

CALCUL D'OSSATURES ET ASSEMBLAGES : CONSIDÉRATIONS ÉCONOMIQUES

Publication de la CECM

I. – PRÉFACE

L'une des innovations les plus significatives de l'Eurocode 3 est l'inclusion des ossatures semi-continues, c'est-à-dire des ossatures présentant des assemblages semi-rigides et/ou à résistance partielle. Ce type d'ossature procure une plus grande liberté de calcul, entraînant une réduction substantielle des coûts.

L'objet de cette publication est d'expliquer les bénéfices que l'on peut tirer de cette approche, et de décrire brièvement comment on peut les réaliser. On y trouvera également une démonstration d'application pratique. D'autres publications de la CECM (Convention Européenne de la Construction Métallique) fournissent des exemples supplémentaires de calculs.

Le projet de texte a été réalisé sous les auspices du Groupe de Travail Technique 10.2 – Assemblages Semi-rigides par :

D. Anderson (UK), A. Colson (F), J. P. Jaspert (B).

L'évaluation des coûts a été réalisée avec l'assistance de :

S. Guisse (B) et A. Soua (F).

Le Groupe TWG 10.2 en 1993 est composé des Membres suivants :

R. Zandonini (I), Président	J. W. Pask (UK)
D. Anderson (UK)	M. Roller (A)
T. S. Arda (T)	I. Ryan (F)
G. Askar (T)	M. Steenhuis (NL)
A. Colson (F)	F. Tschemmerneegg (A)
D. Grotmann (D)	F. Wald (CR)
J. P. Jaspert (B)	K. Weynand (D)
D. Moore (UK)	S. Zingg (CH)
D. A. Nethercot (UK)	

J. W. B. Stark
Président du Comité Technique 10
Assemblages de Construction

QU'EST-CE QUE LE CALCUL SEMI-RIGIDE ?

Les ossatures en acier destinées aux bâtiments ont été habituellement calculées sur la base d'assemblages poutre-poteau articulés ou rigides. Cependant, les limites de la rigidité réelle se situent quelque part entre ces deux extrêmes, aboutissant à ce qu'il est convenu d'appeler un comportement « semi-rigide ». En pratique, un assemblage peut également posséder une résistance inférieure à celle de la poutre assemblée; un tel comportement est appelé « résistance partielle ».

De toute évidence, la rigidité des assemblages, ainsi que leur résistance, affectent la réponse de l'ossature dans sa totalité. Il

est à présent plus largement admis que les ossatures en acier peuvent être délibérément calculées comme « semi-continues », sur la base d'un comportement semi-rigide et/ou d'une résistance partielle des assemblages. Cette approche permet une plus grande liberté que les procédures habituelles, avec des assemblages choisis par le concepteur en fonction des exigences particulières de la structure. Nous allons ici expliquer les bénéfices qui en résultent. On trouvera dans les paragraphes suivants des conseils concernant les sources de données d'assemblages et des procédures de calcul pour les ossatures semi-continues.

2. - QUELS SONT LES AVANTAGES DU CALCUL SEMI-RIGIDE ?

Ces avantages dépendent du type d'ossature et de la base de calcul habituelle. Pour les ossatures contreventées, il s'agit d'une construction simple, prenant pour hypothèse des assemblages articulés. Les ossatures non contreventées sont habituellement calculées comme des structures continues, en prenant pour hypothèse des assemblages rigides.

Ossatures contreventées

Avantages du calcul semi-rigide :

- réduction de la hauteur de poutre
- réduction du coût de l'ossature
- économie de contreventement provisoire

Ossatures non contreventées

Avantages du calcul semi-rigide :

- réduction de la complexité du dessin en raison de l'absence d'assemblages raidis
- réduction du coût de l'ossature.

2.1. - Ossatures contreventées

On peut observer l'effet d'assemblages semi-rigides sur le calcul des poutres par l'examen du comportement de la barre d'une seule travée. La figure 1a montre une poutre à appuis simples supportant une charge uniformément répartie; le moment fléchissant maximum est à mi-portée. Sur la figure 1b, les appuis simples ont été remplacés par des appuis encastrés. Le moment fléchissant élastique maximum est dans ce cas au niveau des appuis, mais ne représente que deux tiers de la valeur précédente.

La figure 1c montre une poutre à assemblages d'extrémité semi-rigides. Selon la rigidité de l'assemblage, le moment élastique maximum s'exerce au niveau des appuis ou à mi-portée, mais il sera toujours inférieur à celui d'une poutre libre. La figure 2 montre que grâce au choix judicieux de la rigidité d'assemblage, S_j , en fonction de la poutre, le moment s'exerçant au niveau des supports peut être rendu égal à la valeur à mi-portée, réduisant ainsi au minimum le moment de calcul.

