

ÉTUDE EXPÉRIMENTALE ET NUMÉRIQUE DU COMPORTEMENT DES STRUCTURES COMPOSÉES DE POUTRES A ASSEMBLAGES SEMI-RIGIDES

par J.-P. JASPART et V. de VILLE de GOYET

1. — INTRODUCTION

Depuis plusieurs années, le comportement semi-rigide des nœuds poutre-colonne dans les constructions en acier fait l'objet de nombreuses recherches, tant sur le plan expérimental que théorique.

Le coût d'une structure métallique dépend essentiellement du coût du matériau et de la main-d'œuvre. Il faut savoir, à cet égard, que le premier poste ne représente jamais plus de 20 à 40 % du coût total, et que le rapport entre le coût d'une heure de main-d'œuvre et d'un kilo d'acier ne cesse d'augmenter, allant jusqu'à être, actuellement en Europe de l'Ouest, huit fois plus important qu'à la fin de la dernière guerre [1]. Par voie de conséquence, un dimensionnement optimum doit viser à diminuer le coût de la main-d'œuvre, même si cela conduit, en certaines occasions, à une structure un peu lourde. Dans cette optique, les liaisons poutre-colonne dans les ossatures de bâtiments doivent être les plus simples possibles. Pour des poutrelles laminées à chaud, par exemple, les nœuds sans raidisseurs, soit totalement boulonnés sur chantier, soit partiellement soudés en atelier et partiellement boulonnés sur chantier, semblent représenter une solution économique.

De tels joints ont un comportement non linéaire; ils sont capables de transmettre un moment de flexion, M , tout en permettant une rotation relative, θ , entre les profils assemblés.

J.-P. Jaspard — Assistant, Département M.S.M. Université de Liège, Belgique.

V. de Ville de Goyet — Ingénieur de Recherches, Département M.S.M. Université de Liège, Belgique.

Cependant, cette nouvelle conception des nœuds doit être accompagnée par des méthodes de calcul adaptées; ces dernières doivent pouvoir prendre en compte le comportement non linéaire des nœuds. Parmi d'autres, le programme de calcul FINELG développé à Liège permet ce genre d'études. Mais les meilleurs programmes resteront inutiles tant que les caractéristiques $M-\theta$ du nœud ne seront pas mieux connues.

C'est pourquoi de nombreux tests de laboratoire ont été et sont toujours entrepris pour tenter d'approfondir les connaissances dans ce domaine. Mais ils se sont souvent concentrés sur la déformabilité de l'assemblage. A Liège, par contre, des essais ont été réalisés dans le but de mettre en évidence les deux composantes de la déformabilité d'un nœud qui sont associées respectivement à la déformation de l'assemblage et au comportement local de la colonne au droit du nœud.

Cet article présente les principaux résultats expérimentaux obtenus lors de ces tests. Un premier modèle mathématique traduisant le cisaillement des panneaux d'âme de colonne est proposé. Le programme FINELG a été complété dans le but de modéliser des assemblages semi-rigides. Après une brève description du programme de calcul, l'élément fini (poutre + assemblage semi-rigide) est décrit. Enfin, à titre d'exemple, une structure multi-étagée est étudiée numériquement. Les résultats sont comparés avec ceux obtenus par d'autres programmes.

Enfin, le lecteur doit être conscient que les résultats et les développements présentés dans le cadre de cet article ne constituent que la première étape d'une recherche qui est loin d'être terminée.

2. — ESSAIS DE LABORATOIRE

2.1. — Généralités

Deux programmes de recherche expérimentale ont été réalisés récemment à l'Université de Liège en collaboration avec le CRIF :

- a) le premier [2] porte sur l'étude de la résistance et de la déformabilité de nœuds boulonnés d'axe fort, pour lesquels la poutre est fixée à l'une des semelles de la colonne (fig. 1 a);
- b) le second [3] comporte l'étude, d'une part, du comportement de nœuds boulonnés d'axe faible pour lesquels la poutre est reliée à l'âme de la colonne (fig. 1 b), et, d'autre part, de nœuds tridimensionnels caractérisés par la combinaison d'une poutre d'axe fort et d'une poutre d'axe faible (fig. 1 c).

2.2. — Essais de nœuds d'axe fort

Les trois types d'assemblages représentés à la figure 2 ont été retenus en raison de leur utilisation fréquente en construction métallique et de leur relative simplicité de réalisation; il s'agit d'assemblages par plaque d'about, par cornières d'âme et par cornières de semelles.

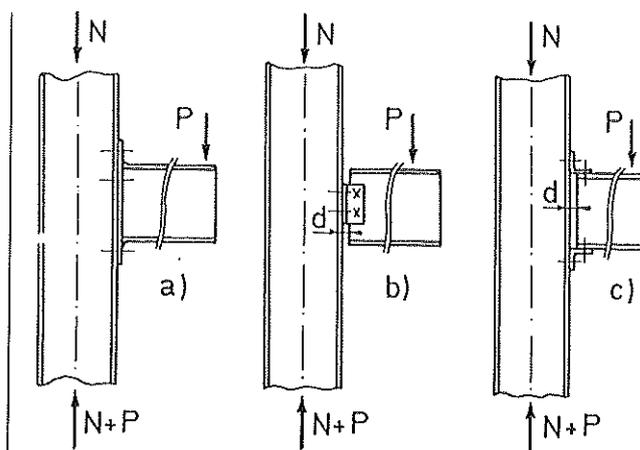


Fig. 2 — Types d'assemblages d'axe fort

Le détail des essais réalisés en laboratoire en fonction des paramètres envisagés est repris au tableau I. Les caractéristiques mécaniques et géométriques des profilés ainsi que des divers éléments d'assemblages utilisés ont été relevées avant les essais; leurs valeurs ne sont pas reprises dans cet article.

Le dispositif expérimental de la figure 3 soumet les assemblages à un moment de flexion $M = PL$ et à un effort tranchant P dont l'influence sur les courbes moment-rotation obtenues peut d'ailleurs être négligée, étant donné la prépondérance du moment de flexion M en raison de la valeur importante du bras de levier L choisi.

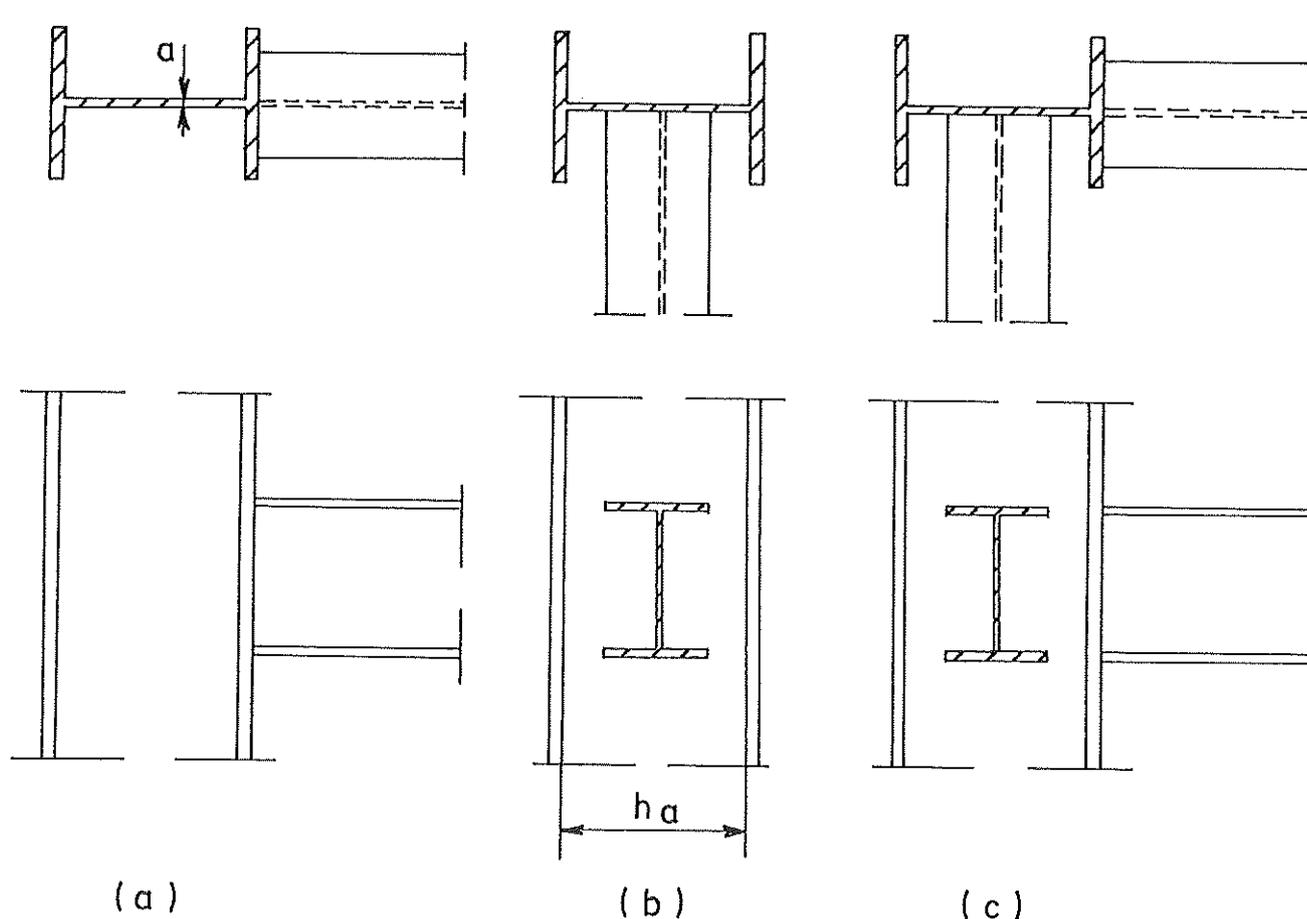


Fig. 1 — Types d'essais : a) d'axe fort; b) d'axe faible; c) tridimensionnels

TABLEAU I

Détail des essais d'axe fort réalisés en laboratoire

| Test N° | Colonne C | Poutre P | Rigidité flexionnelle relative P/C | Assemblage (fig. 2) | Chargement | Effort axial N | Pré-serrage boulons | d (mm) (fig. 2) |
|---------|-----------|----------|------------------------------------|---------------------|------------|----------------|---------------------|-----------------|
| 01 | HEB160 | IPE200 | 0,78 | a | S | 300 kN | C | — |
| 02 | HEB160 | IPE200 | 0,78 | b | S | — | C | 0 |
| 03 | HEB160 | IPE200 | 0,78 | c | S | — | C | 15 |
| 04 | HEB160 | IPE200 | 0,78 | a | S | 700 kN | C | — |
| 05 | HEB160 | IPE200 | 0,78 | b | S | — | C | 15 |
| 06 | HEB160 | IPE200 | 0,78 | c | S | — | M | 15 |
| 07 | HEB160 | IPE200 | 0,78 | a | S | — | C | — |
| 08 | HEB160 | IPE200 | 0,78 | b | Cyc | — | C | 0 |
| 09 | HEB160 | IPE200 | 0,78 | c | S | — | C | 15 |
| 010 | HEB160 | IPE300 | 3,35 | a | S | — | C | — |
| 011 | HEB160 | IPE300 | 3,35 | b | S | — | C | 15 |
| 012 | HEB160 | IPE300 | 3,35 | c | S | — | C | 15 |
| 013 | IPE240 | IPE200 | 0,50 | a | S | — | C | — |
| 014 | IPE300 | IPE200 | 0,23 | a | S | — | C | — |
| 015 | HEB160 | IPE200 | 0,78 | a | Cyc | — | C | — |
| 016 | HEB160 | IPE200 | 0,78 | b | S | — | M | 15 |
| 017 | HEB160 | IPE200 | 0,78 | c | Cyc | — | C | 15 |
| 018 | HEB160 | IPE300 | 3,35 | a | Cyc | — | C | — |
| 019 | HEB160 | IPE300 | 3,35 | b | Cyc | — | C | 0 |
| 020 | HEB160 | IPE300 | 3,35 | c | Cyc | — | C | 15 |
| 021 | IPE240 | IPE200 | 0,50 | a | Cyc | — | C | — |
| 022 | IPE300 | IPE200 | 0,23 | a | Cyc | — | C | — |

— : l'effort axial dans la colonne est nul ou d n'a pas de signification.
 S : chargement statique; Cyc : chargement cyclique.
 C : préserrage à 0,8 f_y; M : préserrage manuel contrôlé.

