

## 13 Ossatures de bâtiments à étages



**Hall d'entrée du Centre suisse de paraplégiques, Nottwil (LU)**

Ce hall d'entrée de 60 m de longueur et d'une largeur variant de 20 m à 13.5 m est recouvert d'une toiture de verre de 750 m<sup>2</sup> permettant au soleil de pénétrer dans les bâtiments. Les poutres courbes sous-tendues supportent des consoles spécialement conçues pour donner l'impression que la toiture de verre flotte au-dessus de la structure métallique apparente.

Maître de l'ouvrage : Schweizer Paraplegiker-Stiftung, Nottwil

Architecte : Wilfrid + Katharina Steib, Basel

Ingénieur : Cyril J. Burger AG, Basel ; Desserich + Partner, Luzern ; M. Steiger, Luzern

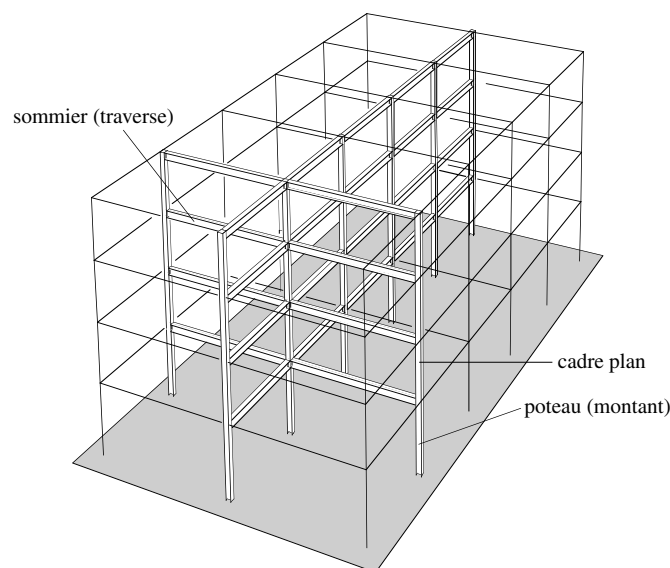
Année de mise en service : 1990

*Photo Schweizer Paraplegiker-Stiftung Basel*

### 13.1 Introduction

Nous avons présenté au chapitre 4 différents systèmes porteurs et de stabilisation des bâtiments qu'il est possible de concevoir avec les produits en acier existant sur le marché. Contrastant avec les systèmes porteurs de halles, qui sont des cadres plans parallèles, de nombreuses ossatures de bâtiment sont organisées spatialement et comportent en particulier des éléments structuraux orientés selon trois directions: des *poteaux* selon la verticale et deux réseaux de *poutres* horizontales, disposés le plus souvent orthogonalement (fig. 13.1). Les poutres ont pour fonction essentielle de supporter le poids des dalles et les charges utiles tandis que les poteaux, qui supportent les poutres, doivent reporter ces charges de gravité vers les fondations.

On ne considère habituellement comme faisant partie de l'ossature spatiale que les éléments assurant un rôle porteur direct. C'est ainsi qu'on distingue les *poutres primaires* (ou *sommiers*), qui transmettent leurs réactions aux poteaux, et les *poutres secondaires* (ou *solives*), qui reportent vers les poutres primaires le poids des dalles et les charges utiles. Les poutres secondaires ne sont alors pas prises en considération dans l'ossature spatiale; leur action est simplement représentée par des forces appliquées aux poutres primaires.



**Fig. 13.1** Ossature de bâtiment avec éléments structuraux orientés selon trois directions.

Pour le dimensionnement, l'ossature spatiale est parfois modélisée par deux systèmes orthogonaux d'ossatures planes, appelées aussi *cadres plans*. Le calcul statique est effectué pour chacun de ces systèmes de cadres et les efforts intérieurs obtenus sont affectés aux éléments structuraux auxquels ils se rapportent. La vérification de ces éléments est effectuée pour l'action conjointe de ces efforts intérieurs. Mais étant donné les performances des ordinateurs et des logiciels actuels, il est souvent préférable de faire directement l'analyse de l'ossature spatiale en tant que telle. Compte tenu de la grande similitude

existant entre les cadres plans de halles et les cadres plans d'ossatures de bâtiment, la matière générale présentée au chapitre 11, à tout le moins quant au calcul des cadres, reste valable.

