

CHAPITRE 5

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS CALCUL DES PIECES SOLLICITEES EN FLEXION

1. Introduction

Les poutres sont peut-être les plus fondamentaux de tous les composants structuraux. Une variété de formes de profilés et de types de poutres peut être utilisée selon l'importance du chargement et la portée, comme indiqué dans le Tableau 1 et la figure 1.

| Type de poutre | Plage de portée (m) | Notes |
|---|---------------------|---|
| 0. Cornières | 3 - 6 | utilisées pour les pannes de toiture, les lisses, etc., lorsqu'il s'agit de ne soutenir que des charges légères. |
| 1. Profils formés à froid | 4 - 8 | utilisés pour les pannes de toiture, les lisses, etc., lorsqu'il s'agit de ne soutenir que des charges légères. |
| 2. Profils laminés UB, IPE, UPN, HE | 1 - 30 | type de profil le plus fréquemment utilisé; proportions choisies pour éliminer plusieurs types de ruine possibles. |
| 3. Poutrelles à âme ouverte | 4 - 40 | préfabriquées au moyen de cornières ou de tubes utilisés comme membrures et de barres rondes pour les diagonales d'âme; utilisées en remplacement de profils laminés. |
| 4. Poutres ajourées | 6 - 60 | utilisées pour les longues travées et/ou les charges légères, hauteur d'UB augmentée de 50%, les ouvertures de l'âme peuvent être utilisées pour les équipements, etc. |
| 5. Profilés composés, par ex. IPE + UPN | 5 - 15 | utilisés lorsqu'un profil laminé unique n'offrirait pas une capacité suffisante; souvent disposés de sorte à offrir également une meilleure résistance à la flexion horizontale. |
| 6. Poutres reconstituées soudées (PRS) | 10 - 100 | fabriquées assemblant 3 éléments plats par soudage, parfois automatiquement; hauteur d'âme jusqu'à 3-4m raidissement parfois nécessaire. |
| 7. Poutres à caisson | 15 - 200 | fabriquées à partir d'éléments plats, habituellement raidis; utilisées pour les ponts roulants suspendus en raison de bonnes caractéristiques de rigidité transversale et de torsion. |

Tableau 1: Types de poutre typiques pour diverses applications

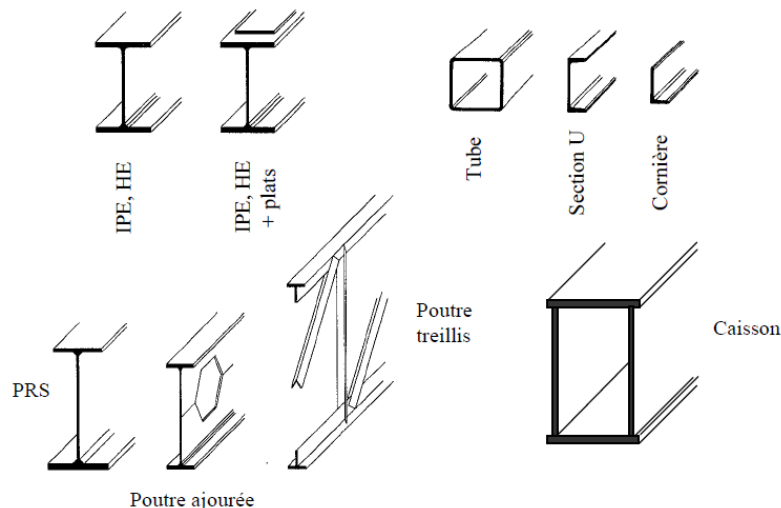
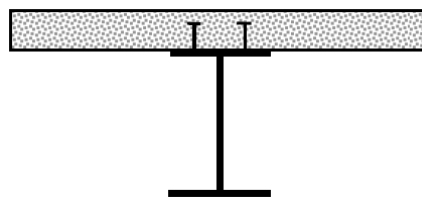


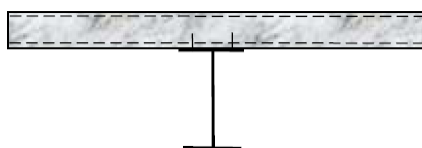
Figure 1: Différents types de poutres métalliques

