

Construction mixte acier-béton

Calcul des poutres mixtes

par **Jean-Marie ARIBERT**

Professeur des universités

Directeur du Laboratoire de mécanique des structures à l'INSA de Rennes

Conseiller scientifique au CTICM

Rédacteur de l'Eurocode 4 - Partie 1-1

1. Vérification des poutres mixtes de section en T aux états limites ultimes	C 2 561 - 2
1.1 Différents types de vérification	— 2
1.2 Largeur participante de dalle	— 2
1.3 Classification des sections mixtes (vis-à-vis du voilement local)	— 3
1.4 Résistance élastique en flexion des sections mixtes	— 4
1.4.1 Cas d'une section sous moment positif	— 4
1.4.2 Cas d'une section sous moment négatif	— 5
1.4.3 Définition d'un moment de résistance élastique	— 5
1.5 Résistance plastique en flexion des sections mixtes	— 6
1.5.1 Cas d'une section sous moment positif	— 6
1.5.2 Cas d'une section sous moment négatif	— 7
1.6 Résistance à l'effort tranchant et interaction moment fléchissant - effort tranchant	— 8
1.7 Analyse globale des poutres mixtes continues	— 9
1.7.1 Analyse rigide-plastique	— 10
1.7.2 Analyse élastique	— 10
1.8 Résistance des poutres mixtes continues vis-à-vis du déversement	— 11
1.9 Résistance des connecteurs et calcul de la connexion	— 13
1.9.1 Généralités sur les connecteurs	— 13
1.9.2 Résistance de calcul des goujons à tête soudés	— 13
1.9.3 Calcul élastique de la connexion	— 14
1.9.4 Calcul plastique de la connexion - Connexion complète	— 15
1.9.5 Concept de connexion partielle	— 16
1.9.6 Sections intermédiaires de vérification (en calcul plastique de la connexion)	— 17
1.9.7 Armature transversale relative à la connexion	— 18
2. Aspects liés à la fissuration des poutres mixtes aux états limites de service	— 18
2.1 Méthodes de calcul des flèches	— 19
2.2 Contrôle de la fissuration	— 19
Pour en savoir plus	Doc. C 2 564

Cet article aborde dans les détails le calcul de la résistance des sections des poutres mixtes en T, de type plastique ou élastique selon la classe de ces sections, sous moment fléchissant, sous effort tranchant et en présence d'une interaction entre ces deux sollicitations. Il traite ensuite de l'analyse globale des poutres continues en distinguant l'analyse rigide plastique, l'analyse élastique « fissurée » et celle « non fissurée ». La vérification de ces poutres vis-à-vis du risque de déversement est également exposée d'une manière pratique (évitant des calculs complexes). Après avoir précisé les formules de résistance des goujons à tête soudés, en dalle pleine comme en dalle mixte (qui sont les connecteurs les plus utilisés aujourd'hui), le dimensionnement de la connexion

est traité de manière approfondie, en distinguant le calcul élastique et le calcul plastique (lorsqu'il est possible) et, dans ce dernier cas, une connexion complète et une connexion partielle ; le dimensionnement et l'armature transversale qui va de pair avec celui de la connexion est également précisé. Enfin, l'article se termine par des notions sur les vérifications des poutres aux états limites de service, en particulier le calcul des flèches et le contrôle de la fissuration.

1. Vérification des poutres mixtes de section en T aux états limites ultimes

1.1 Différents types de vérification

Sous les combinaisons d'actions aux états limites ultimes, les différents types de vérification qu'il convient d'effectuer pour une poutre mixte de bâtiment au stade final de la construction (en rappelant que des vérifications sont à effectuer également au stade du montage pour la poutre en acier) doivent porter sur les aspects suivants (figure 1) :

a) Résistance des sections de la poutre : en principe, toutes les sections sont *a priori* concernées ; en pratique, la vérification peut se limiter aux sections dites « **critiques** », définies comme celles où le moment fléchissant passe par un maximum (coupure I-I sur la figure, ou section au droit d'une charge concentrée et de valeur élevée pouvant agir en plus d'une charge répartie), celles où l'effort tranchant est maximal (coupure II-II en appui d'extrémité), ou encore celles où la résistance vis-à-vis à la fois du moment fléchissant et de l'effort tranchant (interaction des deux sollicitations) est susceptible d'être atteinte (coupure III-III). La détermination des résistances utiles aux vérifications des sections mixtes est traitée dans les paragraphes 1.4, 1.5 et 1.6. On doit également compter comme sections critiques celles présentant un brusque changement de dimensions ou de propriétés mécaniques (autres que la modification apportée par la fissuration du béton). À titre indicatif, le rapport entre le plus grand et le plus petit moment résistant au passage du changement de section devrait être supérieur à 1,2 (cf. clause 6.1.1 (5) de [1]).