Toutefois, il se peut fort bien que l'on éprouve des difficultés pratiques à trouver une valeur de rigidité aussi précise. De même, à moins que la réduction au minimum de la hauteur de poutre ne soit une nécessité impérative, une telle solution peut

ne pas être idéale, en raison du surcoût d'assemblages possédant la rigidité requise. La figure 2 montre tout de même que le moment de calcul est réduit de façon significative même si la rigidité de l'assemblage n'est que modeste. Un schéma semblable se reproduit lorsque l'on considère la flèche élastique de la poutre, comme on peut le constater sur la figure 3. Ceci fait

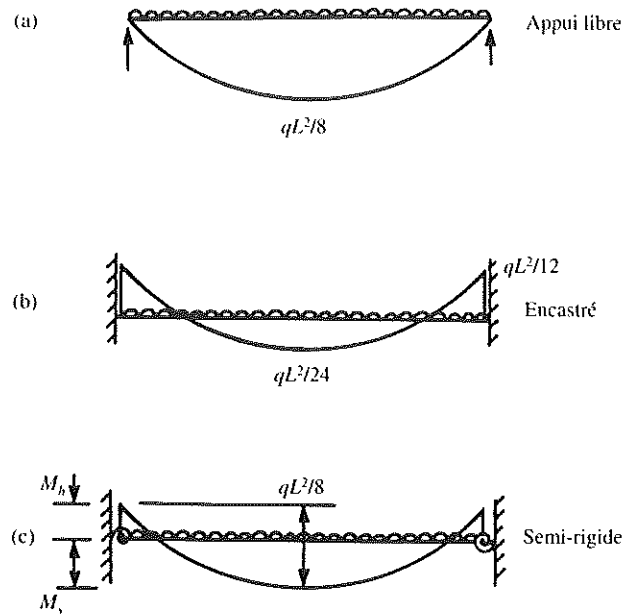


Fig. 1 - Poutre avec diverses configurations d'extrémités

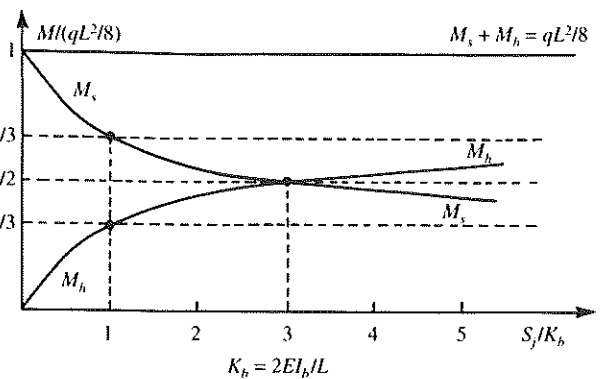


Fig. 2 - Variation des moments dans une poutre en fonction de la rigidité d'assemblage

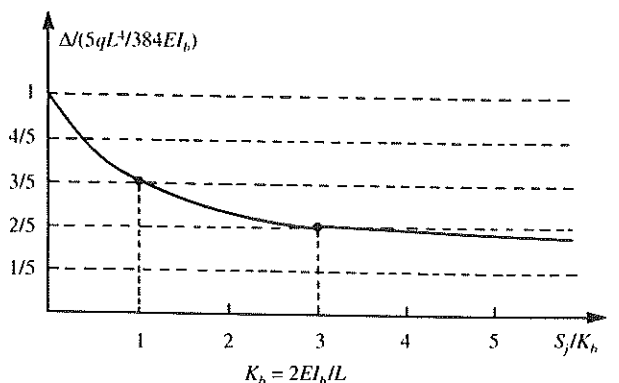


Fig. 3 - Variation de la flèche à mi-portée en fonction de la rigidité d'assemblage

penser que l'on peut obtenir économiquement une hauteur de poutre réduite par l'une des deux méthodes suivantes :

- reconnaître la rigidité inhérente de certains types d'assemblages articulés, ou
- modifier légèrement les assemblages libres pour en accroître la rigidité.

Si l'on utilise une analyse plastique lors de la prise en considération des états limites ultimes, c'est la résistance de l'assemblage aux moments qui influence le comportement, plutôt que la rigidité. La figure 4 montre comment le moment plastique requis pour la section de poutre, $M_{pt,Rd}$, décroît en même temps que la résistance des assemblages, M_{Rd} , augmente. Deux solutions sont alors possibles : la résistance inhérente d'un assemblage nominale articulé peut être reconnue et utilisée dans le calcul, ou bien l'assemblage peut être modifié pour obtenir une résistance accrue.

Les études d'ossatures sollicitées selon l'axe fort ont montré que même lorsque l'on modifie les assemblages, les coûts de fabrication et de montage d'une ossature calculée comme semi-rigide sont inférieurs à ceux de la solution de calcul simple. Les économies chiffrées par les fabricants varient de 4 % à 13 % selon la disposition de l'ossature et la disponibilité des dimensions de profils requises. Le moment s'exerçant dans les assemblages peut exiger l'augmentation des sections des poteaux externes, et les économies ont donc tendance à être moindres dans les structures à simple travée.