L'effort P en bout de poutre est incrémenté pas-à-pas soit jusqu'à la ruine du nœud, soit jusqu'à l'obtention d'une flèche maximale de 20 cm admise en bout de poutre. Pour chaque pas de charge, les flèches sont mesurées, transversalement à l'axe de profilés, sous la charge en bout de poutre ainsi qu'aux extrémités de la colonne (déplacements éventuels d'appuis); les rotations de la poutre au niveau de l'assemblage et de la colonne à hauteur du nœud sont également enregistrées.

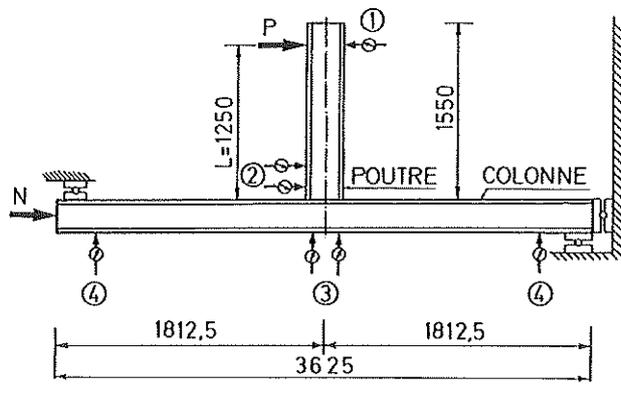


Fig. 3 — Dispositif expérimental, [mm]

L'ensemble de ces mesures permet de mettre en évidence [2] les deux composantes de déformabilité d'un nœud poutre-colonne :

a) la déformabilité de l'assemblage (fig. 4 a) associée à la déformation des éléments d'assemblage (plaque d'about, cornières, boulons,...), aux glissements éventuels, à la déformation de la semelle de la colonne, et aux déformations locales de l'âme de la colonne dans les zones

tendues et comprimées du nœud (respectivement un allongement et un raccourcissement);

b) la déformation en cisaillement de l'âme de la colonne (fig. 4 b) associée principalement à l'effet conjugué d'efforts, égaux et opposés, de traction et de compression agissant sur l'âme de la colonne au niveau du nœud.

La déformation du nœud s'obtient à peu de chose près par addition des deux composantes précitées (fig. 4 c).

Ces trois courbes moment-rotation ont été relevées indépendamment pour chaque nœud testé en laboratoire.

Le cas de l'assemblage par plaque d'about de la figure 5 est choisi à titre d'exemple. Au moment de flexion M dans la poutre peuvent être substituées les deux forces C et T, égales et opposées, qui agissent au centre de gravité des semelles. La rotation de l'assemblage se traduit mathématiquement par la différence des deux rotations θ_b et θ_c (mesurées respectivement en ② et ③ à la figure 3), et englobe la déformation du plat d'about, des boulons et de la semelle de la colonne, ainsi que l'allongement de la zone BC et le raccourcissement de la zone AD de l'âme.

La rotation de l'âme cisailée de la colonne s'exprime par la différence entre les rotations θ_c et θ_r , où θ_r représente la rotation, calculée à mi-hauteur, de la colonne d'essai soumise à un moment de flexion concentré M, de laquelle est déduite une rotation éventuelle due à des mouvements d'appuis aux extrémités de la colonne (capteurs ④ de la figure 3).

Il importe de faire remarquer que le cisaillement de l'âme de la colonne résulte de l'action combinée des efforts C et T et des efforts tranchants dans la colonne au niveau des semelles de la poutre.

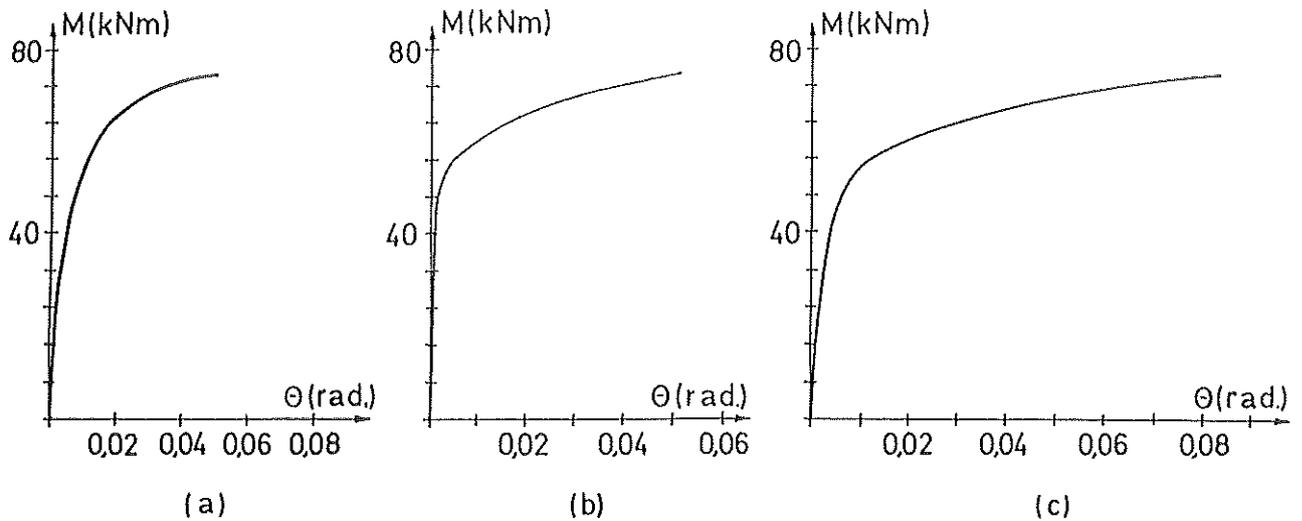


Fig. 4 — Courbes $M-\theta$: a) de l'assemblage; b) de l'âme cisailée de la colonne; c) du nœud.

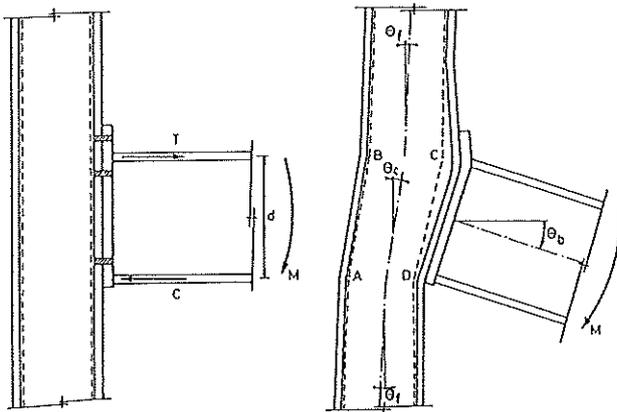


Fig. 5 — Déformations enregistrées durant l'essai d'un assemblage d'axe fort par plaque d'about

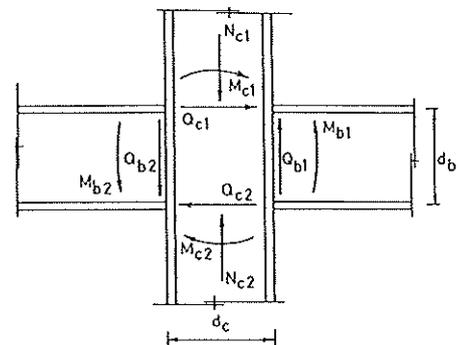
La différence des sollicitations de l'assemblage et de l'âme de la colonne, au sein d'un même nœud, nécessite donc la prise en compte séparée de ces deux sources de déformabilité.

De nombreux essais de laboratoire sur des nœuds d'axe fort ont été réalisés depuis un certain nombre d'années; leurs résultats ont fait l'objet de publications diverses dont la synthèse a été faite par Nethercot [4]. Pour la plupart de ces essais, on ne peut mettre en évidence que la déformabilité des assemblages. Les travaux théoriques destinés, d'une part, à approfondir les connaissances quant au comportement des nœuds, et, d'autre part, à permettre la prédiction des courbes moment-rotation caractéristiques se sont également focalisés sur l'étude des assemblages [5].

Les essais réalisés à l'Université de Liège et les prolongements théoriques qu'ils ont suscités ont permis de développer un modèle mathématique simple fournissant les courbes moment-rotation des âmes cisillées de colonnes [6]. Son domaine d'application s'étend aux nœuds à assemblages entièrement soudés et à assemblages par plaque d'about débordante.

L'idée est de substituer ce modèle à des essais de laboratoire toujours très onéreux.

Le modèle en question traduit la relation entre le moment pM , caractéristique de la sollicitation réelle du panneau d'âme cisillé de la colonne (fig. 6), et le glissement θ qui en résulte.



$$pM = \bar{Q}_b d_c = \bar{Q}_c \cdot d_b$$

où

$$\bar{Q}_b = \frac{M_{c1} + M_{c2}}{d_c} = \frac{Q_{b1} + Q_{b2}}{2}$$

$$\bar{Q}_c = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{d_b} = \frac{Q_{c1} + Q_{c2}}{2}$$

Fig. 6 — Sollicitations d'un nœud intérieur

Son expression mathématique doit satisfaire les conditions suivantes (fig. 7) :

- être telle que $pM = 0$ pour $\theta = 0$;
- passer par le point de coordonnées (pM_y, θ_y) ; pM_y représente la valeur particulière du moment pM pour laquelle les contraintes de cisaillement, qui sont supposées être distribuées uniformément dans l'âme de la colonne, atteignent une valeur égale à la limite d'élasticité de l'acier en cisaillement. Son expression est la suivante :

$$pM_y = V_p \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad (1)$$

où :

$$V_p = d_c d_b t_p \quad (2)$$

t_p est l'épaisseur de l'âme de la colonne, et f_y la limite d'élasticité de l'acier (fig. 7).

Le glissement correspondant à cet état est donné par :

$$\theta_y = \frac{f_y}{\sqrt{3} G} \quad (3)$$

où

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (4)$$

ν est le coefficient de Poisson de l'acier constituant le panneau d'âme, et E son module d'élasticité.

Les résultats expérimentaux ont démontré que la valeur de l'effort normal N de compression dans la colonne n'influence pas de façon significative la charge de plastification de l'âme en cisaillement, tout au moins dans la gamme des efforts normaux envisagés lors des essais ($N/N_y = 0,43$ où $N_y = Af_y$ représente la charge d'écrasement plastique de la colonne dont l'aire de la section transversale est égale à A);

- iii) passer par le point de coordonnées (pM_{st}, θ_{st}) ; on pourrait s'imaginer qu'à la plastification de l'âme en cisaillement succède une zone de déformation sous moment constant liée à l'existence d'un palier d'étrépage ($\sigma = f_y$) dans le diagramme σ - ϵ de l'acier.

En réalité, la résistance en cisaillement de l'âme doit être augmentée tout d'abord de la résistance en flexion de l'âme et de ses éléments frontières (semelles de colonne et contraintes flexionnelles dues à âme et semelles de poutre), et ensuite de la résistance par écrouissage de l'acier.

La résistance en flexion du panneau d'âme est en fait mobilisée dès le début du chargement mais son influence négligeable dans la phase de comportement élastique en cisaillement ($pM < pM_y$) permet de l'ignorer complètement.

Le point de coordonnées (pM_{st}, θ_{st}) correspond à un stade particulier de dégradation plastique du panneau d'âme caractérisé par :

- a) une âme plastifiée en cisaillement mais sans écrouissage;
- b) des semelles de colonne dans lesquelles s'amorce un début de plastification en flexion.

Le moment pM_{st} s'exprime au moyen des relations semi-empiriques suivantes :

$$pM_{st} = pM_y + rM \quad (5a)$$

$$rM = mM_y^c - mM^x \quad (5b)$$

$$mM_y^c = \frac{1}{2}(mM^x + mM_y) \quad (5c)$$

$$mM^x = \frac{1}{2} pM_y \quad (5d)$$

où mM_y représente la plus faible des deux valeurs du moment de flexion maximum élastique de la colonne et de la poutre.

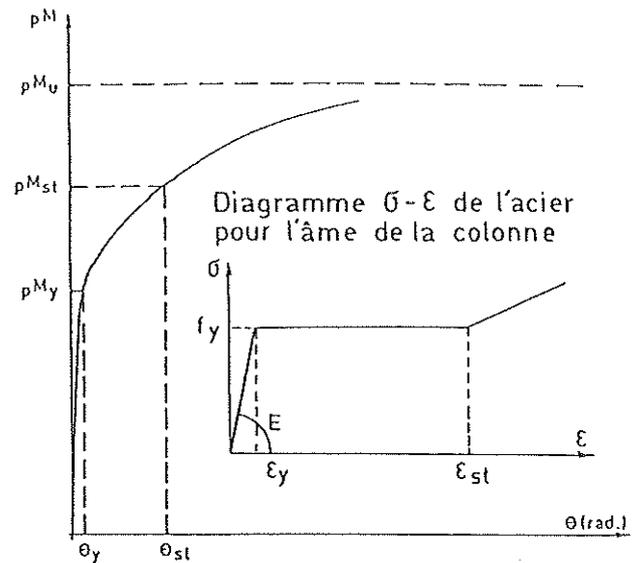


Fig. 7 - Conditions à satisfaire par le modèle mathématique traduisant le comportement d'âmes cisillées

La validité des formules précédentes est limitée par la relation suivante :

$$mM^x \leq mM_y \quad (6)$$

Cette dernière n'est pas particulièrement restrictive dans la mesure où elle est vérifiée par la grande majorité, sinon la totalité, des assemblages poutre-colonne habituellement employés dans la pratique de la construction métallique.