Les poutres en acier peuvent souvent être dimensionnées simplement sur la base de la résistance aux moments fléchissants (en s'assurant que le moment de résistance de calcul de la section transversale choisie est supérieur au moment maximum appliqué) et de la rigidité, c'est-à-dire en vérifiant que la poutre ne présente pas une flèche susceptible d'affecter les considérations de bon fonctionnement en service. Les poutres empêchées de se déplacer latéralement sont dites "maintenues latéralement", et ne sont pas affectées par le flambement hors du plan (déversement). Les poutres peuvent être considérées comme maintenues latéralement si :

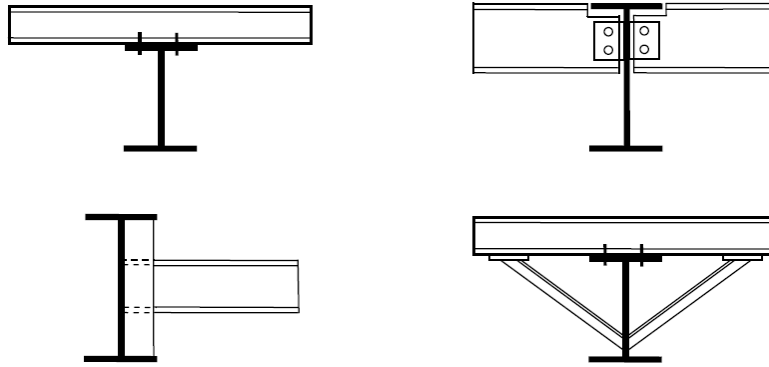
- un maintien latéral total est réalisé, par exemple par une véritable fixation d'un système de plancher sur la semelle supérieure d'une poutre à appuis simples (de nombreux concepteurs considèrent que le frottement généré entre une dalle en béton et la semelle d'une poutre en acier constitue une véritable fixation).



- un maintien approprié contre la torsion de la semelle comprimée est réalisé, par exemple à travers les éléments de couvertures en tôles nervurées.



- il existe des éléments de contreventement latéral suffisamment proches pour que l'élancement selon l'axe faible soit faible.



En outre, les profils fléchis selon leur axe faible ne peuvent présenter une ruine par déversement et il est peu probable que les profils offrant des rigidités latérales et de torsion élevées (par ex. les sections creuse rectangulaires) présentent ce mode de ruine. Les sujets proposés dans la première partie de ce cours, et avant de passer au phénomène du déversement, supposent un maintien latéral approprié des poutres. Dans la pratique, il est de la responsabilité du concepteur de s'assurer que les dispositions constructives sont conformes à cette hypothèse.

2. Résistance en flexion

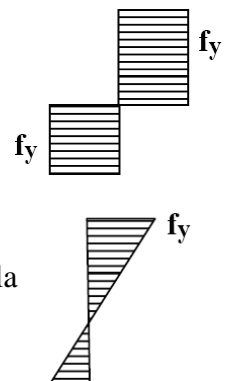
Dans une poutre simple à travée unique, comme illustrée à la figure 2, la ruine survient lorsque la valeur du moment fléchissant (M_{sd}) dépasse le moment de résistance de la section transversale, dont la grandeur dépend de la forme du profil, de la résistance du matériau et de la classification de la section. Dans les cas où l'effort tranchant exercé sur la section transversale peut être considéré comme assez faible pour que l'on puisse négliger son effet sur le moment de résistance de calcul (l'EC3 fixe une valeur d'effort tranchant de 50% de la résistance de calcul plastique au cisaillement), le moment de résistance de calcul ($M_{c,Rd}$) peut alors être pris égal aux valeurs suivantes :

- Pour les sections transversales de classe 1 ou 2, le moment de résistance plastique de calcul de la section brute

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (1)$$

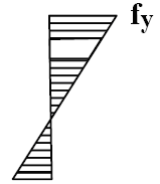
- Pour une section transversale de classe 3, le moment de résistance élastique de calcul de la section brute

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2)$$



- Pour une section transversale de classe 4, le moment de résistance de calcul au voilement local des parois

$$M_{c,Rd} = M_{o,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3)$$



Où :

W_{pl} : représente le module de résistance à la flexion plastique de la section transversale brute,

W_{el} : représente le module de résistance à la flexion élastique correspondant à la fibre la plus sollicitée de la section transversale brute,

W_{eff} : représente le module de résistance à la flexion élastique correspondant à la fibre la plus sollicitée de la section transversale efficace (réduite à cause du voilement local),

f_y : représente la limite élastique de l'acier,

γ_{M0} et γ_{M1} : représentent les coefficients partiels de sécurité pour l'acier.