b) Résistance au déversement en zone de moments négatifs, dans le cas d'une poutre continue ou d'une poutre en porte-à-faux, impliquant un déplacement latéral de la semelle inférieure en acier (position déformée VII sur la figure) : cette résistance, de caractère plus global que précédemment, est abordée dans le paragraphe 1.8 (et en bonne logique après avoir donné des indications sur la détermination des moments fléchissants dans les poutres mixtes continues, dans le paragraphe 1.7).

c) Résistance de la connexion au cisaillement longitudinal (coupure IV-IV), c'est-à-dire de l'ensemble des connecteurs répartis à l'interface acier-béton de la poutre. Plus localement, cette vérification implique celle relative à la **résistance au cisaillement longitudinal du béton de la dalle** renforcé, si nécessaire, par des barres d'armature transversale (coupures V-V et VI-VI). Le dimensionnement très spécifique de la connexion et de son armature transversale est traité dans le paragraphe 1.9.

d) Résistance de l'âme au voilement par cisaillement (dans les zones à effort tranchant élevé, à proximité des sections critiques II-II et III-III), et éventuellement **résistance de l'âme à l'enfoncement local** sous une charge concentrée (par exemple, la réaction au droit d'un appui intermédiaire, notamment en l'absence d'un raidisseur transversal). En fait, ces résistances relèvent typiquement des poutres en acier, et ne sont pas traitées dans le présent article (on trouvera toutes spécifications utiles dans l'Eurocode 3 - Partie 1-5, en se reportant aux

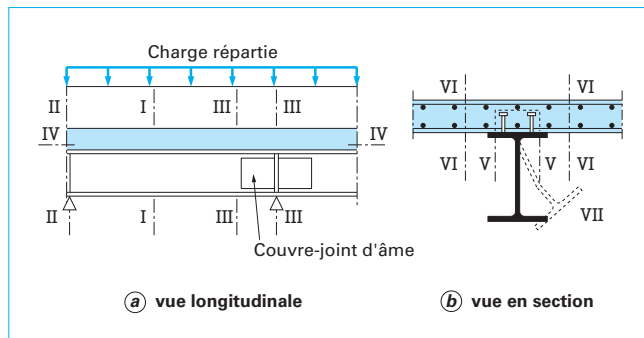


Figure 1 – Zones concernées par les vérifications aux états limites ultimes

clauses 5 et 6 de cette norme [16] concernant respectivement les deux types de résistance évoqués précédemment).

Avant d'entrer dans le détail des calculs de résistance des sections mixtes, il est indispensable d'introduire le concept de largeur efficace de dalle, également appelée « largeur participante de dalle » dans notre pays ; en construction mixte acier-béton, ce concept se distingue en effet de celui semblable utilisé pour les poutres de béton armé en T (cf. 5.3.2.1 en [11]).

1.2 Largeur participante de dalle

Dans un plancher mixte considéré en flexion générale (cf. [C 2 560, § 1.2.1]), le transfert des efforts de la poutre métallique à la dalle, par le biais des efforts de cisaillement longitudinal concentrés au niveau des connecteurs, ne mobilise pleinement la dalle que si l'espacement $2b_i$ entre les poutres métalliques n'est pas trop grand (figure 2). En particulier, cela signifie que les contraintes normales dans la section de dalle, au niveau d'une fibre quelconque (horizontale sur la figure) ne vont pas être distribuées uniformément ; elles seront manifestement plus élevées au droit des poutres métalliques et plus faibles à mi-distance entre ces poutres. On parle parfois d'effet de « **trainage par cisaillement** », en rapport avec le rôle des contraintes de cisaillement permettant une diffusion des contraintes normales de part et d'autre de chaque poutre métallique.