Il faut toutefois souligner le fait que ces économies sont accompagnées de réductions supplémentaires des coûts généraux de construction, en raison de la réduction des hauteurs de poutres. Par exemple, en modifiant l'assemblage simple montré sur la figure 5a par l'ajout de cornières d'ailes (fig. 5b), on a montré que l'on pouvait réduire la hauteur de poutre de 25 % grâce à l'action semi-rigide de l'assemblage modifié. Les assemblages avec des platines d'extrémité sans boulons extérieurs (fig. 6a) possèdent déjà une résistance et une rigidité considérables, mais celles-ci peuvent être encore augmentées en augmentant l'épaisseur ou la longueur de la platine d'extrémité (fig. 6b).

2.2. - Ossatures non contreventées

Tandis que l'on utilise fréquemment des méthodes plastiques pour les ossatures à un seul niveau, il est plus habituel d'utiliser l'analyse élastique globale pour les structures à plusieurs niveaux. Cette approche est plus directe et on peut l'utiliser à la fois pour des conditions ultimes et pour des conditions d'exploitation.

Avec une analyse élastique, l'exigence habituelle pour les assemblages poutre-poteau est leur rigidité, mais ceci nécessite l'utilisation de raidisseurs de poteaux, comme, par exemple, ceux montrés sur la figure 7.

En revanche, une construction semi-rigide permet d'utiliser des assemblages semi-rigides, et on peut donc utiliser des assemblages non raidis, comme, par exemple, ceux montrés sur la figure 6. Des assemblages à cornières boulonnées (fig. 5b) peuvent remplacer les platines d'extrémité soudées si de plus grandes tolérances sont permises.

Des dimensions de section plus importantes peuvent être nécessaires pour résister à l'augmentation des effets de second ordre ou pour maîtriser les flèches. Cependant, les calculs ont montré que peu ou pas de modifications de ces dimensions étaient indispensables. Il est certes possible d'envisager une réduction des sections de poutres si la flexibilité des assemblages a entraîné une réduction du moment de calcul, comme

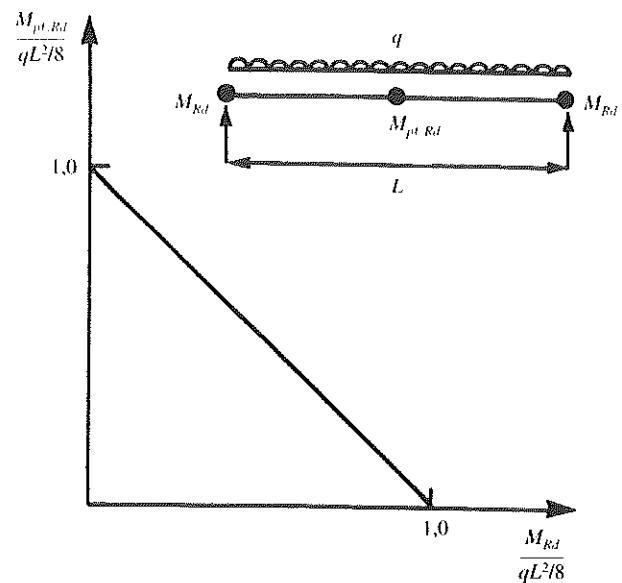
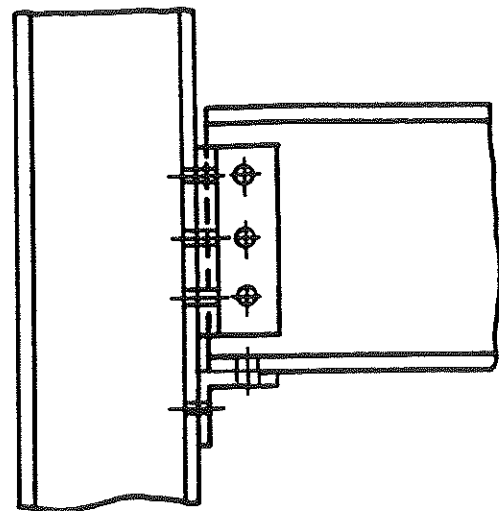
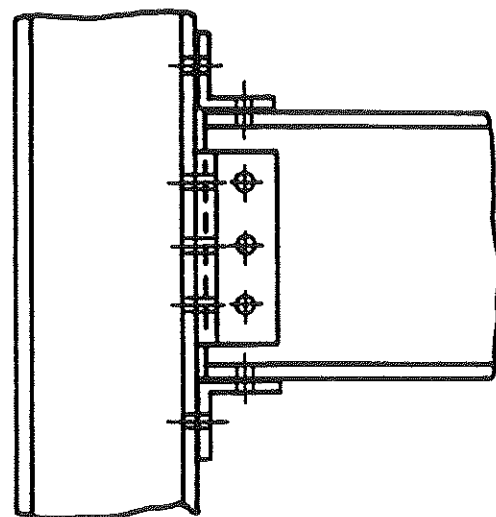


Fig. 4 - Analyse plastique d'une poutre avec des assemblages à résistance partielle.