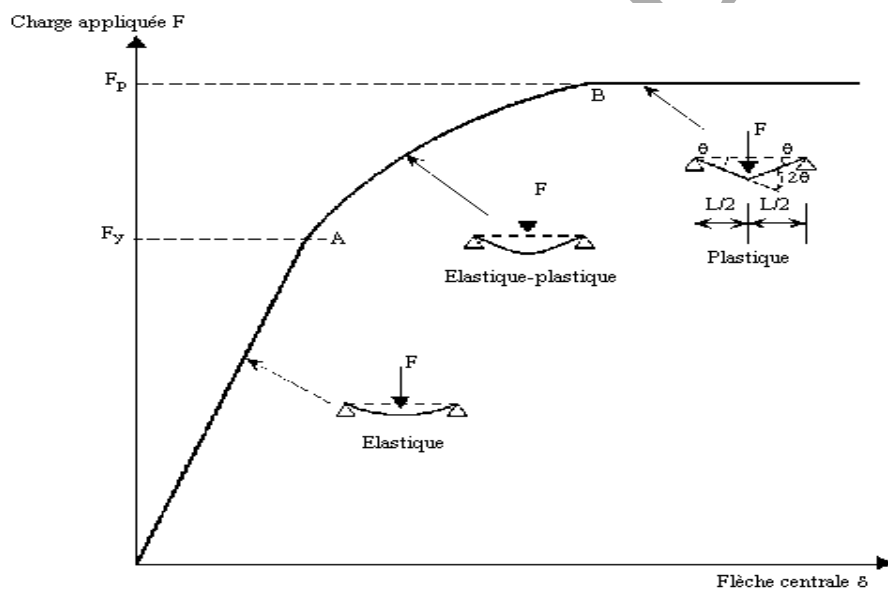


Figure 2: Comportement d'une poutre sur appuis simples

Remarque :

Si des trous de fixation sont situés dans la semelle tendue au niveau de la section transversale critique, il est exigé de vérifier que le rapport de l'aire nette à l'aire brute de la semelle n'est pas si faible qu'il se produirait une rupture de la section nette avant plastification de la section brute. Cette vérification

est la même que celle donnée pour les éléments tendus ductiles $\left(\frac{0,9 f_u \times A_{f,net}}{\gamma_{M2}} \geq \frac{f_y \times A_f}{\gamma_{M0}} \right)$ et elle est

satisfaite par exemple si $A_{f,net}/A_f$ pour la semelle tendue n'est pas inférieur à 0,81 ou 0,88 pour des

épaisseurs de semelle inférieures à 40mm en aciers de nuances S275 et S355 respectivement. Lorsque $A_{f,net}/A_f$ est inférieur à cette limite, on peut prendre pour hypothèse une aire de semelle réduite ($A_{f,réduite}$) satisfaisant la limite, c'est-à-dire une aire de semelle réduite égale à $A_{f,net}$ divisée par la valeur limite. Il convient de considérer les trous de fixation situés dans la zone tendue de l'âme de façon similaire, mais les trous situés dans la zone comprimée (tant de l'âme que de la semelle) peuvent être négligés, sauf s'ils sont surdimensionnés ou oblongs.