Le glissement correspondant au moment pM_{st} vaut :

$$\theta_{st} = \theta_y + \sqrt{3} (\epsilon_{st} - \epsilon_y) \quad (7)$$

où ϵ_y et ϵ_{st} sont les déformations respectivement associées au début et à la fin du palier d'étrépage du diagramme σ - ϵ de l'acier (fig. 7);

- iv) être asymptotique à la résistance ultime $pM = pM_u$ lorsque θ croît indéfiniment; la résistance ultime pM_u est fournie par la formule suivante :

$$pM_u = V_p \cdot \frac{f_u}{\sqrt{3}} + rM \quad (8)$$

f_u est la contrainte de rupture de l'acier en traction.

La formulation proposée s'exprime par :

$$pM = pM_u \{ 1 - \exp [f(\theta)] \} \quad (9a)$$

avec $f(\theta) = - (a\theta^n + c\theta) \quad (9b)$

Les valeurs des paramètres a et n peuvent être déduites des conditions (ii) et (iii) ci-dessus, à savoir :

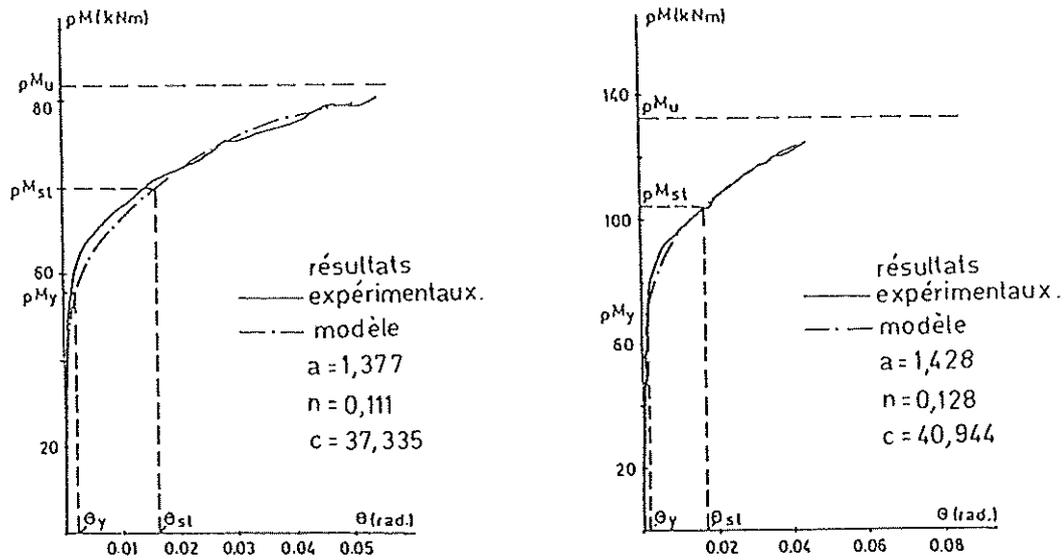
$$a = - (\beta + c\theta_y)/\theta_y^n = - (\alpha + c\theta_{st})/\theta_{st}^n \quad (10a, b)$$

$$n = \ln [(\alpha + c\theta_{st})/(\beta + c\theta_y)] / \ln (\theta_{st}/\theta_y)$$

avec :

$$\alpha = \ln (1 - pM_{st}/pM_u) \quad (11a, b)$$

$$\beta = \ln (1 - pM_y/pM_u)$$



(a) Colonne - HEB 160 - poutre - IPE 200

(b) Colonne - HEB 160 - poutre - IPE 300

Fig. 8 - Comparaison entre les résultats expérimentaux et le modèle mathématique traduisant le comportement d'âmes cisillées

La condition (i) requiert une valeur de n strictement positive, de telle sorte que le paramètre c ne peut excéder une valeur limite c_{max} :

$$c \leq c_{max} \quad (12)$$

avec :

$$c_{max} = (\beta - \alpha) / (\theta_{st} - \theta_y) \quad (13)$$

La valeur de c doit par ailleurs être positive afin que la condition d'asymptote puisse être vérifiée. Elle varie selon le type de profilé constituant la colonne et sur base des résultats d'essais, il semble que c puisse être choisi égal à $0,75c_{max}$ pour les profilés HEB.

La correspondance obtenue entre les résultats expérimentaux et ceux découlant de l'utilisation du modèle mathématique semble être très satisfaisante, comme le prouvent les deux exemples de la figure 8 relatifs à des assemblages par plaque d'about.

2,3. - Essais de nœuds d'axe faible

Lors de la définition du programme d'essais de nœuds d'axe faible (tableau II), trois paramètres ont été pris en considération : le type d'assemblage, la rigidité relative poutre-colonne et l'élanement h_a/a (fig. 1) de l'âme de la colonne.

Les types d'assemblages sont semblables à ceux relatifs aux essais de nœuds d'axe fort (fig. 9). Les dimensions des éléments d'assemblage ont cependant été délibérément surévaluées dans le but de concentrer au maximum la déformabilité du nœud dans l'âme de la colonne.

Toutes les caractéristiques mécaniques et géométriques des profilés et des éléments d'assemblage ont été mesurées.

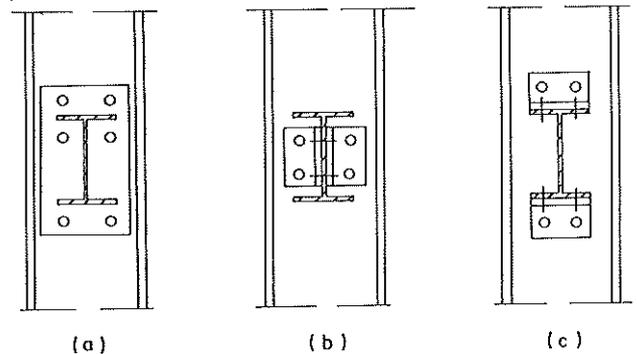


Fig. 9 - Types d'assemblages d'axe faible

TABLEAU II

Détail des essais d'axe faible réalisés en laboratoire

| Test | Colonne C | Poutre P | Élanement de l'âme de la colonne h_a/a | Rigidité flexionnelle relative P/C | Type d'assemblage (fig. 9) |
|------|-----------|----------|--|--------------------------------------|----------------------------|
| A1 | IPE240 | IPE160 | 35,5 | 0,33 | a) |
| A2 | IPE240 | IPE160 | 35,5 | 0,33 | b) |
| A3 | IPE240 | IPE160 | 35,5 | 0,33 | c) |
| A4 | IPE300 | IPE160 | 39,2 | 0,70 | a) |
| A5 | IPE300 | IPE160 | 39,2 | 0,70 | b) |
| A6 | IPE300 | IPE160 | 39,2 | 0,70 | c) |
| A7 | HEA180 | IPE160 | 25,3 | 1,06 | a) |
| A8 | HEA180 | IPE160 | 25,3 | 1,06 | b) |
| A9 | HEA180 | IPE160 | 25,3 | 1,06 | c) |
| A10 | HEB160 | IPE160 | 16,8 | 1,02 | a) |
| A11 | HEB160 | IPE160 | 16,8 | 1,02 | b) |
| A12 | HEB160 | IPE160 | 16,8 | 1,02 | c) |

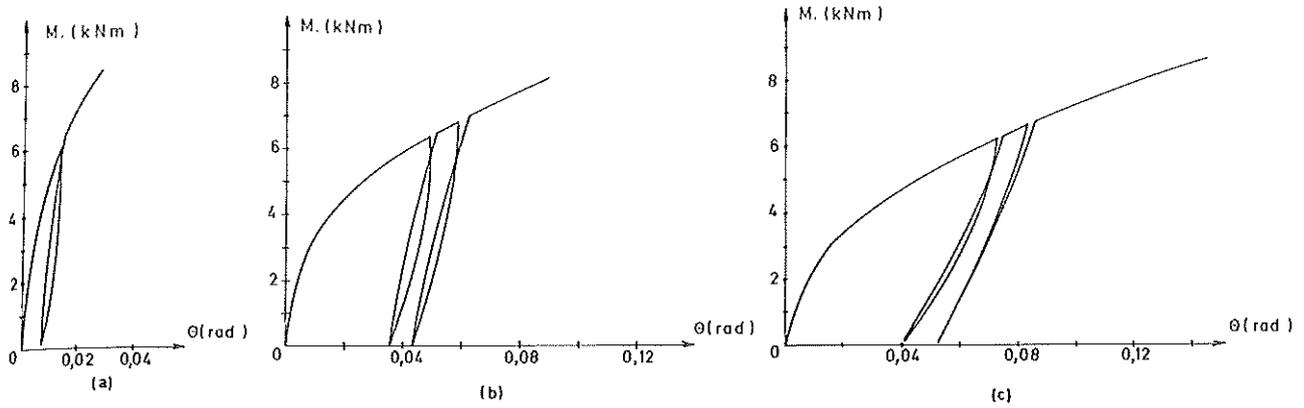


Fig. 10 — Courbes $M-\theta$: a) de l'assemblage; b) de l'âme déformée en dehors de son plan; c) du nœud

Le dispositif expérimental est identique à celui utilisé précédemment; il en est de même pour l'ensemble des mesures réalisées. Seule la flèche maximale autorisée en bout de poutre est portée de 20 à 40 cm en raison des rotations importantes liées à la déformation des âmes.

Dans le même ordre d'idées que pour les nœuds d'axe fort, les essais de nœuds d'axe faible ont clairement montré la nécessité de distinguer les deux composantes suivantes de la déformabilité d'un nœud (fig. 10 c) :

- a) la déformabilité de l'assemblage qui couvre la déformabilité des éléments d'assemblage et les glissements éventuels (fig. 10 a);
- b) la déformation hors-plan de l'âme de la colonne, également accompagnée d'une torsion des semelles de la colonne, due à l'action des charges transversales de traction et de compression transmises à l'âme par l'assemblage (fig. 10 b).

L'observation de la ruine des âmes de nœuds d'axe faible donne à penser à la formation de mécanismes constitués de lignes d'articulation plastiques. Le moment de flexion qui agit dans la poutre et conduit à la formation de ce mécanisme plastique est appelé le moment pseudo-plastique de l'âme M_{ye} . Ce moment a été, d'une part, relevé sur les courbes expérimentales obtenues, et d'autre part, calculé théoriquement sur base d'un modèle simple de mécanisme n'affectant que la zone tendue de l'âme (fig. 11) [7], un peu à l'image de ce que révèlent les résultats d'essais.

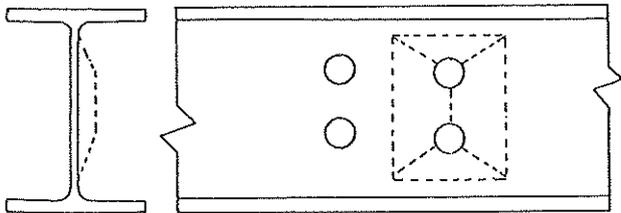


Fig. 11 — Mécanisme plastique simple servant de base au modèle théorique

La comparaison des résultats relatifs aux essais de nœuds d'axe faible avec plaque d'about est présentée à la figure 12 en fonction de l'élanement de l'âme. Il apparaît nécessaire d'apporter des modifications à ce modèle trop simpliste. Des travaux théoriques visant à développer des mécanismes plastiques plus sophistiqués avec prise en compte de l'effet

membranaire dû à la déformation hors-plan de l'âme sont actuellement en cours à l'Université de Liège.