a) Assemblage à cornière simple



b) Assemblage à cornières d'ailes

Fig. 5 - Assemblages à cornières

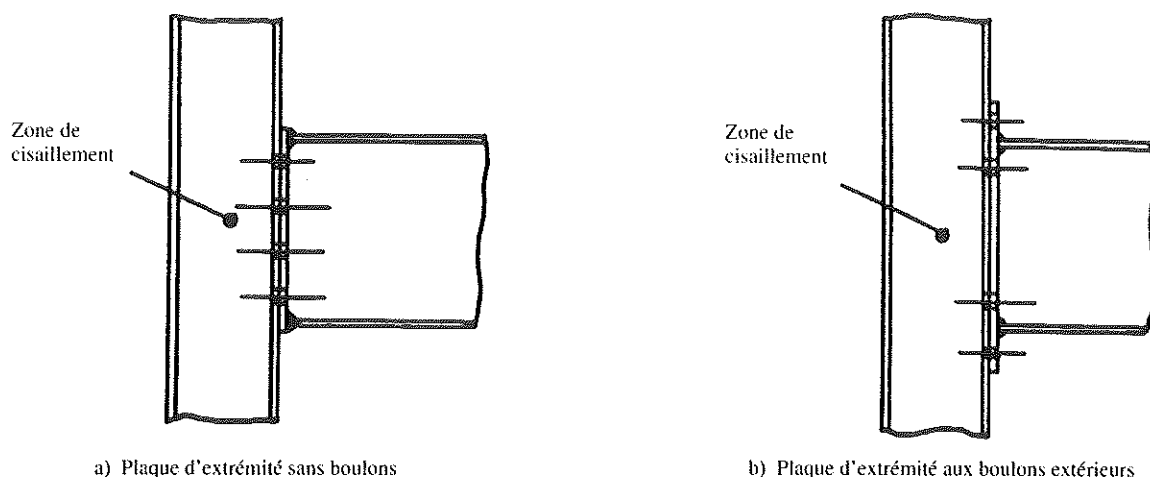


Fig. 6 - Assemblages à plaques d'extrémité

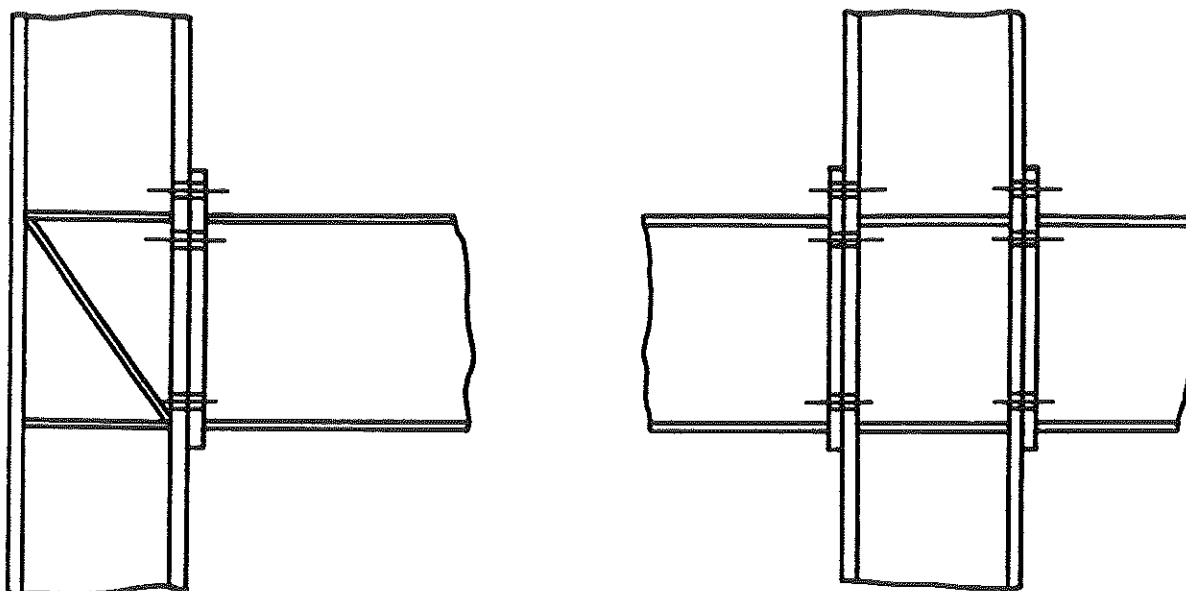


Fig. 7 - Assemblages raidis

précédemment montré sur la Fig. 2. Les comparaisons de coûts associés aux études portant sur des ossatures planes ont mis en évidence la réalisation d'économies sur le coût total des matériaux, de la fabrication et du montage, de l'ordre de 20 %. De telles économies sont entièrement dues à la réduction des coûts de fabrication résultant de l'utilisation d'assemblages semi-rigides.

3. - COMMENT TIRER AVANTAGE DU CALCUL SEMI-RIGIDE

Le calcul semi-rigide d'ossatures en acier comporte essentiellement trois parties :

- caractérisation du comportement de chaque assemblage ;
- analyse globale ;
- évaluation des performances de l'assemblage.

Nous allons à présent considérer les interactions entre ces trois parties.