Le présent chapitre est consacré au calcul statique des cadres de bâtiments et de leurs éléments structuraux. Après le comportement structural d'un cadre (sect. 13.2), nous présentons deux façons de modéliser la structure pour effectuer le calcul des cadres (sect. 13.3) ainsi que la détermination des longueurs de flambage (sect. 13.4). Sur ces bases, nous abordons le dimensionnement des différents types de poteaux métalliques et mixtes acier-béton (sect. 13.5 et 13.6). Finalement, nous introduisons le calcul des cadres à nœuds semi-rigides (sect. 13.7) aussi bien métalliques que mixtes.

## 13.2 Comportement structural d'un cadre

Les différents systèmes porteurs des bâtiments sont principalement les *ossatures articulées* (fig. 4.2 et 4.3), d'une part, et les *ossatures à nœuds rigides* (fig. 4.8 et 4.9), d'autre part. Pour résister aux efforts horizontaux, ces ossatures sont stabilisées par des noyaux centraux en béton armé, par des contreventements ou par des murs de refend. Dans les ossatures à nœuds rigides, les éléments sont assemblés de manière à développer un certain effet cadre. Tout ou partie de leur stabilité globale est donc assurée sans avoir recours à des contreventements. Toutefois, de telles ossatures sont malgré tout souvent contreventées pour réduire encore davantage les déplacements horizontaux en service, en particulier sous l'effet du vent.

### 13.2.1 Classification des cadres

Pour l'analyse d'un cadre de bâtiment, nous devons, tout comme pour un cadre de halle, le caractériser. Ainsi, les cadres sont classés en :

- cadre *contreventé* (tenu latéralement) ou *non contreventé* (non tenu latéralement),
- cadre *rigide* ou *souple*.

Les critères servant à cette classification, de même que l'incidence de cette classification sur le mode de reprise des efforts horizontaux et sur le choix d'une méthode de calcul, ont été développés au paragraphe 11.2.5 et à la section 11.3.

### 13.2.2 Imperfections

Les imperfections globales de l'ossature (faux aplomb) et des éléments comprimés (défaut de rectitude, contraintes résiduelles, etc.) jouent également un rôle important. Elles sont normalement représentées par une inclinaison initiale  $\varphi$  et un défaut de rectitude initial avec une flèche  $w_0$  au milieu de la barre. La norme SIA 263 et l'Eurocode 3 fournissent les valeurs des imperfections équivalentes à considérer (voir aussi § 11.2.3).

Les imperfections ne doivent être prises en compte que lors de l'analyse d'un cadre souple et ne s'appliquent qu'aux seuls poteaux particulièrement flexibles qui transmettent des moments. Ces poteaux sont ceux pour lesquels la valeur de calcul de l'effort de compression excède 25% de la charge critique de flambage élastique du poteau, calculée sur la base d'une longueur de flambage égale à la longueur d'épure (hauteur d'étage) [11.7].

Une ossature de bâtiment stabilisée par un noyau central ou des parois en béton armé peut normalement être considérée comme contreventée et rigide. Ceci implique de concevoir et de dimensionner le système de stabilisation (chap. 14) pour qu'il transmette les forces horizontales agissant sur le bâtiment, que ce soit les forces transmises directement ou indirectement au travers de l'ossature contreventée, ou les forces équivalentes aux imperfections locales des éléments comprimés (défaut de rectitude initial  $w_0$ ) et aux imperfections globales (inclinaison initiale  $\varphi$ ) du système de stabilisation. Il semble toutefois raisonnable d'admettre que les effets des imperfections globales puissent être négligés dans les cas de charge où les forces horizontales sont prépondérantes, telles que les efforts dus au vent par exemple.