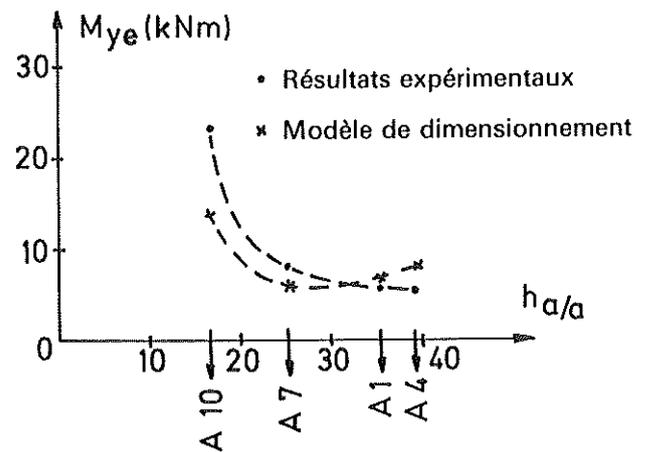


Fig. 12 — Moment pseudo-plastique de l'âme de nœuds d'axe faible en fonction de l'élanement d'âme

2.4. — Essais de nœuds tridimensionnels

Un nombre limité d'essais de nœuds tridimensionnels a été réalisé à Liège jusqu'à présent. Un second programme d'essais y débutera très prochainement dans le but de compléter l'information relative à ces nœuds qui n'ont jamais fait l'objet, à notre connaissance, d'études approfondies.

Seule l'influence des types de colonne et d'assemblage d'axe faible est prise en considération (tableau III).

Les essais sont réalisés à l'aide d'un dispositif expérimental d'essais de nœuds plans spécialement aménagé pour recevoir une poutre dans le plan perpendiculaire.

La valeur de la charge P_2 qui agit à l'extrémité de la poutre d'axe faible est maintenue constante durant l'essai, tandis que la charge P_1 « d'axe fort » est augmentée progressivement soit jusqu'à la ruine du nœud, soit jusqu'à l'obtention d'une flèche maximale admise de 20 cm.

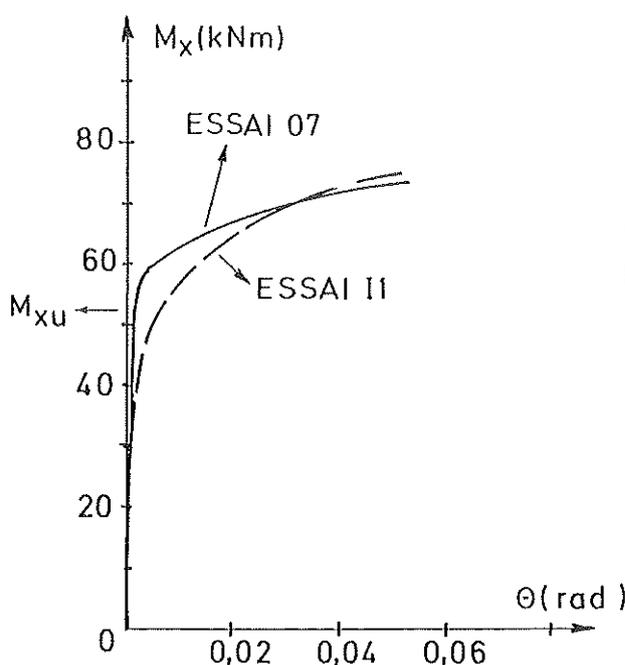


Fig. 13 - Courbes de cisaillement d'âme de l'essai 07 d'axe fort et de l'essai 3-D 11 pour lequel le moment d'axe faible est égal à M_{ye}

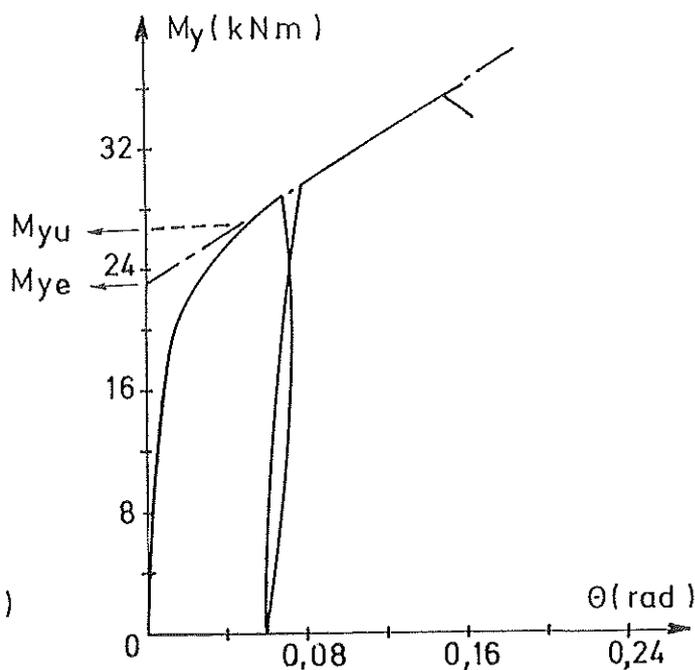


Fig. 14 - Courbe de déformabilité hors plan de l'âme lors de l'essai A10

TABLEAU III

Détail des essais tridimensionnels réalisés en laboratoire

| Test | Colonne | Poutre d'axe faible P_2 | Assemblage d'axe faible (fig. 9) | Poutre d'axe fort P_1 | Assemblage d'axe fort (fig. 2) |
|------|---------|---------------------------|----------------------------------|-------------------------|--------------------------------|
| I1 | HEB160 | IPE160 | a | IPE200 | a |
| I2 | HEB160 | IPE160 | b | IPE200 | a |
| I3 | HEB160 | IPE160 | c | IPE200 | a |
| I4 | IPE300 | IPE160 | a | IPE200 | a |
| I5 | IPE300 | IPE160 | b | IPE200 | a |
| I6 | IPE300 | IPE160 | c | IPE200 | a |

Le système de mesures — semblable à celui utilisé pour les essais de nœuds d'axe fort — permet de juger de la modification du comportement de l'âme cisailée de la colonne consécutive à la présence d'une poutre d'axe faible. La figure 13 montre clairement la plastification plus rapide de l'âme de la colonne pour l'essai tridimensionnel, ainsi que la déformabilité plus prononcée qui lui est associée. L'effet du moment d'axe faible tend cependant à disparaître à l'approche de la résistance ultime de l'âme.

Pour chaque nœud considéré, les résultats de l'essai tridimensionnel (fig. 13) et des essais plans correspondants (fig. 13 et 14) permettent de représenter le comportement de la colonne par l'intermédiaire d'un diagramme (fig. 15) traduisant l'interaction, dans la colonne, entre le cisaillement d'axe fort et la déformation hors-plan d'axe faible.

Les développements théoriques relatifs aux nœuds d'axe faible et tridimensionnels feront l'objet d'une thèse de doctorat qui vient de débiter récemment à l'Université de Liège.

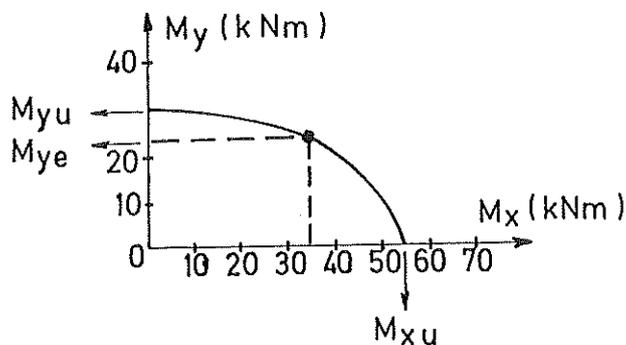


Fig. 15 - Diagramme d'interaction relatif à l'essai I1

2.5. — Influence du comportement des nœuds sur leur modélisation numérique

Les essais réalisés en laboratoire ainsi que l'analyse qui en a été faite prouvent à suffisance la nécessité de séparer nettement, lors de l'étude d'un nœud, le comportement local de la colonne de celui de l'assemblage, et ce, en raison de la différence entre les sollicitations auxquelles sont soumises ces deux parties du nœud.

D'un point de vue numérique, la simulation correcte de la réponse d'une structure à nœuds semi-rigides à l'aide d'un programme de type « éléments finis » ne peut se concevoir que dans le cadre d'une modélisation distincte de l'assemblage et du reste du nœud, que l'âme de la colonne soit cisailée (nœuds d'axe fort), déformée hors de son plan (nœuds d'axe faible), ou que ces deux types de déformabilité interagissent (nœuds tridimensionnels).

A notre connaissance, il n'existe, à l'heure actuelle, aucun algorithme capable de simuler correctement la présence d'un nœud dans une structure. Des tentatives pour la prise en compte du cisaillement des panneaux d'âme de la colonne ont été effectuées [8, 9] mais ne constituent pas, à notre avis, des solutions pleinement satisfaisantes.

Le présent article, quant à lui, propose la première phase de la contribution de Liège à ce problème complexe de la simulation numérique d'un nœud de structure; celle-ci consiste à introduire le comportement de l'assemblage seul dans le programme non linéaire d'éléments finis FINELG.

Les travaux théoriques actuellement en cours devraient aboutir prochainement au développement d'un nouvel élément fini traduisant le comportement local de la colonne dans un nœud.

3. — ÉLÉMENT FINI DE TYPE ASSEMBLAGE SEMI-RIGIDE

3,1. — Programme FINELG

Développé dans le cadre de plusieurs thèses de doctorat, [10], [11], [12] le code FINELG est un programme de calcul non linéaire basé sur la théorie des éléments finis. Jusqu'à présent, le programme était essentiellement utilisable par des chercheurs. Actuellement, une nouvelle version destinée aux ingénieurs de bureaux d'études est mise au point par le département M.S.M. dans le cadre d'une recherche BRITE financée pour moitié par la Commission des Communautés Européennes et pour moitié par 3 partenaires industriels : le Bureau d'Études GREISCH (Belgique), ARBED S.A. (Luxembourg) et les Ateliers de Braine-le-Comte et Thiriau Réunis (Belgique).

En dehors du calcul linéaire classique, ce programme permet de résoudre deux types de problèmes. Le premier réside dans le calcul de la charge critique d'une structure ainsi que le mode d'instabilité associé. Le second consiste à simuler le comportement réel d'une structure par un calcul pas-à-pas. Il est possible de prendre en compte : la déformée initiale, les grands déplacements, les phénomènes d'instabilité (voilement des plaques, flambement par flexion, par flexion et torsion des poutres,...), la loi constitutive non linéaire des matériaux (acier, aluminium, béton,...), les contraintes résiduelles dues au soudage, au laminage, au formage,... Sa bibliothèque d'éléments finis est constituée principalement d'éléments finis (fig. 16) de type barre de treillis plan ou spatial, poutre plane ou spatiale, plaque-membrane quadrangulaire ou triangulaire, coque mince, coque épaisse, membrane, ressort pour des conditions d'appuis non linéaires, contraintes linéaires.

Le programme FINELG a déjà permis d'entreprendre des études paramétriques pour la mise au point de méthodes de dimensionnement de poutres en caisson raidis, [11], [13], de réaliser des comparaisons entre des tests de laboratoire et des simulations numériques pour des poutres à âmes pleines [10], [14], et des pylones à haute tension, [15], d'effectuer en sous-traitance des calculs de stabilité et pas-à-pas, pour les nouveaux ponts en arcs franchissant le Canal Albert (Belgique) [15], etc...

3,2. — Élément fini de type assemblage

Dans un premier temps, il a été décidé d'élaborer un élément fini très simple de type assemblage semi-rigide. Le but recherché était de maîtriser la technique non linéaire à ce sujet et de vérifier dans quelle mesure un tel élément était capable ou non de représenter le comportement réel des assemblages. Au vu des résultats obtenus, un élément fini plus complexe devrait être mis au point pour combler les lacunes du modèle simplifié qui consiste à ne représenter que la déformabilité de l'assemblage.

Les hypothèses de l'élément fini développé sont les suivantes :

1. — L'assemblage est représenté par un ressort dont la loi constitutive est non linéaire;
2. — Le ressort a une longueur nulle et travaille uniquement en flexion;
3. — Il est couplé à un élément fini de type poutre plane ou spatiale.

La loi de comportement du ressort s'écrit (fig. 17) :

$$dM_{y,0} = K_0(d\theta_{y,rs} - d\theta_{y,r,2}) \quad (14)$$

où $M_{y,0}$ est le moment de flexion repris par le nœud, K_0 , sa raideur fonction de la rotation relative $(\theta_{y,rs} - \theta_{y,r,2})$ si $\theta_{y,rs}$ et $\theta_{y,r,2}$ sont les rotations totales respectivement du reste de la structure et de la poutre à laquelle est attaché le ressort.

A ce jour, l'élément fini de type (poutre + ressort) est réalisée tant pour la poutre plane que pour la poutre spatiale [12].