Il convient de noter ici que pour les structures continues (hyperstatiques) l'atteinte du moment de résistance au point de moment maximum obtenu par une analyse élastique ne conduit généralement pas à l'effondrement (cf figure 3 pour une poutre continue sur trois appuis). Au lieu de cela, la section transversale se comporte à ce point comme une rotule plastique - à condition qu'elle possède la capacité de rotation requise - et le schéma de répartition élastique originale des moments dans la structure se modifie au fur et à mesure que se forment des rotules plastiques successives. La redistribution des moments permet à la structure de supporter des charges au-delà de celle qui a provoqué la première rotule, jusqu'à ce qu'il se forme enfin un nombre suffisant de rotules pour transformer la structure en mécanisme. Un dimensionnement plastique prend ce comportement en compte. Dans ce cas on exige une section transversale capable de rotation tout en transmettant le moment de résistance plastique, c'est-à-dire qu'une section de classe 1 est nécessaire.

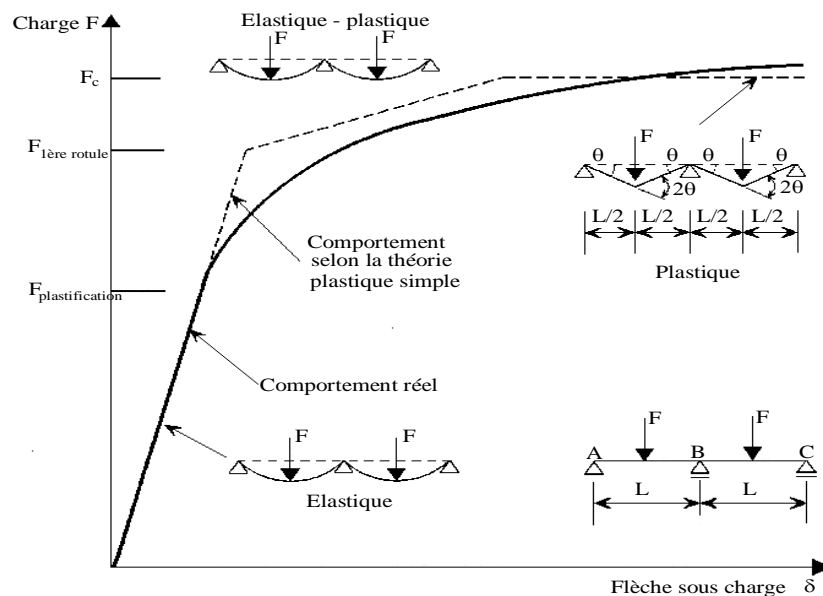


Figure 3: Courbe charge-flèche pour une poutre continue sur trois appuis

3. Résistance au cisaillement

La flexion gouverne le dimensionnement de nombreuses poutres en acier, mais la résistance au cisaillement peut être significative pour les poutres courtes supportant de lourdes charges concentrées. La

figure 4 montre le schéma de contrainte de cisaillement dans un profil en I en supposant un comportement élastique. La presque totalité de l'effort tranchant est transmise par l'âme. Etant donné que la variation de la contrainte de cisaillement dans l'âme est très faible, il est suffisamment précis pour le dimensionnement de supposer une contrainte de cisaillement moyenne sur la totalité de la hauteur de l'âme.

L'acier en cisaillement se plastifie à une contrainte approximativement égale à $\frac{1}{\sqrt{3}}f_y$. Par conséquent, la valeur de calcul de l'effort tranchant (V_{Sd}) au niveau de chaque section transversale est comparée avec la résistance de calcul plastique au cisaillement, $V_{pl.Rd}$, de l'aire de cisaillement (A_v).

$$V_{pl.Rd} = A_v \frac{(f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{MO}} \quad (4)$$

Le tableau 2 montre les aires de cisaillement pour une gamme de types de profils.

L'équation 4 est valable pour les âmes qui sont suffisamment peu élancées pour que le voilement par cisaillement ne soit pas possible. La résistance au voilement par cisaillement doit être vérifiée si l'élancement de l'âme (d/t_w) est supérieur à 69ε; 63,8 ou 56,1 pour les nuances d'acier S275 et S355 respectivement.