### 13.3 Calcul statique des cadres

Nous avons vu (sect. 11.5) que dans bon nombre de cas un calcul au premier ordre suffit. Dans les cas où il faut évaluer les efforts intérieurs au second ordre, on utilise un calcul direct ou une procédure approchée. Cette dernière consiste à déterminer les moments de flexion au premier ordre puis à majorer la contribution des moments de déformation latérale à l'aide d'un coefficient d'amplification.

#### 13.3.1 Système global

Le calcul statique d'un cadre de bâtiment s'effectue de manière similaire à celui d'un cadre de halles. Le cadre est considéré comme un *système statique global* dont la sécurité structurale doit être vérifiée pour un certain nombre de cas de charge. Le fait qu'un cadre de bâtiment comporte normalement plusieurs travées et plusieurs étages implique souvent la nécessité de devoir considérer différents cas de disposition de charges utiles possibles pour une même situation de risque.

Le calcul ne peut porter que sur une structure préalablement définie, c'est-à-dire dont les éléments structuraux ont fait l'objet d'un prédimensionnement basé sur des règles empiriques (annexe A 6.1), des méthodes simplifiées, voire l'expérience professionnelle en la matière.

#### 13.3.2 Juxtaposition d'éléments structuraux

La *vérification* de la sécurité d'un cadre s'effectue souvent en le considérant comme la *juxtaposition d'éléments structuraux*. Dans les ossatures de bâtiment, les poutres sont soumises principalement à la flexion (en général, les efforts normaux restent toujours faibles) tandis que les poteaux sont sollicités en compression dominante, voire en flexion composée. Les poutres fléchies ont été étudiées au chapitre consacré aux sommiers et solives (chap. 10).

Pour les parties comprimées des cadres contreventés ou non contreventés rigides (voir § 11.2.5), on substitue à l'étude de la stabilité de la structure entière celle des poteaux considérés comme des barres bi-articulées dont les nœuds sont fixes (non déplaçables), soumise à ses extrémités à un effort normal constant  $N$  et aux efforts intérieurs de continuité (moment de flexion  $M$  et effort tranchant  $V$ ) calculés aux nœuds réels de la structure. La longueur de flambage  $h_K$  de la barre dépend des degrés d'encastrement aux nœuds. En plus des efforts d'extrémité, certains poteaux supportent également des forces transversales réparties ou ponctuelles dont il faut tenir compte lors des vérifications (sect. 12.4 et TGC vol. 10, chap. 6)).

Le calcul des cadres non contreventés souples peut être conduit selon la même approche que celui des cadres non contreventés rigides; toutefois l'instabilité de ces cadres se produira selon un mode à nœuds déplaçables.

### 13.4 Longueur de flambage

Comme déjà signalé au paragraphe 11.4.5, l'évaluation des longueurs de flambage des poteaux appartenant à des cadres de bâtiment est menée selon une procédure basée ici encore sur le concept de sous-structure, mais adaptée au caractère multi-étagé de tels cadres. Au besoin, le calcul de la structure entière, basé sur la charge critique élastique, par la méthode des déplacements par exemple, permet de trouver une longueur de flambage pour chaque poteau et ce, avec une meilleure précision que par la méthode approchée de la barre équivalente.

#### 13.4.1 Mode de flambage à nœuds fixes

Dans un cadre dont les nœuds sont considérés comme fixes latéralement, la longueur de flambage des poteaux est toujours inférieure ou égale à la hauteur d'étage  $h$  (fig. 13.2). Si un poteau est assemblé rigidement aux poutres adjacentes (ou à la fondation) et que ces poutres ont une rigidité très grande vis-à-vis de celle du poteau, la longueur de flambage est égale à la demi-longueur du poteau. Si le poteau est théoriquement bi-articulé, la longueur de flambage est égale à  $h$ . En réalité, les assemblages avec les poutres ne constituent que des encastremements partiels; ainsi, la longueur de flambage  $h_K$  des poteaux se situe entre  $0.5 h$  et  $1.0 h$ .