Seul le cas de la poutre spatiale est abordé, en raison de son caractère plus général. L'élément fini de poutre spatiale a par ailleurs été présenté récemment dans cette même revue, [15]; c'est pourquoi on se borne à rappeler ses principales caractéristiques (fig. 18) :

- Le gauchissement de la section est considéré;
- Sa section est indéformable et constante le long de l'axe de l'élément;
- Les types de sections possibles sont les sections ouvertes ou fermées à parois minces, tels les tubes rectangulaires, les sections en H ou I, les cornières à ailes inégales, les rectangles minces;
- La section peut être dissymétrique (le centre de cisaillement, C , ne coïncide pas avec le centre de gravité G);
- La poutre peut être connectée en un point quelconque P de la section;
- La loi constitutive est élasto-plastique;
- Les contraintes résiduelles de laminage, de formage à froid, de soudage,... sont prises en compte;
- La théorie de l'analyse non linéaire est utilisée pour tenir compte des phénomènes d'instabilité (flambement par flexion et torsion, flambement par torsion, déversement,...).

Le ressort que l'on propose de coupler à la poutre agit au niveau du point de connexion P et autour d'une direction y , quelconque (fig. 18) faisant un angle ρ avec l'axe principal d'inertie, y , de la section. Il est clair que l'adjonction de ressorts supplémentaires ne pose aucun problème théorique.

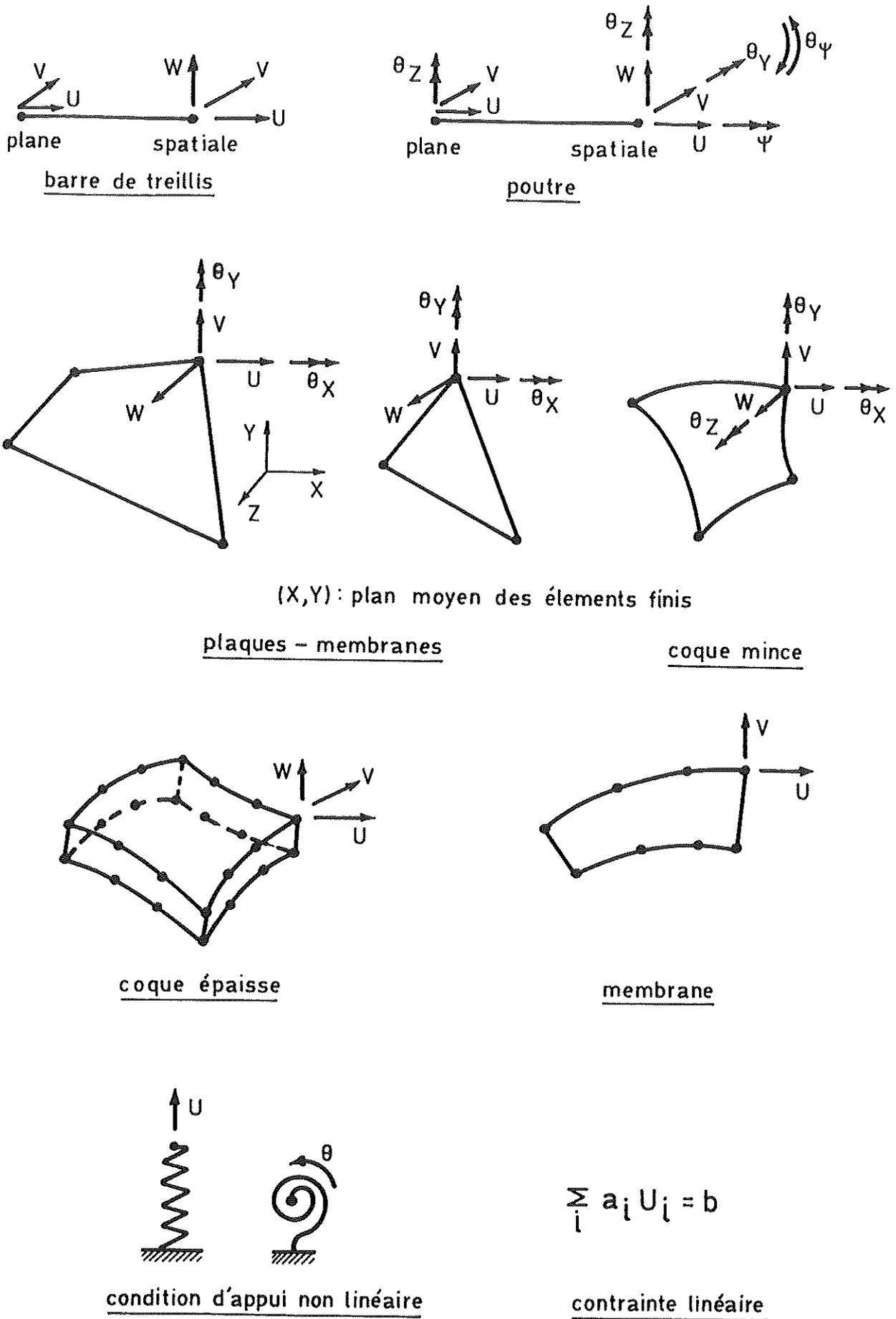


Fig. 16 - Éléments finis du FINELG

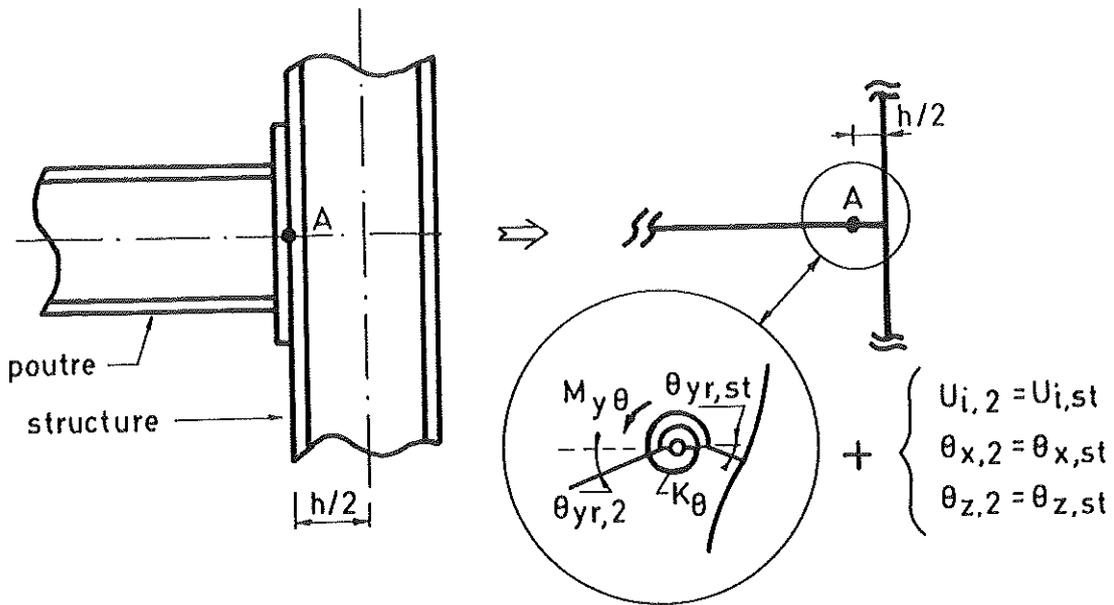


Fig. 17 - Modélisation de l'assemblage semi-rigide

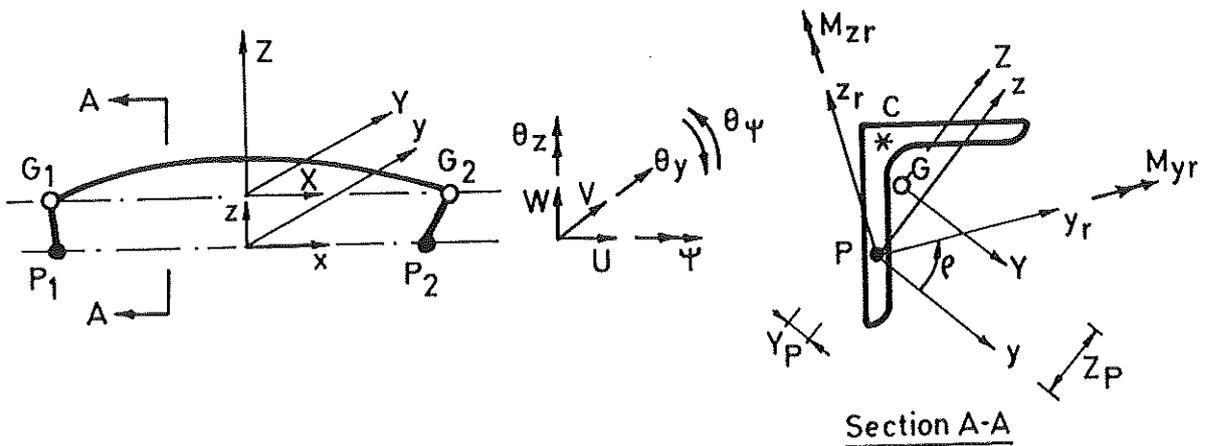


Fig. 18 - Élément de poutre spatiale

Le fait d'associer la poutre à un ressort, dont la loi constitutive est donnée en (14), revient à ajouter un degré de liberté $\theta_{yr,2}$ à l'élément poutre. En réalité, cette inconnue nodale est interne; c'est pourquoi on l'éliminera par condensation statique. Cette technique permet de ne pas augmenter le nombre d'inconnues nodales que l'on modélise ou non les assemblages semi-rigides. Les équations du problème sont les suivantes (*):

1. Soit la matrice de rigidité tangente de la poutre K_t^G , calculée au centre de gravité de la section, et K_t^P sa nouvelle expression pour tenir compte de la présence de l'excentricité (Y_p, Z_p) (fig. 18).

$$K_t^P = \underline{C}^T \cdot K_t^G \cdot \underline{C} \quad (15)$$

où \underline{C} est appelée matrice de connexion.

2. Comme le ressort agit autour de la direction y_r , on doit exprimer (15) dans les axes (y_r, z_r), soit :

$$\underline{K}_t^R = \underline{R}_p^T \cdot \underline{C}^T \cdot K_t^G \cdot \underline{C} \cdot \underline{R}_p \quad (16)$$

où \underline{R}_p est la matrice de rotation permettant le passage des axes (y, z) aux axes (y_r, z_r). Les équations d'équilibre de l'élément fini de poutre deviennent :

$$\begin{bmatrix} \underline{K}_{11}^R & \underline{K}_{12}^R \\ \underline{K}_{21}^R & \underline{K}_{22}^R \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\underline{p}_r \\ d\theta_{yr,2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} d\underline{P}_r \\ dM_{yr,2} \end{bmatrix} \quad (17)$$

où la matrice \underline{K}_t^R , (16), est subdivisée en sous-matrices pour pouvoir regrouper dans le vecteur $d\underline{p}_r$, toutes les inconnues nodales directement connectées à la structure.

Les équations (17) sont des équations incrémentielles d'équilibre; ($d\underline{p}_r, d\theta_{yr,2}$) et ($d\underline{P}_r, dM_{yr,2}$) sont donc des incréments de déplacements et d'efforts.

(*) Par convention, une lettre majuscule soulignée représente une matrice, une lettre minuscule soulignée, un vecteur et une lettre non soulignée, un scalaire.

3. On effectue l'assemblage de la poutre et du ressort, d'où :

$$\begin{bmatrix} \underline{K}_{11}^R & \underline{K}_{12}^R & 0 \\ \underline{K}_{21}^R & K_{22}^R + K_0 & -K_0 \\ 0 & -K_0 & K_0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\underline{p}_r \\ d\theta_{yr,2} \\ d\theta_{yr,st} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} d\underline{P}_r \\ dM_{yr,2} - dM_{y0} \\ dM_{y0} \end{bmatrix} \quad (18)$$

4. On exprime le degré de liberté interne $\theta_{yr,2}$ en fonction des autres inconnues, à partir de la deuxième équation de (18) :

$$d\theta_{yr,2} = (\Delta M_{y0} - \underline{K}_{21}^R d\underline{p}_r + K_0 d\theta_{yr,st}) / K_{220}, \quad (19)$$

où

$$\Delta M_{y0} = dM_{yr,2} - dM_{y0} \quad (20)$$

$$K_{220} = K_{22}^R + K_0.$$

5. A l'aide de (19), on élimine $d\theta_{yr,2}$ des deux autres équations de (18) :

$$\begin{bmatrix} \underline{K}_{11}^R - \underline{K}_{12}^R \underline{K}_{21}^R / K_{220} & \underline{K}_{12}^R K_0 / K_{220} \\ K_0 \underline{K}_{21}^R / K_{220} & K_{22}^R K_0 / K_{220} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\underline{p}_r \\ d\theta_{yr,st} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} d\underline{P}_r - \Delta M_{y0} \underline{K}_{12}^R / K_{220} \\ dM_{y0} + \Delta M_{y0} K_0 / K_{220} \end{bmatrix} \quad (21)$$

Sous une forme plus concise, cette relation (21) s'écrit :

$$\underline{K}_i^C \cdot d\underline{p}_r^C = d\underline{P}_r^C \quad (22)$$

6. Avant d'assembler cette dernière relation au reste de la structure, on la réécrit dans les axes (y, z) en utilisant la matrice de rotation R_p ; dès lors, on a :

$$\underline{K}_i^{CP} \cdot d\underline{p} = \underline{R}_p \cdot \underline{K}_i^C \cdot \underline{R}_p^T \cdot d\underline{p} = \underline{R}_p d\underline{P}_r^C = d\underline{P}^{CP} \quad (23)$$

Ces équations expriment l'équilibre incrémentiel de l'ensemble (poutre + ressort) dans les axes locaux (y, z) .