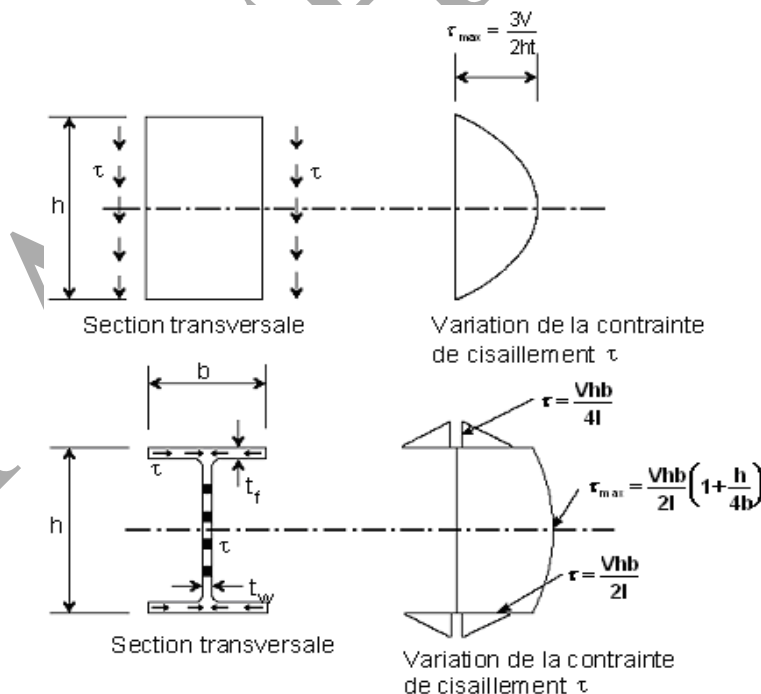


Figure 4: Répartition de l'effort tranchant dans les poutres

| Type de poutre | | Direction de l'effort tranchant | Aire de cisaillement | Forme de la section |
|---|--------------|--|------------------------|---------------------|
| Profils en I et H | Laminés | Effort tranchant parallèle à l'âme | $1,04 h t_w^*$ | |
| | Reconstitués | Effort tranchant parallèle à l'âme | $(h - 2t_f) t_w$ | |
| | | Effort tranchant parallèle aux semelles | $A - (h - 2t_f) t_w^*$ | |
| Profils en U laminés | | Effort tranchant parallèle à l'âme | $1,04 h t_w^*$ | |
| Cornières laminées | | Effort tranchant parallèle à l'aile la plus longue | $h t$ | |
| Profils creux rectangulaires laminés d'épaisseur uniforme | | Effort tranchant parallèle à la hauteur | $Ah/(b + h)^{**}$ | |
| | | Effort tranchant parallèle à la largeur | $Ah/(b + h)^{**}$ | |
| Profils creux circulaires et tubes d'épaisseur uniforme | | | $0,6 A^{**}$ | |
| Plats et barres pleines | | | A^{**} | |
| <p>* Formule approchée. Des valeurs plus précises de A_v pour les profils laminés peuvent être déterminées au moyen des expressions suivantes:</p> <ul style="list-style-type: none">• pour les profils en I et H : $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f$• pour les profils en U: $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f$ <p>Il est pratique de noter que $1,04 / \sqrt{3} = 0,60$ pour un profil en I, H ou U:</p> $V_{pl,Rd} = 0,60 h t_w f_y / \gamma_{M0}$ | | | | |
| ** A représente l'aire de section transversale totale | | | | |

Tableau 2: Aires de cisaillement A_v pour des profils typiques

4. Moment de résistance de calcul en présence d'un effort tranchant élevé

Lorsque l'effort tranchant de calcul (V_{Sd}) est supérieur à 50 % de la résistance de calcul plastique au cisaillement ($V_{pl,Rd}$), le moment de résistance de calcul de la section transversale est minoré pour prendre en compte l'interaction moment-effort tranchant. On suppose que, sous l'effet d'une combinaison de contraintes normales et de cisaillement, l'acier se plastifie conformément à la formule d'interaction suivante

$$\left(\frac{\sigma}{f_y}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_y}\right)^2 = 1 \quad (5)$$