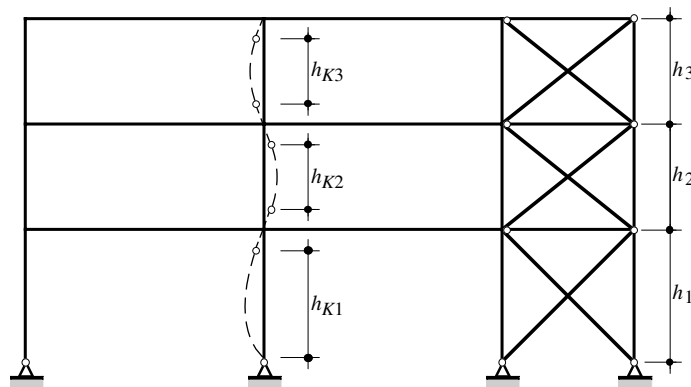
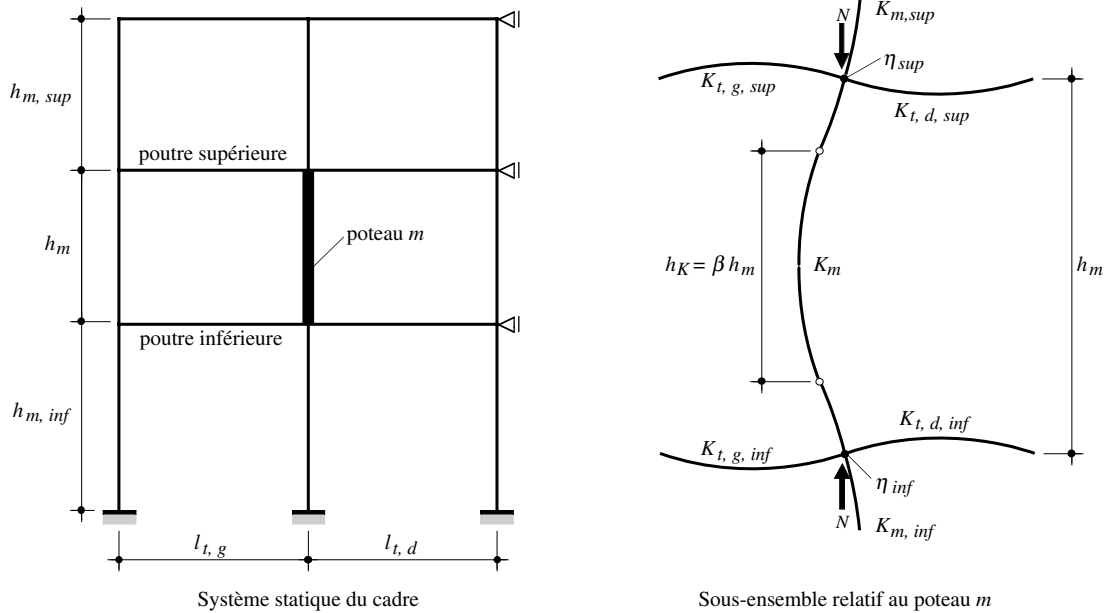


Fig. 13.2 Déformées et longueurs de flambage des poteaux de cadres à nœuds fixes et rigides.

Outre les méthodes dites «exactes» qui tiennent compte des rigidités flexionnelle et torsionnelle de toutes les barres adjacentes au poteau, des méthodes approchées permettent de calculer les longueurs de flambage. Nous avons déjà présenté au paragraphe 11.4.5 une méthode bien adaptée aux cadres de halle, mais qui l'est moins pour les cadres de bâtiment à étages. Une autre méthode approchée est fondée sur le concept de sous-structure (et reposant de ce fait sur un certain nombre d'hypothèses simplificatrices) et est appelée communément *méthode de Wood* [11.8]. Elle se présente sous la forme d'un abaque dans lequel on entre avec les valeurs des rigidités relatives aux extrémités d'un poteau et d'où l'on tire un coefficient de longueur de flambage  $\beta = h_K / h$ .