Aussi, afin de pouvoir étudier le plancher comme un ensemble de poutres en T indépendantes (pour les poutres de rive comme pour les solives), il est pratique d'introduire le concept de **largeur participante** b_{eff} de dalle. Cela revient à fixer, pour chaque poutre métallique, la largeur de dalle qui contribue à la flexion générale du plancher, en supposant une distribution uniforme des contraintes normales sur cette largeur au niveau d'une fibre.

La définition de b_{eff} est obligatoirement délicate, en particulier si cette largeur est voulue la même pour le calcul de la rigidité et de la résistance en flexion d'une section de poutre, conformément à l'option simplificatrice prise dans l'Eurocode 4 - Partie 1-1 (cf. clause 6.1.2 de [1]) dans la parfaite continuité avec celle déjà prise dans

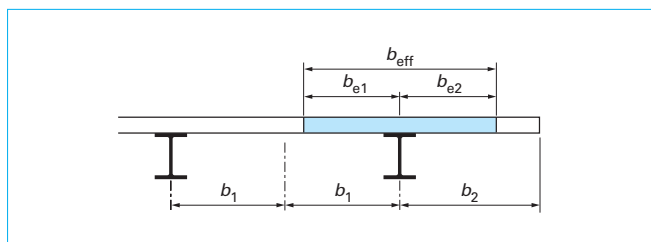
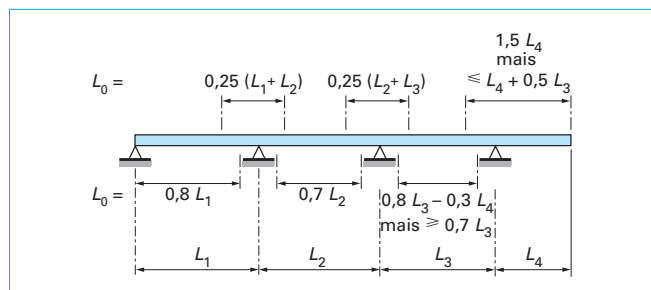


Figure 2 – Largeur participante de dalle pour une poutre de plancher

Figure 3 – Valeurs de L_0 pour une poutre mixte continue

l'ENV/DAN (cf. clause 4.2.2.2 de [2]). On conçoit facilement que b_{eff} dépende du rapport de l'espacement $2b_i$ à la portée L de la poutre, également du signe du moment fléchissant (un moment fléchissant positif comprimant la dalle, au moins sur une certaine épaisseur, alors qu'un moment négatif sollicite le béton en traction et l'amène en général à fissurer). En outre, l'expérience montre que b_{eff} dépend, de manière complexe, du type de chargement appliqué à la poutre, de la nature de ses liaisons (appuis et assemblages), du type de comportement élastique ou plastique et de bien d'autres facteurs (par exemple relatifs au mode de fabrication des poutres).

Dès lors, on comprend pourquoi, dans le domaine du bâtiment, la plupart des codes de dimensionnement se contentent de proposer des formules simples de b_{eff} qui placent assez largement en sécurité. Pour sa part, l'Eurocode 4 - Partie 1-1 (versions ENV et EN) adopte l'expression suivante (figure 2) :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad (1)$$

$$\text{avec : } b_{ei} = \min \left(\frac{L_0}{8}, b_i \right) \quad (2)$$

où L_0 est fonction de la portée de la poutre.

Dans le cas d'une poutre isostatique sur deux appuis simples, la longueur L_0 est prise égale à la portée L de la poutre. Dans le cas d'une poutre continue, L_0 est choisie conformément aux indications données sur la figure 3. On distingue de la sorte une largeur participante de dalle **sous moments de flexion positifs**, basée sur une longueur L_0 égale approximativement à la distance entre sections de moment nul dans une même travée, et une largeur participante **sous moments de flexion négatifs** (au voisinage des appuis intermédiaires ou le long d'un porte-à-faux) ; cette dernière est basée, en revanche, sur une longueur L_0 plus importante que la dimension de la zone des moments négatifs, en raison d'une diffusion plus importante par traînage par cisaillement dans une nappe d'armature tendue que dans du béton comprimé, comme le confirme l'expérience.