3.1. - Caractérisation du comportement des assemblages pour l'analyse globale

Le comportement est caractérisé par une courbe moment-rotation ($M-\phi$), illustrant le rapport entre le moment M transmis par l'assemblage et la rotation relative ϕ entre la poutre et le poteau adjacent (fig. 8). Des résultats typiques obtenus à partir d'essais effectués en grandeur réelle, illustrés sur la figure 9, montrent que cette relation n'est pas linéaire, mais il est permis d'en dériver une caractéristique approchée en définissant trois propriétés. Par référence à la figure 10, ces propriétés sont les suivantes :

- M_{Rd} : résistance de calcul au moment
- S_j : rigidité sécante au niveau de M_{Rd}
- ϕ_{Cd} : capacité de rotation de calcul

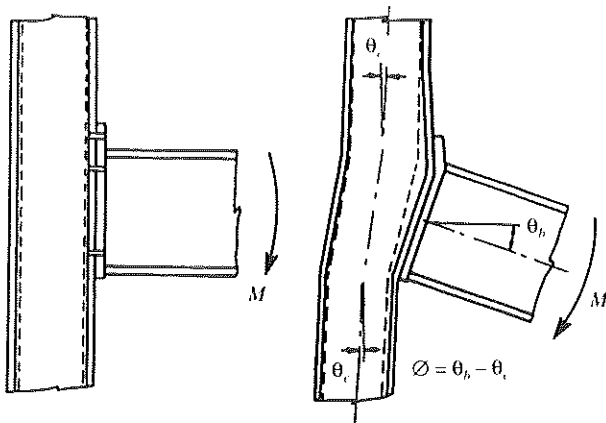
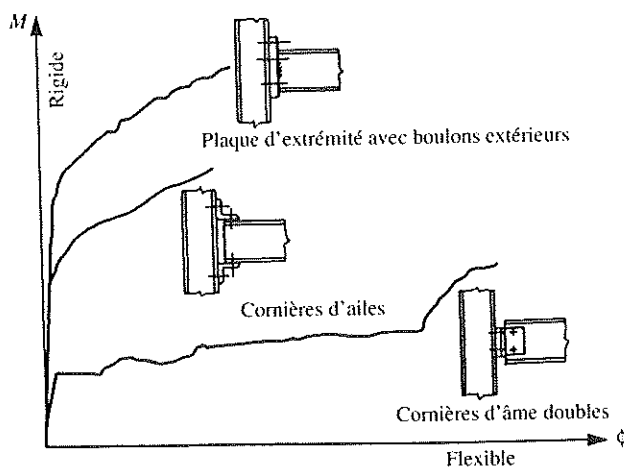
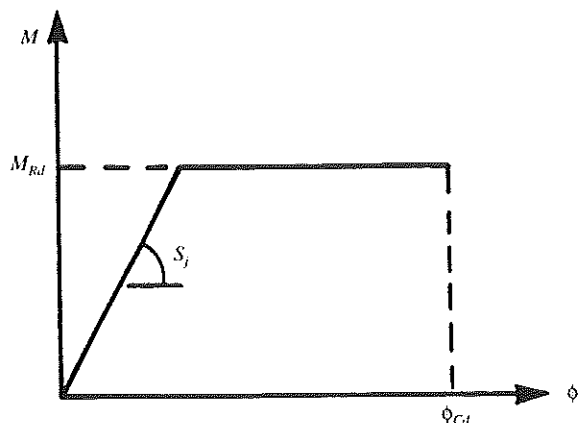


Fig. 8 - Déformation d'un assemblage poutre-poteau

Fig. 9 - Courbes $M-\phi$ pour assemblages semi-rigidesFig. 10 - Caractéristique $M-\phi$ bi-linéaire

On trouvera des méthodes de détermination de ces propriétés dans l'Annexe J de l'Eurocode 3 DAN-[1] pour les assemblages à platines d'extrémité (fig. 6). Des exemples ont été publiés par la CECM [2] et des programmes pour compatibles PC sont disponibles.

Des formules permettant de prévoir les caractéristiques de plusieurs formes d'assemblages non couvertes par l'Annexe J sont également disponibles. La Publication 67 de la CECM donne une liste des articles originaux. Une publication de la CECM, à paraître, traitera de ces assemblages plus exhaustivement. Elle comportera des formules pour les assemblages à cornières d'ailes [3].

Les caractéristiques d'un assemblage concernant un calcul particulier dépendent toutefois de la méthode devant être adoptée pour l'analyse globale.

Pour une analyse élastique : rigidité S_j

Pour une analyse rigide-plastique : résistance au moment M_{Rd}

Bien qu'une itération soit souvent nécessaire pour obtenir un calcul sûr mais économique, il est souhaitable de la réduire au minimum grâce à de bonnes estimations initiales des propriétés des assemblages. Pour les ossatures contreventées, le concept de droite de fonctionnement (fig. 11) fournit une méthode pratique de détermination de l'influence d'assemblages semi-rigides sur le comportement d'une poutre élastique. En effet, cette approche combine la caractérisation du comportement de l'assemblage, l'analyse des moments internes, et l'évaluation du comportement en un seul traitement interactif. A l'aide de cette méthode, on peut tester les caractéristiques de l'assemblage en les superposant à la droite de fonctionnement (fig. 11a) pour déterminer les valeurs correspondantes de moment d'extrémité, et donc le moment de calcul de la poutre. On peut également déterminer la rigidité d'assemblage minimale requise pour justifier une section de poutre particulière (fig. 11b). Ceci donne directement la résistance d'assemblage minimale M_{Rd} requise pour obtenir le comportement élastique d'assemblage pris pour hypothèse dans l'analyse.