Considérons le sous-ensemble relatif au poteau  $m$  du cadre tenu latéralement de la figure 13.3. En première approximation, la présence des poteaux prolongeant éventuellement le poteau étudié vers le haut et vers le bas n'est pas prise en considération. Les valeurs des coefficients de rigidité relative  $\eta_{sup}$



**Fig. 13.3** Sous ensemble d'ossature : mode de flambage à nœuds fixes.

et  $\eta_{inf}$  aux extrémités supérieure et inférieure du poteau sont calculés à l'aide de formules analogues à celles des facteurs de distribution de la méthode de Cross :

$$\eta_{sup} = \frac{K_m}{K_m + \sum K_{t,sup}} \quad (13.1)$$

$$\eta_{inf} = \frac{K_m}{K_m + \sum K_{t,inf}} \quad (13.2)$$

avec, en se référant à la figure 13.3 :

$K_m = E I_m / h_m$  : rigidité du poteau considéré, de moment d'inertie  $I_m$  et de longueur  $h_m$

$K_t = E I_t / l_t$  : rigidité d'une poutre de moment d'inertie  $I_t$  et de longueur  $l_t$  (§ 13.4.3)

$\sum K_{t,sup} = K_{t,g,sup} + K_{t,d,sup}$

$\sum K_{t,inf} = K_{t,g,inf} + K_{t,d,inf}$

Indices :

$m$  : poteau (montant)

$t$  : poutre (traverse)

$sup$  : tête du poteau

$inf$  : base du poteau

$d$  : à droite du poteau

$g$  : à gauche du poteau

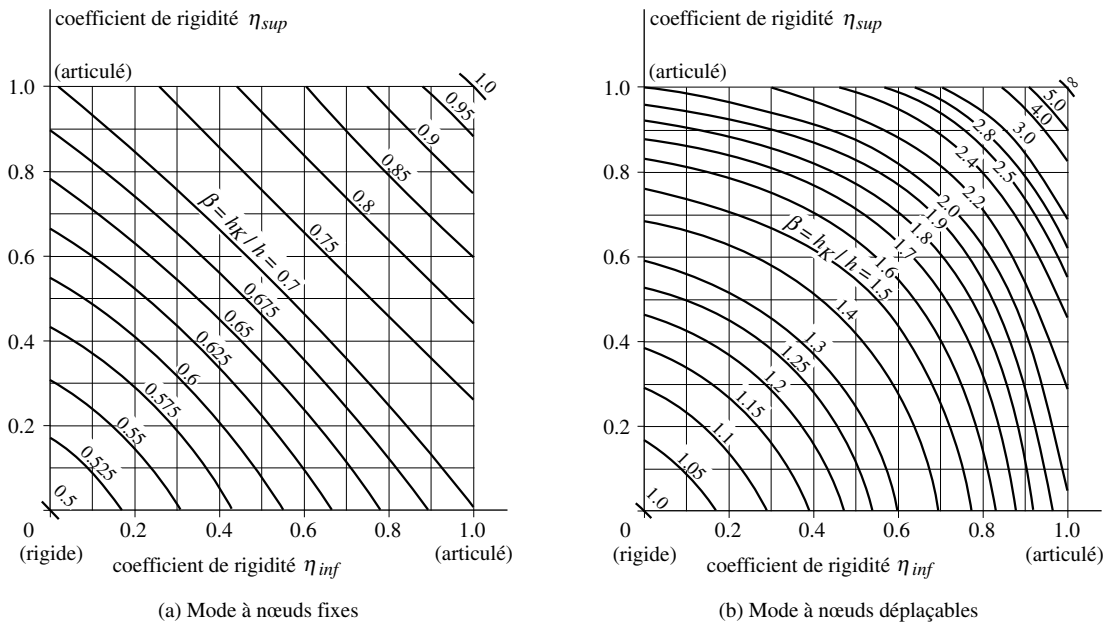
Nous avons admis, pour le modèle ci-dessus (éq. 13.1 et 13.2), que le poteau n'est pas continu et que l'effort normal de compression  $N$  s'applique à ses extrémités. Ce modèle peut être généralisé au cas du poteau continu; pour simplifier, on postule alors que les valeurs du rapport  $N / N_{cr}$  des tronçons successifs du poteau sont identiques. Dans le cas où ce rapport varie, la valeur de la longueur de flambage obtenue à partir de la méthode ci-dessous est celle qui correspond au tronçon de poteau continu ayant le plus grand rapport  $N / N_{cr}$ . Les expressions des coefficients de rigidité relative sont alors modifiées comme suit:

$$\eta_{sup} = \frac{K_m + K_{m,sup}}{K_m + K_{m,sup} + \sum K_{t,sup}} \quad (13.3)$$

$$\eta_{inf} = \frac{K_m + K_{m,inf}}{K_m + K_{m,inf} + \sum K_{t,inf}} \quad (13.4)$$

La longueur de flambage  $h_K$  est tirée de l'abaque de la figure 13.4(a) à l'aide du *coefficient de longueur de flambage*  $\beta$ :

$$h_K = \beta h \quad (13.5)$$



**Fig. 13.4** Coefficient de longueur de flambage  $\beta = h_K/h$  des poteaux d'un sous-ensemble.

Au lieu d'être déterminée à l'aide de l'abaque de la figure 13.4(a), la longueur de flambage peut être calculée avec une bonne précision, en fonction des coefficients de rigidité relative aux extrémités, à l'aide de l'expression empirique suivante:



$$\beta = \frac{h_K}{h} = \frac{1 + 0.145 (\eta_{inf} + \eta_{sup}) - 0.265 \eta_{inf} \eta_{sup}}{2 - 0.364 (\eta_{inf} + \eta_{sup}) - 0.247 \eta_{inf} \eta_{sup}} \quad (13.6)$$

### 13.4.2 Mode de flambage à nœuds déplaçables

Pour un cadre dont les nœuds poutre-poteau peuvent se déplacer latéralement, la longueur de flambage  $h_K$  est toujours supérieure à la hauteur d'étage  $h$  du poteau. Elle peut même tendre vers l'infini si les poutres sont très souples par rapport aux poteaux.

La méthode de Wood introduite au paragraphe précédent peut être adaptée au mode d'instabilité à nœuds déplaçables. Toutefois, compte tenu des hypothèses simplificatrices adoptées, elle ne peut être utilisée que si le cadre est régulier, c'est-à-dire que la hauteur, le moment d'inertie et le rapport  $N / N_{cr}$  des poteaux ne diffèrent pas trop d'un poteau à l'autre.

La longueur de flambage d'un poteau continu est obtenue à partir d'un abaque (fig. 13.4(b)) dans lequel on entre avec les coefficients de rigidité relative aux extrémités du poteau, coefficients dont les expressions sont identiques aux expressions (13.1) à (13.6). Au lieu d'être déterminée à l'aide de l'abaque de la figure 13.4(b), la longueur de flambage peut être calculée avec une bonne précision, en fonction des coefficients de rigidité relative aux extrémités, à l'aide de l'expression empirique suivante :

$$\beta = \frac{h_K}{h} = \sqrt{\frac{1 - 0.2 (\eta_{inf} + \eta_{sup}) - 0.12 \eta_{inf} \eta_{sup}}{1 - 0.8 (\eta_{inf} + \eta_{sup}) + 0.60 \eta_{inf} \eta_{sup}}} \quad (13.7)$$