Bien que l'Eurocode 4 ne fournisse pas d'autre figure que la figure 3, il est certain que cette dernière n'est pas transposable immédiatement à tous les types de structures mixtes. Par exemple, dans le cas de portiques contreventés avec assemblages semi-rigides des poutres attachées aux poteaux, la distribution des

moments fléchissants dans les poutres, et donc les largeurs participantes, peut être influencée par le comportement des assemblages (cf. clause 5.4.1.2 (8) de [1]). Dans le cas de portiques non contreventés à assemblages rigides, il peut même y avoir un renversement du signe des moments sous des actions latérales de sens opposés (vent, action sismique) ; les valeurs de largeur participante à utiliser en pratique peuvent être alors fœnicièrement différentes de celles mentionnées plus haut (voir [7] et le chapitre 7 de [13] dans le cas du dimensionnement sismique).

1.3 Classification des sections mixtes (vis-à-vis du voilement local)

Le concept de classe de section peut s'appliquer en principe aux divers éléments de barre. En construction mixte, il intéresse essentiellement les poutres, permettant d'évaluer sur la base de critères simples la limitation des capacités de rotation des sections des poutres. Comme en construction métallique (cf. 5.5.2 de [14] et cf. 2.4 de [C 2 550]), on distingue de manière pratique **quatre classes de section** :

- **Classe 1** : la poutre est capable de développer le moment de résistance plastique, noté $M_{pl,Rd}^+$ sous flexion positive et $M_{pl,Rd}^-$ sous flexion négative, avec une capacité de rotation suffisante pour permettre l'utilisation d'une analyse globale plastique, basée sur un mécanisme par rotules plastiques formé au sein de la structure.
- **Classe 2** : la poutre est également capable de développer le moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.
- **Classes 3 et 4** : en raison du phénomène de voilement local intervenant dans une zone comprimée de la poutre métallique (âme ou semelle), les fibres en acier les plus sollicitées en contrainte normale ne peuvent dépasser la limite d'élasticité de calcul $f_{y,d} = f_y/\gamma_a$ lorsque les sections de la poutre mixte sont de classe 3, ou une valeur inférieure à cette limite lorsque les sections sont de classe 4. Autrement dit, les sections de classe 4 sont celles régies par le phénomène de voilement local en comportement élastique, la résistance réduite de ces sections liée aux effets du voilement devant être déterminée en pratique à l'aide du concept de largeur efficace des parois, âme et semelle comprimée (cf. 5.2.2 de [16]). Les poutres de classe 4 sont surtout utilisées dans les ouvrages d'art, rarement en bâtiment, et elles ne seront pas traitées dans le présent article.

Les sections de **classe 3** sont alors traitées à l'aide du **calcul élastique** et celles de **classes 1 et 2** à l'aide du **calcul plastique** (en signalant d'ailleurs que certains reclassements sont possibles, de la classe 3 à la classe 2, qui seront évoqués plus loin).

Dans l'Eurocode 4, les limitations fixées aux élancements c/t d'une semelle comprimée et d/t de l'âme d'une poutre en acier sont rigoureusement identiques à celles de l'Eurocode 3, et ceci pour les quatre classes, la classe adoptée pour une section étant la plus défavorable des deux éléments, semelle et âme. **Ces limitations sont indiquées aux tableaux 13, 14, 15, 16 et 17 de l'article [C 2 550].**

Toutefois, la présence d'un **enrobage partiel de béton** entre les semelles en acier a un effet favorable, permettant de (cf. 5.5.3 de [1]) :

- relever les limites c/t de la semelle, de 10ϵ à 14ϵ en classe 2 et de 14ϵ à 20ϵ en classe 3 (où pour mémoire $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$ traduit l'influence de la nuance de l'acier) ;
- reclasser en classe 2, avec la même section, une âme de classe 3 enrobée d'un béton armé correctement connecté au profilé en acier.