Lorsqu'on utilise une analyse rigide plastique pour une ossature contreventée, la résistance aux moments M_{Rd} requise au niveau de l'assemblage est aisément déterminée à partir de la prise en considération du mécanisme de rotule plastique (fig. 4). Cette approche est particulièrement recommandée car le calcul de la résistance d'un assemblage aux moments constitue une procédure déjà bien établie dans les bureaux d'études. Pour les conditions de service, il n'est pas nécessaire de calculer S_j si l'on adopte des procédures de simplification. Par exemple, on peut prendre pour hypothèse une valeur de sécurité soit pour S_j soit pour le moment d'extrémité sous chargement de service, ou l'on peut faire confiance à une limitation des rapports portée/hauteur.

Pour une ossature non contreventée, on peut déterminer les estimations initiales de la résistance aux moments requise au niveau de chaque assemblage par une analyse élastique de l'ossature rigide. Les détails d'assemblage préliminaires peuvent alors être déterminés en calculant les assemblages de façon à ce qu'ils résistent aux moments de l'ossature rigide, mais en omettant tout raidisseur.

Bien évidemment, pour les ossatures contreventées et non contreventées, l'utilisation d'assemblages standardisés permet au concepteur de se référer à des propriétés d'assemblage pré-déterminées, comme il est courant de le faire pour des assemblages simples, réduisant ainsi les calculs nécessaires pour un projet particulier.

3,2. - Évaluation des performances des assemblages

Lorsque l'on utilise une méthode élastique pour l'analyse globale, il est nécessaire de vérifier la résistance de l'assemblage. Pour les ossatures non contreventées, la flexibilité des assemblages accroît les flèches horizontales. Si celles-ci sont

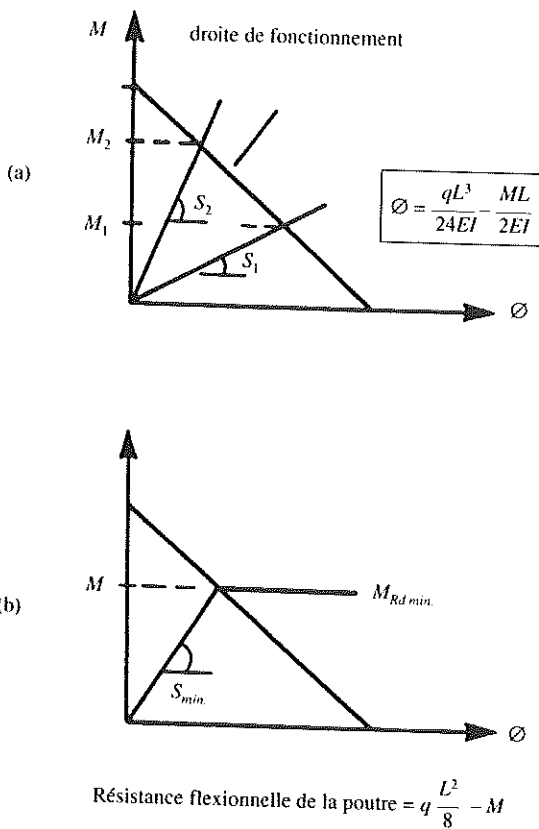
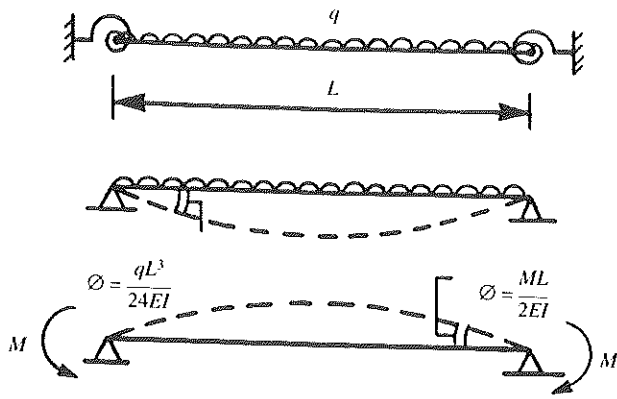


Fig. 11 – Concept de droite de fonctionnement

excessives, la valeur de la flèche due à la flexibilité des assemblages peut être déterminée si l'on a effectué au préalable une analyse d'ossature rigide, comme proposé ci-dessus.