Il reste alors à passer aux axes globaux.

La séquence qui vient d'être présentée est classique lorsqu'une condensation statique est nécessaire.

Dans le cadre d'un calcul non linéaire, il faut garder à l'esprit que les équations (17) sont linéarisées et donc approchées; on doit donc en tenir compte dans le processus de calcul. A cet effet, on effectue successivement les opérations suivantes :

- A la première itération du premier incrément de charge, calcul des relations (16) et (17); mémorisation des coefficients de l'équation (19) avec ΔM_{y0} nul s'il n'existe pas de charge extérieure associée au degré de liberté $\theta_{yr,2}$ et calculs selon (21), (23).
- Résolution du système d'équations de la structure complète.
- Expression des incréments des inconnues nodales dans les axes locaux (y_r, z_r) de γ_{n-1} (fig. 19) et calcul de leur valeur totale.

$$\langle \underline{p}_r, \theta_{yr,st} \rangle = \langle \underline{p}_r, \theta_{yr,st} \rangle + \langle d\underline{p}_r, d\theta_{yr,st} \rangle \quad (24)$$

d. — Avec la relation (19) mémorisée à l'itération précédente, calcul de $d\theta_{yr,2}$ et $\theta_{yr,2}$ selon :

$$\theta_{yr,2} = \theta_{yr,2} + d\theta_{yr,2} \quad (25)$$

e. — Expression de chacun de ces déplacements (24), (25) dans les axes locaux (y, z) de γ_{n-1} .

f. — Calcul des rotations $\theta_{yr,2}$ et $\theta_{yr,st}$ dans les axes locaux (y_r, z_r) de la nouvelle configuration γ_n et ce, par rapport à la corde de γ_n .

g. — Calcul de la rotation relative $(\theta_{yr,st} - \theta_{yr,2})$ du ressort.

h. — A partir de la loi constitutive élasto-plastique du ressort, évaluation de l'incrément du moment de flexion, dM_{y0} , transmis ainsi que de sa valeur totale :

$$M_{y0} = M_{y0} + dM_{y0} \quad (26)$$

i. — Après avoir obtenu le moment de flexion dans la poutre, $M_{yr,2}$, calcul de :

$$\Delta M_{y0} = M_{yr,2} - M_{y0} \quad (27)$$

et mémorisation pour l'itération suivante de cette valeur qui représente la force de déséquilibre associée au degré de liberté $\theta_{yr,2}$.

j. — Enfin, après calcul de la matrice de rigidité tangente de la poutre, mise en œuvre du processus classique de condensation statique (16), (17), (19), (21), (23) et mémorisation des coefficients de la relation (19) pour l'itération suivante.

k. — Retour à l'étape b) où le second membre du système d'équations de la structure complète est soit un nouvel incrément de charges extérieures, soit les forces hors-équilibre. Le choix entre ces deux types de second membres dépend de la vérification ou non du critère de convergence :

$$|FHE|_{ij,max} / |FHE|_{i1,max} < 10^{-PSP} \quad (28)$$

avec $|FHE|_{ij,max}$ ($|FHE|_{i1,max}$), la valeur absolue de la force hors équilibre maximum à l'itération j (à l'itération 1) du pas i et PSP , un scalaire qui en pratique vaut 3 ou 4.

Γ_0 : configuration initiale

γ_{n-1} : configuration courante connue et utilisée pour établir (21)

γ_n : configuration courante recherchée et obtenue après résolution

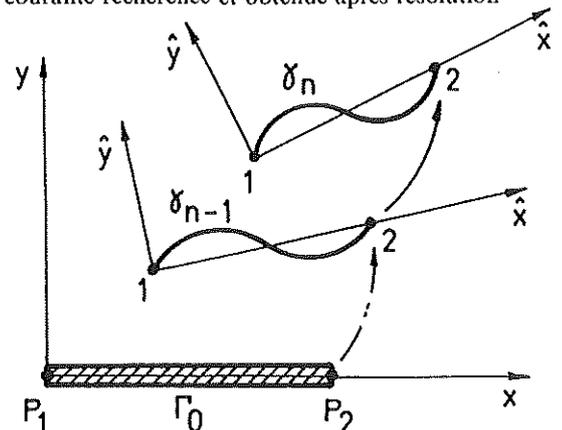


Fig. 19 — Configurations successives de la poutre

3.3. — Possibilités de calculs

L'implantation dans le FINELG d'un élément fini de type (poutre + ressort) permet d'envisager plusieurs possibilités de calcul avec prise en compte d'assemblages semi-rigides :

- le calcul élastique linéaire où la raideur, K_0 , est égale à sa valeur à l'origine de la courbe $[M_{y0}, (\theta_{yr,2} - \theta_{yr,st})]$ (fig. 20);
- le calcul de stabilité avec la même définition de K_0 ;
- le calcul non linéaire qui permet de considérer d'une part le comportement semi-rigide et non linéaire de l'assemblage et d'autre part, les phénomènes d'instabilité dans la structure ainsi que les lois constitutives élasto-plastiques du matériau dans les poutres et les colonnes.

A ce propos, les lois disponibles à la fois pour l'assemblage ou les éléments de la structure peuvent être (fig. 20), de type élastique, élastique parfaitement plastique avec ou sans écrouissage, multi-linéaire, de type Ramberg-Osgood, puissance ou asymptotique.

Comme il a été expliqué dans un précédent article [15], la valeur des contraintes et l'état de plastification est calculé en une série de points appartenant à 2, 3, 4 sections le long de l'axe de chaque élément fini de type poutre.

L'élément (poutre + ressort) permet également d'utiliser le FINELG de façon assez inattendue. En effet, il offre la possibilité d'effectuer un calcul plastique avec la notion de rotule rigide-plastique tout en incluant les effets du second ordre de la structure (effets $P-\Delta$, instabilité). Pour cela, il suffit de considérer que tous les éléments finis de type poutre sont

purements élastiques et d'introduire, au niveau de toutes les sections critiques, un ressort dont la loi constitutive est rigide-parfaitement plastique. Par rigide, il faut entendre « très rigide »; en pratique K_0 (fig. 20), qui devrait être égal à ∞ , est plafonné à 10^7 fois la raideur flexionnelle de la poutre auquel il est attaché. L'expérience numérique montre que cette valeur convient parfaitement pour assurer l'égalité entre $\theta_{yr,2}$ et $\theta_{yr,st}$ avant l'entrée en plasticité de la rotule.

Comme utilisation particulière, on peut également citer la possibilité de modéliser une rotule parfaite dans la structure. Dans ce cas, la rigidité K_0 du ressort est annulée.

4. — APPLICATION NUMÉRIQUE

A UNE STRUCTURE CONTREVENTÉE

4.1. — Données du problème

Différentes universités détentrices d'un programme de calcul de structures à nœuds semi-rigides ont été contactées en vue de l'élaboration d'un document CECM dont le but serait de comparer les résultats de diverses approches numériques appliquées à l'étude de trois ossatures planes de référence. Une de celles-ci est représentée à la figure 21; les hypothèses concernant l'absence d'écrouissage de l'acier et de contraintes résiduelles dans les sections des profils permettent de mieux mettre en évidence l'influence du comportement réel des nœuds.

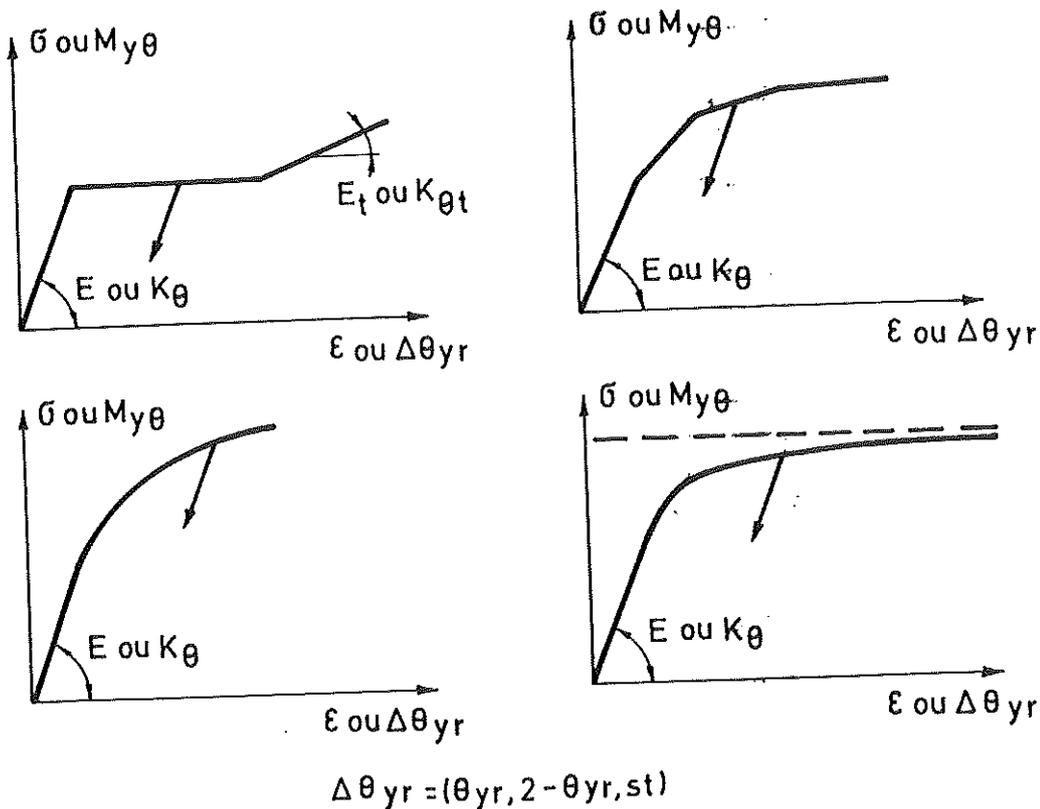
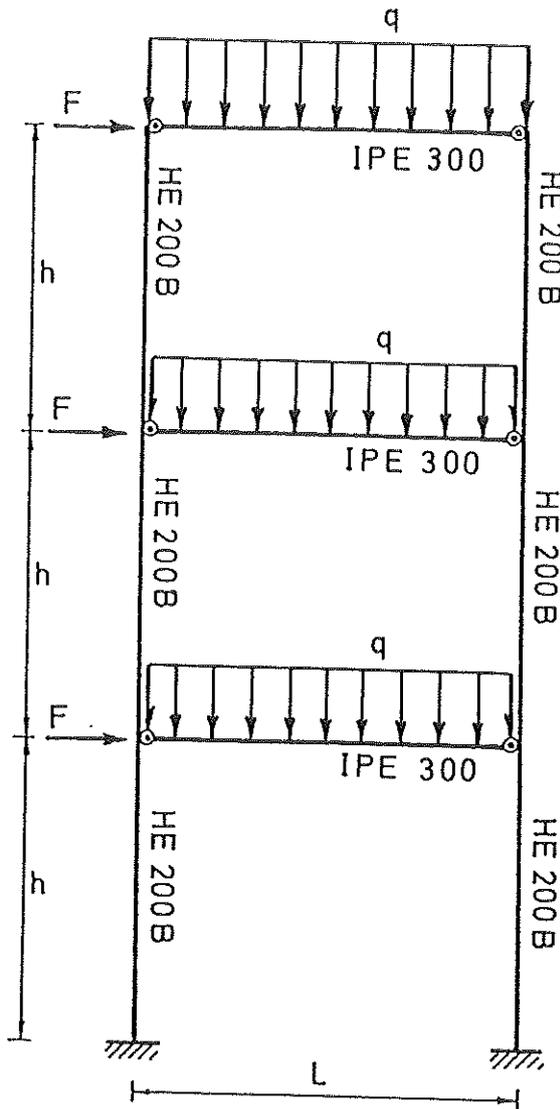


Fig. 20 — Lois constitutives élasto-plastiques

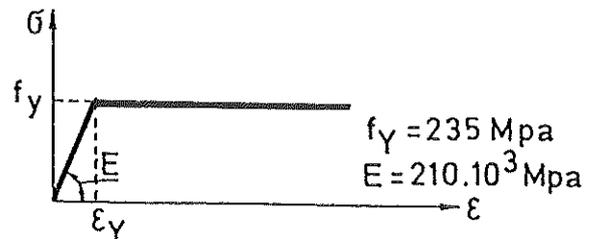


Données :

- les poutres et les colonnes sont fléchies autour de leur axe fort;
- $L = 5 \text{ m}$ et $h = 4 \text{ m}$;
- $q = 40 \text{ kN/m}$ et $F = 0,05 qL$.