Une section transversale d'une poutre en flexion transmettant aussi un effort tranchant significatif se dimensionne en prenant une résistance réduite de la contrainte normale pour l'aire de cisaillement. La résistance réduite adoptée par l'EC3 dépend du rapport de l'effort tranchant de calcul à la résistance de calcul plastique au cisaillement selon la relation

$$\rho = \left(\frac{2V_{Sd}}{V_{pl,Rd}} - 1\right)^2 \quad (6)$$

Pour une section de poutre en I ou en H fléchie par rapport à son axe de forte inertie, le moment de résistance de calcul plastique réduit ($M_{v,Rd}$) compte tenu de l'effort tranchant est

$$M_{v,Rd} = \left[W_{pl} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w} \right] \frac{f_y}{\gamma_{Mo}} \quad \text{mais} \quad M_{v,Rd} \leq M_{c,Rd} \quad (7)$$

Pour les autres cas, le moment de résistance de calcul plastique réduit est obtenu en prenant une limite d'élasticité réduite $(1-\rho)f_y$ pour l'aire de cisaillement, mais en étant limité à $M_{c,Rd}$.

5. Flexion bi-axiale

Les poutres fléchies selon les deux axes de la section transversale ont un axe neutre plastique incliné par rapport aux axes orthogonaux d'une valeur qui dépend du rapport des moments appliqués et de la forme précise de la section. La forme de l'interaction peut s'exprimer par :

$$\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd}} \right]^\beta \leq \begin{cases} 1 & \text{pour les sections de classe 1 et 2} \\ \gamma_{M0} & \text{pour les sections de classe 3} \\ \gamma_{M1} & \text{pour les sections de classe 4} \end{cases} \quad (8)$$

$\alpha = 2$ et $\beta = 1$ pour les profils en I ou en H

6. Vérifications aux états limites de service

Outre les vérifications de résistance décrites ci-dessus, il est également nécessaire de vérifier le comportement des poutres aux états limites de service. Les flèches et les vibrations des poutres doivent être limitées afin d'éviter les effets néfastes sur l'aspect ou l'utilisation effective de la structure, l'inconfort des occupants, ou la détérioration des finitions et du contenu d'un bâtiment. Il convient que des limites acceptables pour les flèches fassent l'objet d'un accord entre le client, le concepteur et les autorités compétentes. A titre d'indication, le tableau 3 donne des valeurs limites recommandées pour les flèches verticales.

Pour les structures ouvertes au public il est important de s'assurer que l'ampleur des oscillations et des vibrations n'est pas de nature à entraîner l'inconfort des occupants. La vérification de l'adéquation d'un dimensionnement peut se faire au moyen d'une analyse dynamique, mais en de nombreux cas, la limitation des flèches suffit. Par exemple, il convient que les planchers d'habitations et de bureaux aient une fréquence inférieure à au moins 3 cycles/seconde. Cette condition est satisfaite si la flèche totale instantanée (cf. tableau 3) est inférieure à 28mm. Pour les planchers de salles de sports ou de danse, il convient que la fréquence soit inférieure à au moins 5 cycles/seconde - une limite de flèche de 10mm satisfait normalement cette condition.

Les toitures plates (pentes inférieures à 5°) sont exposées à l'accumulation d'eau si la toiture présente une flèche propice à la formation de flaques d'eau. Il est donc nécessaire de vérifier soigneusement les flèches des toitures en incluant la prise en compte des imprécisions de construction, des tassements de fondations, des flèches de couverture, etc.

| <i>Conditions</i> | <i>Limites</i> | |
|---|--|---|
| | δ_{max} (flèche dans l'état final = $\delta_1 + \delta_2 - \delta_0$)* | δ_2 (due aux charges variables plus "fluage") |
| Note : δ_0 = contre-flèche et δ_1 = flèche due aux charges permanentes | | |
| Toitures en général (non accessibles sauf pour l'entretien) | $L/200$ | $L/250$ |
| Toitures supportant fréquemment du personnel autre que pour l'entretien | $L/250$ | $L/300$ |
| Planchers en général | $L/250$ | $L/300$ |
| Planchers et toitures supportant une finition en plâtre ou en autres finitions fragiles ou des cloisons rigides | $L/250$ | $L/350$ |
| Planchers supportant des poteaux (à moins que la flèche ait été incluse dans l'analyse globale pour l'état limite ultime) | $L/400$ | $L/500$ |
| Lorsque δ_{max} peut nuire à l'aspect du bâtiment | $L/250$ | - |

Tableau 3: Valeurs limites recommandées pour les flèches verticales (EC3-Tableau 4.1)