Pour les assemblages à platines d'extrémité calculés selon l'Eurocode 3-DAN, la contribution de chaque composant, c'est-à-dire platine d'extrémité, aile de poteau, âme de poteau, boulons, soudures, aux propriétés de l'assemblage apparaît aisément d'après les calculs. Les détails d'assemblage peuvent donc être facilement révisés pour obtenir une résistance ou une rigidité plus appropriées. Une approche similaire sera donnée pour les assemblages à cornières d'ailes dans la publication de la CECM à paraître.

Pour les ossatures contreventées, une analyse plastique a été

recommandée comme solution de remplacement des méthodes élastiques. Dans ce cas, il est nécessaire de s'assurer que l'assemblage possède une capacité de rotation convenable. Pour les assemblages à platine d'extrémité boulonnée et à cornières, la capacité de rotation sera convenable si la résistance aux moments est gouvernée par la zone de cisaillement (fig. 6) ou si une capacité de déformation est rendue possible par la déformation plastique de la platine d'extrémité, des cornières, ou de l'aile de poteau. Les assemblages doivent être conçus si possible de façon à obtenir un tel comportement, car, dans le cas contraire, une analyse élasto-plastique est nécessaire pour déterminer la capacité de rotation requise des assemblages.

4. – EXEMPLE D'APPLICATION

Afin de quantifier l'économie apportée par l'utilisation d'assemblages semi-rigides vis-à-vis de ceux considérés comme articulés, nous avons évalué le coût d'une structure contreventée de bâtiment multi-étagée, calculée successivement pour les deux types d'assemblages.

Les figures 12 et 13 représentent respectivement la configuration adoptée pour le bâtiment et le type d'assemblages retenus.

La structure se compose d'éléments en acier doux, S235 sui-

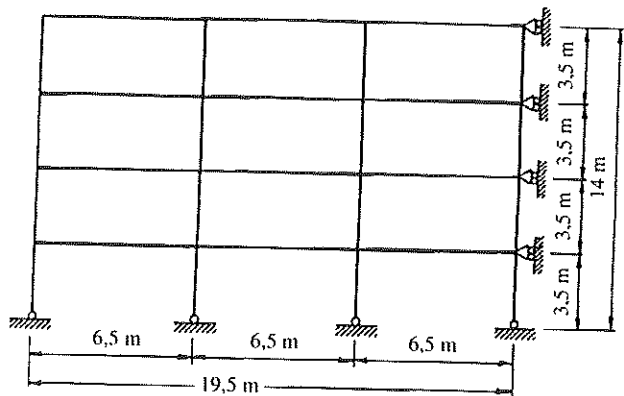


Fig. 12 – Configuration du bâtiment

vant l'Eurocode 3-DAN. Le dimensionnement a été effectué aux états-limites. Les charges, flèches admissibles et coefficients de pondération utilisés sont donnés au tableau suivant.

TABLEAU 1
Charges et critères de dimensionnement

	Charges		Flèche maximale
	Permanentés	Variables	
Plancher	30 kN/m	18 kN/m	L/350
Toiture	20 kN/m	6 kN/m	L/250
Coefficients de pondération	1,35	1,5	

L'analyse structurale de la structure à nœuds semi-rigides a été réalisée avec le programme FINELG [5], en prenant en compte les effets du second ordre ainsi que le comportement



Fig. 13 – Configuration des assemblages

élastoplastique des matériaux. Les courbes de comportement des assemblages ont été calculées d'après les recommandations de l'annexe J de l'Eurocode 3-DAN.

Le tableau 2 montre les résultats du dimensionnement pour les deux solutions structurales choisies ainsi que le gain de poids apporté par la semi-rigidité. On remarquera que les poteaux sont identiques dans chacune des deux solutions.

Les coûts considérés dans cette étude englobent la matière, la fabrication en atelier ainsi que le montage sur chantier. Les raisonnements portent sur un portique unique. Le coût du système de contreventement, souvent constitué d'éléments qui ne sont pas spécifiques à la charpente métallique (noyau central, planchers et voiles en béton armé...), n'a pas été pris en compte.

L'économie observée en faveur de la solution semi-rigide résulte bien évidemment de l'économie de matière dans les poutres, alors que le coût de réalisation des assemblages n'est pas sensiblement augmenté. Ici, cette économie s'élève à 5,3 %. La figure 14 montre une comparaison de l'importance économique des différents postes de la structure dans chacune des deux solutions.

Il est certain que le pourcentage avancé ci-dessus est tributaire de nombreux paramètres et n'a donc d'autre ambition que

de donner un ordre de grandeur de l'avantage financier que pourrait offrir le recours au nouveau concept de semi-rigidité. Ainsi, il est clair que l'économie exacte dépendra entre autres :

- du rapport entre le coût de la matière et le coût de la fabrication;
- de la configuration de la structure (longueur des poutres, charges...);
- de la finesse de la gamme d'éléments disponibles. Il est clair que l'économie de matière serait maximale avec l'utilisation de P. R. S dont les dimensions peuvent être choisies de manière optimale, par opposition aux profilés laminés à chaud, qui offrent un choix plus limité;
- de la différence de coût entre un assemblage « articulé » et un assemblage « semi-rigide ». Elle dépendra essentiellement de l'outillage dont dispose l'atelier de fabrication.