Hypothèses :

- diagramme σ - ϵ de l'acier :



- pas de contraintes résiduelles dans les sections;
- hors-plomb initial de l'ossature égal à $1/267$ imposé dans le cadre de la comparaison des approches numériques évoquée ci-dessus (EC3 clause 5.4.4).

Fig. 21 — Structure choisie pour l'application du FINELG

La caractéristique rotationnelle du nœud apparaît à la figure 22, de même que celle de ses deux composantes : l'âme de la colonne et l'assemblage, par plaque d'about débordante en l'occurrence.

La simulation séparée de ces deux types de déformabilité n'est pas encore réalisable dans FINELG à l'heure actuelle. Il peut cependant être montré [7] que l'on peut, dans le cas des assemblages de rive, concentrer la déformabilité totale du nœud au droit de l'assemblage sans craindre de répercussion importante sur le comportement global de la structure.

Une modélisation de type tri-linéaire de la courbe de déformabilité du nœud a été adoptée dans cet exemple (fig. 23).

4.2. — Comparaison des résultats obtenus

Les courbes représentées à la figure 24 traduisent l'évolution de la valeur du multiplicateur des charges, λ , en

fonction du déplacement transversal, V , de l'extrémité droite de la poutre supérieure.

L'intérêt de cette comparaison réside principalement dans le fait que la modélisation du nœud adoptée diffère pour chaque courbe (tableau IV).

TABLEAU IV

Modélisations des nœuds
utilisées dans le cadre de la comparaison des résultats

| Provenance | Modélisation du nœud |
|--|---|
| Warwick Aachen Innsbruck Cachan Milan Liège | élément poutre équivalent éléments barres de treillis [9] système équivalent de ressorts [16] ressort axial/flexionnel [17] ressort flexionnel [18] ressort flexionnel |

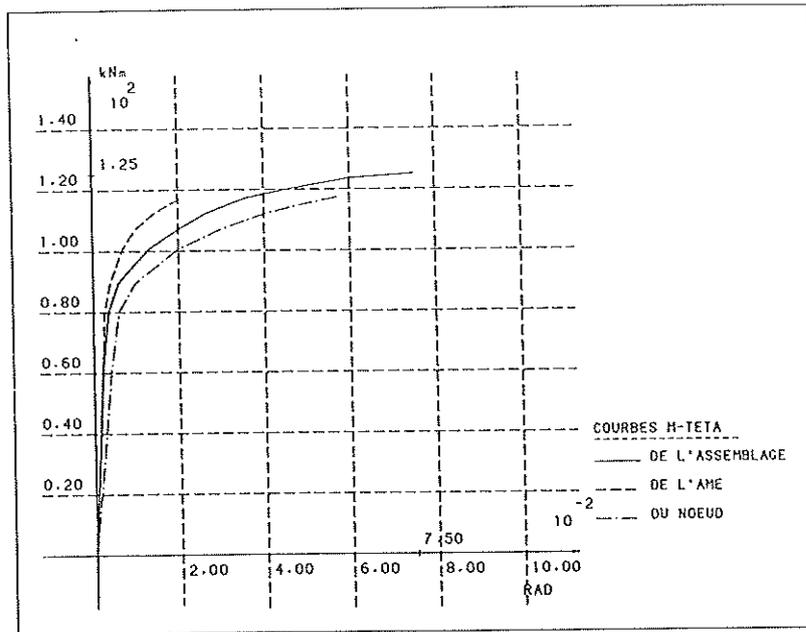


Fig. 22 — Courbe de déformabilité du nœud et ses composantes

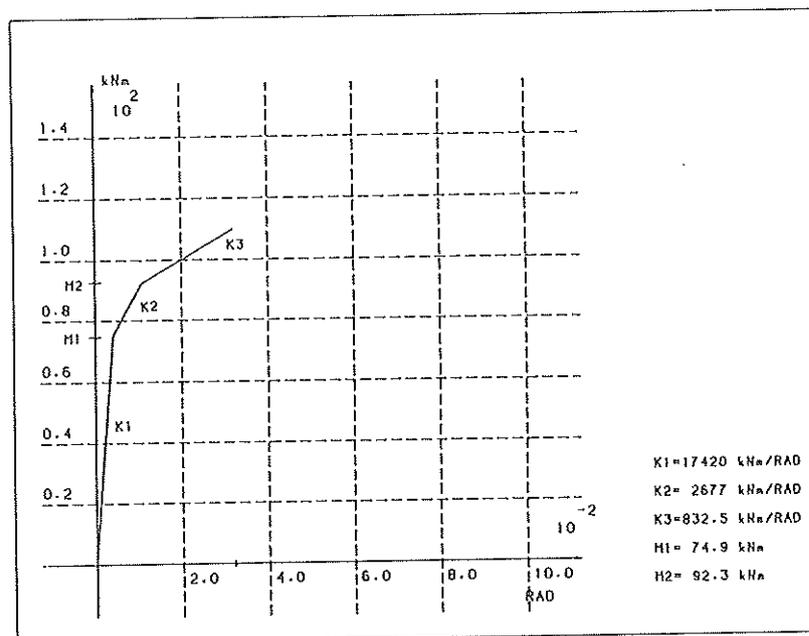


Fig. 23 — Modélisation de la courbe M- θ du nœud

La figure 25 reprend, à titre d'exemple, deux croquis illustrant une modélisation des nœuds par un système de barres de treillis, et par un système équivalent de ressorts.

La modélisation des assemblages par un ressort flexionnel unique permet, en plus d'une programmation aisée, une utilisation directe des courbes moment-rotation caractéristiques. Ces raisons expliquent certainement le recours à cette méthode dans le cadre d'autres programmes aux possibilités diverses [17, 18, 19].

Ceci étant, la correspondance entre les résultats d'Aachen, de Cachan, de Milan et de Liège est excellente. La différence enregistrée avec les autres courbes peut, semble-t-il, s'expliquer par le choix d'hypothèses particulières lors de la réalisation des calculs.

En effet, la courbe obtenue à Warwick repose sur une prise en compte, d'une part de l'écroutissage de l'acier, et d'autre part de forces concentrées, équivalentes aux charges uniformément réparties, qui agissent aux extrémités et à mi-travée des poutres.

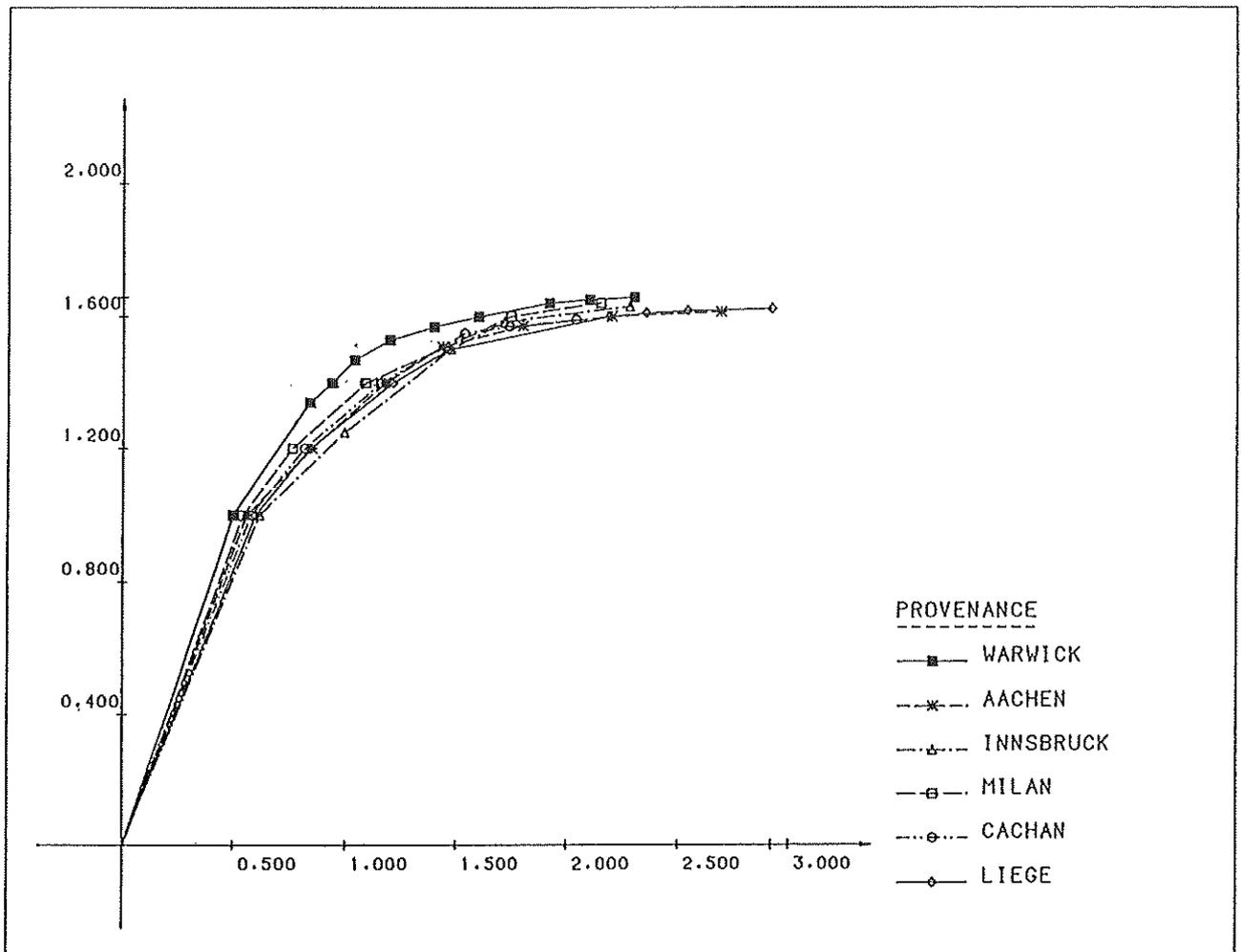


Fig. 24 — Comparaison de différentes approches numériques, [dm]

L'analyse de la structure réalisée à Innsbruck, quant à elle, s'appuie sur une courbe moment-rotation caractéristique de la déformabilité des assemblages légèrement différente, dans la zone de plastification, de celles utilisées dans les trois autres algorithmes [20].

La figure 26 présente les modes d'instabilité de la structure associés aux trois premières valeurs propres, tandis qu'à la figure 27 apparaît le schéma de plastification de la structure à la ruine.

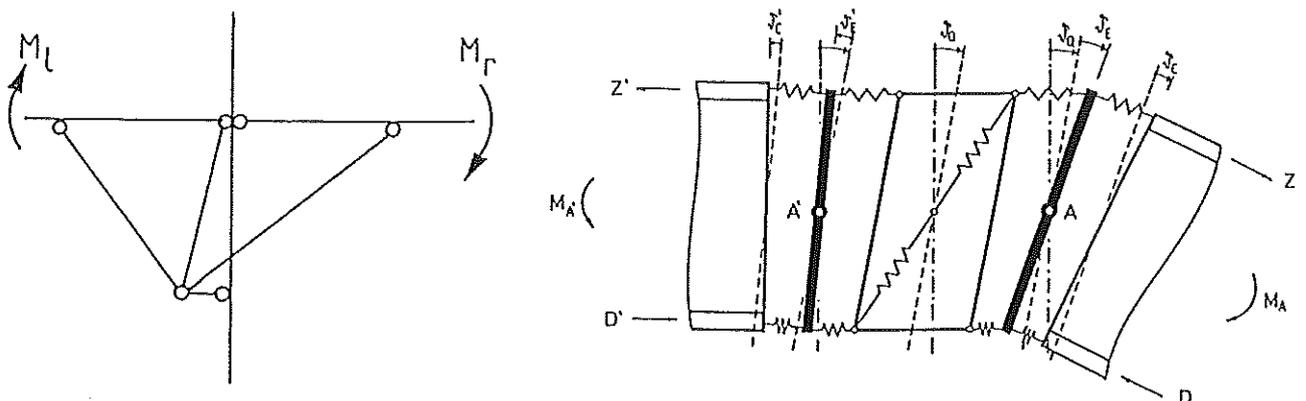


Fig. 25 — Exemples de modélisation des nœuds.