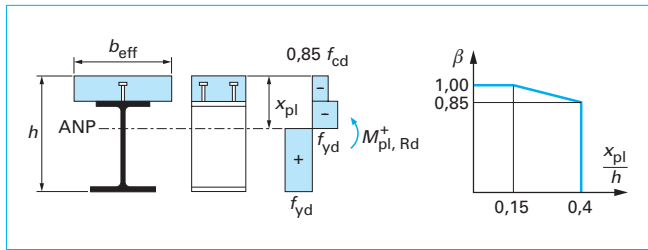


Figure 4 – Facteur de réduction β du moment de résistance plastique

Par ailleurs, lorsque la section est sollicitée sous un **moment de flexion positif**, la présence de la dalle joue sur la classification de la manière suivante :

- Toute semelle comprimée en acier, si elle est attachée à la dalle de béton par des connecteurs avec un espacement suffisamment rapproché dans la direction longitudinale de la poutre (c'est-à-dire, pour fixer les idées, inférieur à $22 t_f \varepsilon$ pour une dalle pleine et à $15 t_f \varepsilon$ pour une dalle mixte avec nervures perpendiculaires à la poutre, t_f étant l'épaisseur de la semelle), peut être considérée d'emblée comme relevant de la classe 1.

- Lorsque l'axe neutre plastique se situe dans la dalle ou dans la semelle, supposée de classe 1, attachée à cette dalle, la section mixte peut être considérée de classe 1 puisque l'âme est totalement tendue, même si cette âme présente un grand élancement ; toutefois, si l'axe neutre coupe l'âme et/ou se trouve relativement éloigné de la face supérieure de la dalle, la section mixte peut relever de la classe 2 en raison du risque accru d'écrasement du béton de la dalle en compression venant limiter la capacité de rotation de la section.

Dés études paramétriques ont montré que le risque ne se posait vraisemblablement qu'avec les nuances d'acier S420 ou S460 pour la poutre métallique et qu'avec une distance x_{pl} entre l'axe neutre plastique ANP et la face supérieure de la dalle supérieure à 15 % de la hauteur totale h de la section mixte ; dans ce cas, il convenait même de réduire le moment de résistance plastique à la valeur $\beta M^+_{pl, Rd}$ où le coefficient β est donné à la figure 4 (au-delà de $x_{pl}/h = 0,40$, la détermination du moment résistant de la section par le calcul plastique n'est plus valable ; on a toujours la possibilité de revenir à un calcul élastique ; cf. 6.2.1.2(2) de [1]).

1.4 Résistance élastique en flexion des sections mixtes

Les développements donnés dans ce paragraphe concernent essentiellement les sections de **classe 3** où le calcul élastique est obligatoire (ils pourraient être utiles également à la classe 4, sous réserve d'introduire un concept de largeur efficace d'âme et/ou de semelle comprimée, comme déjà dit plus haut). Ces calculs peuvent être également appliqués aux sections de classe 1 ou 2 si on ne cherche pas à tirer profit de la réserve de résistance apportée par l'adaptation plastique en section mixte (qui peut être importante).

L'étude en flexion élastique est basée sur les **hypothèses suivantes** :

- L'hypothèse de Bernoulli est valable pour la section mixte dans son ensemble ; autrement dit, toute section droite de poutre est supposée demeurer plane après déformation, ce qui implique que le glissement puisse être négligé à l'interface acier-béton (il en est ainsi lorsque la connexion est normalement dimensionnée, avec un nombre et une position des connecteurs appropriés permettant un transfert régulier de l'effort de cisaillement longitudinal distribué à l'interface acier-béton de la poutre). Il résulte également de cette hypothèse que la déformation linéique de l'armature

(admise avec une bonne adhérence au béton), aussi bien en traction qu'en compression, est la même que la déformation linéique moyenne du béton qui entoure l'armature.

- La **résistance en traction du béton est négligée**.
- Les **matériaux acier et béton ont un comportement élastique linéaire**, caractérisé par le module d'élasticité E_a pour l'acier et par le coefficient d'équivalence n , défini par les relations (4) ou (5) de [C 2 560] pour le béton. De la sorte, la section mixte peut être transformée en une section équivalente et homogène en acier, l'aire de béton comprimé A_c étant remplacée par une aire équivalente d'acier A_c/n , de même centre de gravité.