En conclusion, le présent exemple illustre l'intérêt économique que peut offrir la semi-rigidité en regard d'une solution à nœuds articulés. D'autres études ont montré des économies bien plus importantes (de l'ordre de 20 %) lorsque l'on compare des nœuds semi-rigides aux nœuds rigides pour des structures non-contreventées [4 et 6].

TABLEAU 2
Variation de poids de la structure

		Poutres		Poteaux		Total	
		Inférieures	Supérieures	Intérieurs	Extérieurs		
Solution 1 <i>Isostatique</i>	Profilés	IPE450A	IPE330	HEB200	HEA160	7319	
	Poids total daN	3811	929	1729	850		
	Proportion (%)	52	13	24	12		100
	Variation (%)	100	100	100	100		100
Solution 2 <i>Semi-rigide</i>	Profilés	IPE400A	IPE300	HEB200	HEA160	6605	
	Poids total (daN)	3232	794	1729	850		
	Proportion (%)	49	12	26	13		100
	Variation (%)	-15	-15	0	0		-10

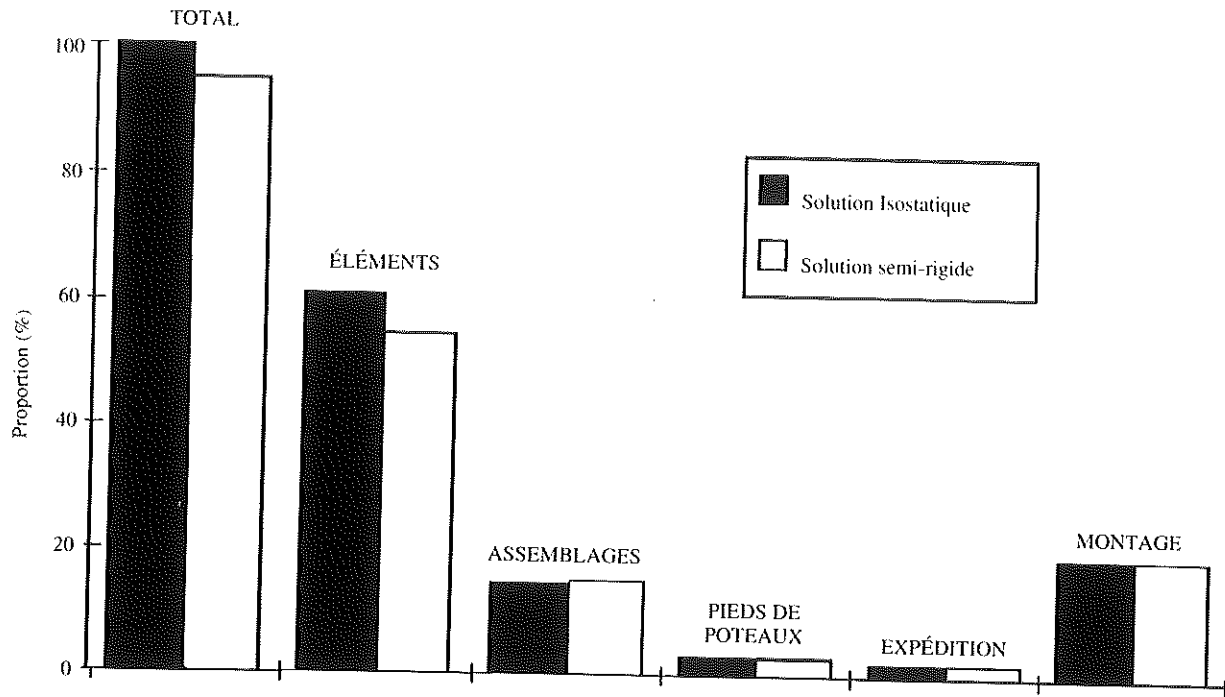


Fig. 14 - Comparaison des coûts

LECTURES COMPLÉMENTAIRES

- [1] Eurocode 3-DAN. - *Calcul des structures en acier. Partie 1.1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.* Prénorme européenne. ENV 1993-1-1, 1992.
- [2] Technical Working Group 8.2. - *Analysis and design of steel frames with semi-rigid connections.* European Convention for Constructional Steelwork (ECCS), Brussels, Publication n° 67, 1992.
- [3] Technical Working Group 10.2. - *Moment-rotation characteristics for steel beam-to-column connections.* European Convention for Constructional Steelwork (ECCS), Brussels, à paraître.
- [4] Colson A., Bjorhovde R. - *Intérêt économique des assemblages semi-rigides.* Construction Métallique, n° 2 - 1992, pp 37 à 41.
- [5] FINELG. - *Programme d'analyse non-linéaire par éléments finis.* MSM - Université de Liège, IREM - École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Bureau d'Études Greisch, 1990.
- [6] Guisse S. - *Quelle économie attendre de la mise en œuvre de nœuds semi-rigides?* Construction Métallique, n° 3 - 1993, pp 19 à 27.