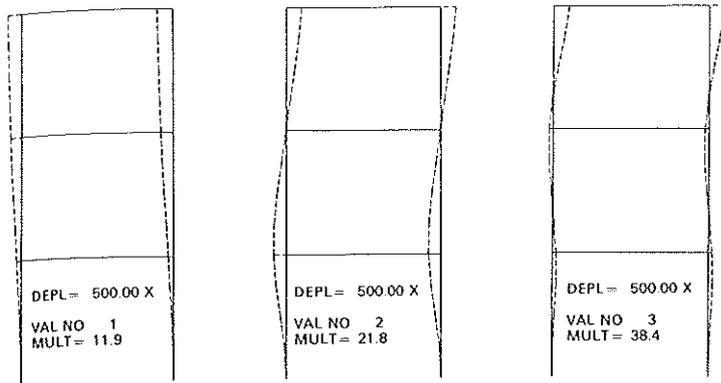


Fig. 26 — Modes d'instabilité de l'ossature

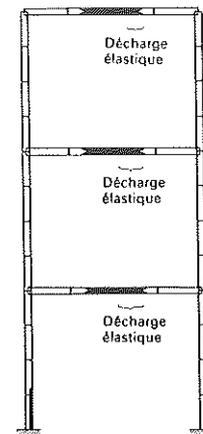


Fig. 27 — Schéma de plastification de l'ossature à la ruine

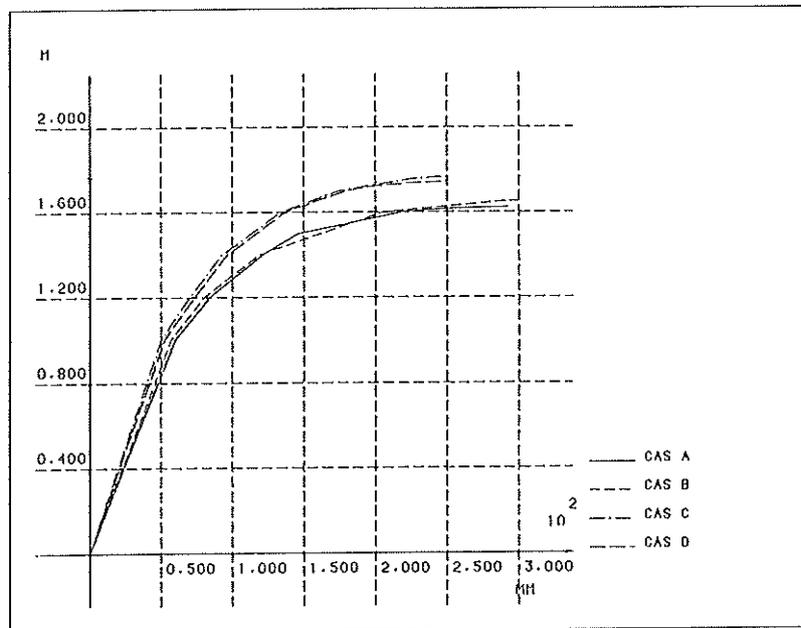


Fig. 28 — Résultats associés à la modification de différents paramètres

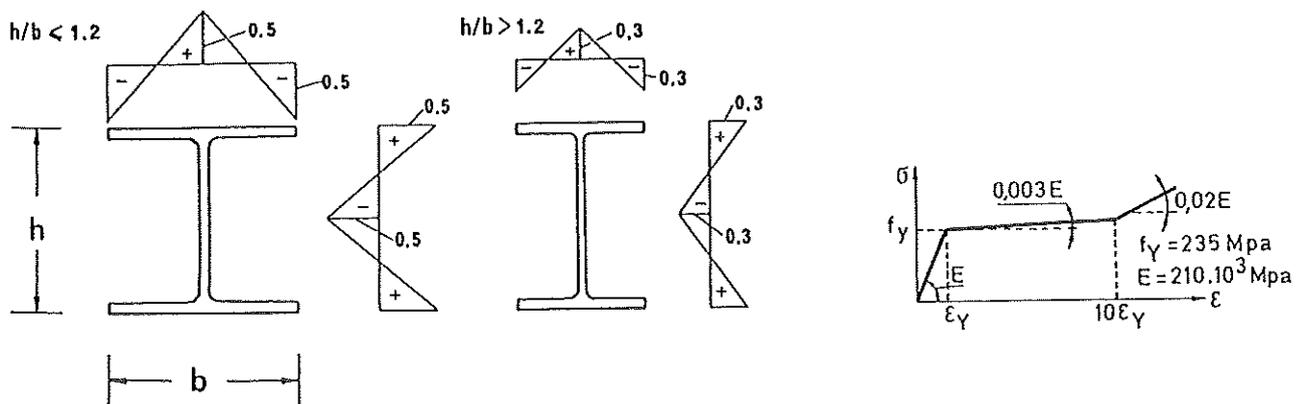


Fig. 29 — Schéma de contraintes résiduelles dans les sections et diagrammes σ - ϵ de l'acier

La figure 28, enfin, permet de juger, au vu des résultats obtenus avec le FINELG, de l'influence de différents paramètres.

Les quatre courbes représentées correspondent respectivement aux conditions suivantes :

- a) les données et les hypothèses de calcul sont celles précédemment citées au paragraphe 4.1.;
- b) ce cas diffère du a) par la prise en compte de contraintes résiduelles dans les sections et de l'écrouissage de l'acier (fig. 29);
- c) les charges uniformément réparties du cas b) sont remplacées par des forces concentrées équivalentes qui agissent aux extrémités et à mi-travée des poutres;
- d) au hors-plomb initial du cas c) sont substituées des charges horizontales supplémentaires sur l'ossature et les contraintes résiduelles dans les sections des profils sont inexistantes.

CONCLUSIONS

Une première campagne d'essais réalisée à Liège pour l'étude du comportement semi-rigide des nœuds poutre-colonne a été présentée. Elle a permis de mettre en évidence les deux sources de déformabilité d'un nœud qui sont l'assemblage et le reste du nœud. La première regroupe soit la déformation des éléments d'assemblages, des semelles de la colonne, de l'âme de la colonne dans les zones tendues ou comprimées du nœud (nœuds d'axes fort), soit la déformation seule des éléments d'assemblages (nœuds d'axe faible); la seconde représente soit la déformation en cisaillement (nœuds d'axe fort) ou hors-plan (nœuds d'axe faible) du panneau d'âme de la colonne, soit la combinaison des deux (nœuds tridimensionnels). Une formulation théorique pour décrire le comportement des panneaux d'âme cisailés des nœuds d'axe fort est proposée.

La méthode des éléments finis permet alors d'écrire un nouvel élément qui intègre à la fois un élément de poutre et un ressort dont la loi constitutive représente le comportement de l'assemblage. Le procédé de condensation statique est utilisé pour garder un nombre d'inconnues nodales égal à celui d'un élément de poutre classique. Enfin la simulation d'un portique offre la possibilité de comparer les résultats obtenus par différents programmes d'éléments finis et de mettre en évidence l'influence de différents paramètres tels que le mode de chargement, les contraintes résiduelles, le hors-plomb initial.

REMERCIEMENTS

La partie expérimentale des recherches décrites brièvement dans le présent article a été réalisée grâce à une aide financière du Centre de Recherches Scientifiques et Techniques de l'Industrie des Fabrications. Métalliques (CRIF) et de l'Institut pour la Recherche Scientifique dans l'Industrie et l'Agriculture (I.R.S.I.A.). Les profilés nécessaires à la réalisation des essais ont été fournis gracieusement par la S.A. ARBED à Luxembourg.

Le développement d'un élément fini de nœud semi-rigide se poursuit en collaboration avec l'ARBED dans le cadre d'une

recherche subsidiée par la CECA (Contrat CCE : 7210-SA/507).

Les auteurs tiennent à remercier tous ces organismes et institutions pour le support ainsi apporté à ces travaux.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Van Douwen A. A. — *Design for economy in bolted and welded connections. Joints in Structural Steelwork.* Proceedings of the International Conference held at Teeside Polytechnic Middlesborough, Cleveland, 6-9 April 1981, pp. 5.18-5.35.
- [2] Jaspard J.-P. — *Essais sur assemblages poutre-colonne d'axe fort.* CRIF, Bruxelles, en préparation.
- [3] Jaspard J.-P. — *Essais sur assemblages poutre-colonne d'axe faible et tridimensionnels.* CRIF, Bruxelles, en préparation.
- [4] Nethercot D. A. — *Steel beam-to-column connections - a review of test data.* Construction Industry Research and Information Association, Project 338.
- [5] Nethercot D. A. and Zandonini R. — *Methods of prediction of joint behaviour. Beam-to-column connections.* (Chapter prepared for inclusion in a forthcoming volume in the «Stability and Strength» series to be published by Elsevier).
- [6] Maquoi R. and Jaspard J. P. — *Mathematical modelling of semi-rigid joints in steel structures.* To appear in the proceedings of the International Conference «Steel Structures now and in the future», Prague, March 21-24, 1988.
- [7] Janss J., Jaspard J.-P. and Maquoi R. — *Strength and behaviour of in-plane weak axis joints and 3-D joints.* Proceedings, Workshop on Connections and the Behaviour, Strength and Design of Steel Structures, Cachan, May 25-28, 1987.
- [8] Atamaz Sibai W. — *Simulation numérique du comportement de deux assemblages de rive soudés non raidis.* École Polytechnique Fédérale de Lausanne. Rapport interne, IREM 87/5.
- [9] Stutzki Ch., Lopetegui J. and Sedlacek G. — *Semi-rigid connections in frames, trusses and grids.* Proceedings, Workshop on Connections and the Behaviour, Strength and Design of Steel Structures, Cachan, May 25-28, 1987.
- [10] Frey F. — *L'analyse statique non linéaire des structures par la méthode des éléments finis et son application à la construction métallique.* Thèse de Doctorat, Services M.S.M., Université de Liège, 1979.
- [11] Jetteur P. — *Contribution à la solution de problèmes particuliers d'instabilité dans les grandes poutres métalliques.* Thèse de Doctorat, Services M.S.M., Université de Liège, 1984.
- [12] de Ville de Goyet V. — *L'analyse statique non linéaire par la méthode des éléments finis des structures spatiales formées de barres à section non-symétrique.* Thèse de Doctorat, Services M.S.M., Université de Liège, à paraître.

- [13] E.C.C.S. — *Behaviour and Design of Steel Plated Structures*. European Convention for Constructional Steelwork, édité par P. Dubas et E. Gehri, publ. n° 44, 1986.
- [14] Cescotto S., Maquoi R. et Massonnet Ch. — *Simulation sur ordinateur du comportement à la ruine des poutres à âme pleine cisailées ou fléchies*. Construction métallique n° 2, 1981.
- [15] de Ville de Goyet V. — *Étude du comportement à la ruine de structures spatiales composées de poutres à section non symétrique*. Construction métallique n° 4, 1987.
- [16] Tschemmernegg F. — *On the nonlinear behaviour of joints in steel structures*. Proceedings, Workshop on Connections and the Behaviour, Strength and Design of Steel Structures, Cachan, May 25-28, 1987.
- [17] Galea Y., Colson A. et Pilvin P. — *Programme d'analyse de structures planes à barres avec liaisons semi-rigides à comportement non linéaire*. Construction métallique, n°2, 1986.
- [18] Poggi C. and Zandonini R. — *Behaviour and strength of steel frames with semi-rigid connections*. Session on Connection Flexibility and Steel Frames, ASCE Convention, Detroit, October 1985.
- [19] Cosenza G., De Luca A. and Faella C. — *Nonlinear behaviour of framed structures with semi-rigid joints*. Costruzioni Metalliche, n° 4, 1984.
- [20] *Rahmentragwerke in Stahl unter besonderer Berücksichtigung der steifenlosen Bauweise*. Theoretische Grundlagen, Beispiele, Bemessungstabellen. Oesterreicher Stahlbauverband (OSTV) und Schweizerische Zentralstelle für Stahlbau (SZS), 1987.