On se place dans la situation, fréquente en bâtiment, où la dalle est de **type mixte**, avec les ondes de la tôle profilée perpendiculaires à l'axe de la poutre en acier. La hauteur maximale possible de béton comprimé sous flexion positive est alors l'épaisseur h_c de la dalle au-dessus des sommets d'ondes, la hauteur des ondes étant par ailleurs définie par h_p . Les formules données ci-après restent valables dans le cas d'une dalle pleine, en faisant $h_p = 0$. Pour simplifier la présentation, on suppose également que **le profilé en acier est doublement symétrique** ; le principe des calculs resterait le même avec d'autres situations, par exemple : profilé en acier à semelles inégales, dalle pleine avec renformis ou dalle mixte avec onde parallèle à l'axe de la poutre en acier.

1.4.1 Cas d'une section sous moment positif

On néglige en général la contribution de l'armature en compression dans la dalle, et on distingue deux cas, selon la position de l'axe neutre élastique dans la section :

a) **L'axe neutre se situe en dehors de la dalle** (figure 5) : la **position de l'axe neutre**, caractérisée par la distance z entre cet axe et la face supérieure de la dalle, est donnée par l'égalité des moments statiques :

$$A_h z = A_a \left(\frac{h_a}{2} + h_p + h_c \right) + \frac{b_{eff}^+ h_c^2}{2n} \quad (3)$$

avec A_a aire de la section de la poutre en acier,

A_h aire de la section mixte homogénéisée :

$$A_h = A_a + \frac{b_{eff}^+ h_c}{n} \quad (4)$$

Désignant par z_a la distance entre le centre de gravité de la section de la poutre en acier et la face supérieure de la dalle, soit :

$$z_a = \frac{h_a}{2} + h_p + h_c \quad (5)$$

l'hypothèse faite au départ sur la position de l'axe neutre est réalisée lorsque $z > h_c$, c'est-à-dire avec (3) et (4) lorsque :

$$A_a(z_a - h_c) > \frac{b_{eff}^+ h_c^2}{2n} \quad (6)$$

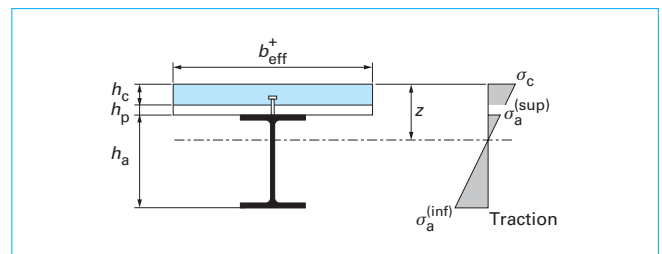


Figure 5 – Distribution élastique des contraintes avec axe neutre dans le profilé en acier (flexion positive)

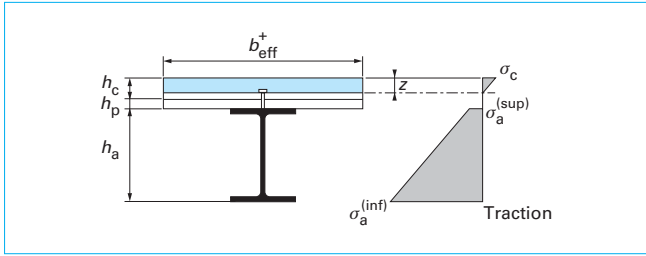


Figure 6 – Distribution élastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive)

Le **moment d'inertie géométrique** de la section mixte homogénéisée par rapport à l'axe neutre est donné par l'expression :

$$I_h = I_a + A_a(z_a - z)^2 + \frac{b_{eff}^+ h_c}{n} \left[\frac{h_c^2}{12} + \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right] \quad (7)$$

avec \$I_a\$ moment d'inertie géométrique de la section en acier (par rapport à son axe central d'inertie).

b) L'axe neutre coupe la dalle (au-dessus des sommets d'onde ; figure 6) : il en est ainsi lorsque la condition (6) n'est pas satisfaite (\$z < h_c\$). La **distance** \$z\$ de l'axe neutre à la face supérieure de la dalle est maintenant donnée par l'équation des moments statiques :

$$A_h z = A_a z_a + \frac{b_{eff}^+ z^2}{2n} \quad (8)$$

$$\text{avec} \quad A_h = A_a + \frac{b_{eff}^+ z}{n} \quad (9)$$

Soit l'équation du 2^e degré en \$z\$:

$$b_{eff}^+ \frac{z^2}{2} - n A_a (z_a - z) = 0$$

dont la solution à retenir est :

$$z = \frac{n A_a}{b_{eff}^+} \left(\sqrt{\frac{2 b_{eff}^+ z_a}{n A_a} + 1} - 1 \right) \quad (10)$$

