, initiée il y a quelques années par Penserini [4], permettra de comprendre de manière plus approfondie les phénomènes complexes, inhérents aux pieds de poteaux, auxquels le scientifique peut être confronté lors de l'étude de cet organe d'assemblage.

Il doit toutefois être souligné que l'équipe du Dr F. Wald, de l'Université Technique de Prague, travaille activement à la mise au point d'un modèle simple permettant par une procédure manuelle de calculer la rigidité et la résistance d'assemblages en pieds de poteaux [5].

CONCLUSIONS

Une série de douze essais expérimentaux de pieds de poteaux, assemblés à leur fondation en béton au moyen de deux ou de quatre tiges d'ancrage, a été réalisée à Liège dans le cadre du projet européen COST C1. Les résultats expérimentaux ont été présentés dans cet article et l'influence des princi-

aux paramètres étudiés (nombre de tiges d'ancrage, épaisseur de la plaque de base et rapport entre moment de flexion et effort axial de compression appliqués) est discutée de manière approfondie.

Sur la base, d'une part, des connaissances acquises lors de ces essais, et de la littérature disponible d'autre part, un modèle analytique simple de prédiction des résistances ultimes et de calcul a été développé et validé au travers de comparaisons avec les résultats expérimentaux. Ce modèle est en fait une application des principes de la méthode des composantes introduite dans l'Annexe J de l'Eurocode 3.

Un modèle actuel de calcul d'assemblages se doit d'également prédire la rigidité en rotation. Ce sujet sera abordé dans un article à paraître prochainement. De plus amples conclusions concernant le comportement des pieds de poteaux pourront alors être formulées.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Guisse S., Vandegans D. et Jaspart J. P. - *Application of the component method to column bases. Experimentation and development of a mechanical model for characterization*. Rapport MT 195 du Centre de Recherches Belge de l'Industrie des Constructions Métalliques, Décembre 1996.
- [2] Eurocode 3. *Calcul des structures en acier. Partie 1.1. : Règles générales et règles pour les bâtiments*. Prénorme européenne - ENV 1993-1-1, Février 1992.
- [3] Annexe J révisée de l'Eurocode 3. *Joints in Building Frames*. Document CEN/TC 250/SC3-N-419 E, Brussels, June 1994.
- [4] Penserini P. et Colson A. - *Caractérisation des liaisons structure métallique-fondation*. Construction Métallique, 92/2, 1992.
- [5] Wald F. - *Column Bases*. Publication de l'Université Technique de Prague, ISBN 80-01-01337-5, 1995.

LECTURES COMPLÉMENTAIRES

- [5] Bijlaard F.S.K. - *Rekenregels voor het ontwerpen van kolomvoet-platen en experimentale verificatie*. Rapport n° BI-81-51/63.4.3410, IBBC-TNO, Delft, 1982.
- [6] Dewolf J.T. et Sarisley E.F. - *Column Base Plates with Axial Loads and Moments*. Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 106, n° ST11, pp. 2167-2185, 1980.
- [7] Hon K.K. et Melchers R.E. - *Moment-Rotation Curves for « Pinned » Column-Bases*. The Structural Engineer, vol. 65B, n° 3, pp. 54-59, 1987.
- [8] Jianguo X., Weijian G., Zhenpeng G. et Zhaohui D. - *Overturing Resistance and Rotation of Foundation in Soil under Lateral Loading*. Computers and Geotechnics, n° 8, pp. 157-174, 1989.
- [9] Lescouare'h Y. - *Les pieds de poteaux articulés en acier*. CTICM, avril 1982.

- [10] Melchers R.E. – *Column-Base Response Under Applied Moment*. Journal of Constructional Steel Research, n° 23, pp. 127-143, 1992.
- [11] Nakashima S., Igarashi S., Kadoya H. et Suzuki T. – *Experimental Behaviour of Encased Steel Column-Base Connections*. IABSE Symposium Mixed Structures, part A, Bruxelles, pp. 289-295, 1990.
- [12] Nakashima S., Igarashi S. et Suzuki T. – *Behaviour of Full Scale Exposed Type Steel Square Tubular Column Bases under Lateral Loading*. IABSE Symposium, part A, Helsinki, pp. 148-152, 1989.
- [13] Penserini P. – *Caractérisation et modélisation du comportement des liaisons structure métallique-fondation*. Thèse de doctorat de l'Université Pierre et Marie Curie, Paris 6, 1991.
- [14] Picard A. et Beaulieu D. – *Behaviour of a Simple Column Base Connection*. Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 12, n° 1, pp. 126-136, 1985.
- [15] Thambiratnam D.P. et Paramasivam P. – *Base Plates under Axial Loads and Moments*. Journal of Structural Engineering, vol. 112, n° 5, pp. 1166-1181, 1986.