Avec la valeur \$z\$ ainsi trouvée, le **moment d'inertie géométrique** de la section mixte homogénéisée a maintenant l'expression :

$$I_h = I_a + A_a(z_a - z)^2 + \frac{b_{eff}^+ z^3}{3n} \quad (11)$$

À ce stade, utilisant les valeurs appropriées de \$I_h\$ et de \$z\$ (selon la position de l'axe neutre élastique), les **contraintes normales de flexion** dues à un moment sollicitant de calcul \$M_{Ed}\$ s'obtiennent sans difficulté ; par exemple :

— la contrainte de compression en face supérieure de la dalle :

$$\sigma_c = - \frac{M_{Ed} z}{n I_h}$$

— la contrainte, de traction ou de compression, dans la semelle supérieure de la poutre en acier :

$$\sigma_a^{(sup)} = \frac{M_{Ed} (h_c + h_p - z)}{I_h}$$

— et la contrainte de traction dans la semelle inférieure de la poutre en acier :

$$\sigma_a^{(inf)} = \frac{M_{Ed} (h_c + h_p + h_a - z)}{I_h}$$

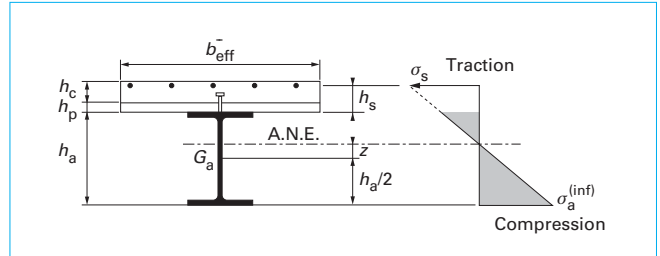


Figure 7 – Distribution élastique des contraintes sous flexion négative

1.4.2 Cas d'une section sous moment négatif

Une section mixte sous moment de flexion négatif résiste au niveau du profilé en acier et des barres d'armature comprises à l'intérieur de la largeur participante \$b_{eff}^-\$ de dalle (figure 7). On désigne par \$A_s\$ l'aire totale des armatures participantes et par \$h_s\$ la cote de la nappe d'armatures par rapport à la face supérieure de la semelle du profilé (dans le cas d'une double nappe d'armatures, on peut adopter pour \$h_s\$ la cote du centre de gravité des nappes).

L'aire de la section mixte homogénéisée est simplement :

$$A_h = A_a + A_s \quad (12)$$

et la distance \$z\$ de l'axe neutre élastique A.N.E. au centre de gravité \$G_a\$ de la section du profilé en acier est donnée par la relation :

$$z (A_a + A_s) = \left(\frac{h_a}{2} + h_s \right) A_s \quad (13)$$

Le **moment d'inertie homogénéisé** est donné par l'expression :

$$I_h = I_a + A_a z^2 + A_s \left(\frac{h_a}{2} + h_s - z \right)^2 \quad (14)$$

Sous le moment de flexion négative \$M_{Ed}\$, on a les **contraintes normales** suivantes en section :

— la contrainte de traction dans l'armature :

$$\sigma_s = \frac{M_{Ed} (h_a/2 + h_s - z)}{I_h}$$

— la contrainte de compression dans la semelle inférieure du profilé :

$$\sigma_a^{(inf)} = - \frac{M_{Ed} (h_a/2 + z)}{I_h}$$

1.4.3 Définition d'un moment de résistance élastique

Le plus souvent, le calcul des contraintes \$\sigma_a\$, \$\sigma_c\$ et \$\sigma_s\$ (telles qu'exprimées précédemment aux paragraphes 1.4.1 et 1.4.2) est suffisant pour effectuer le dimensionnement élastique d'une section mixte. Toutefois, il sera pratique, par la suite, de pouvoir disposer d'une notion de **moment de résistance élastique** \$M_{el,Rd}\$, aussi bien sous flexion positive que négative, même si cette notion de moment résistant ne peut avoir qu'un caractère relativement conventionnel (par opposition au moment de résistance plastique traité dans le paragraphe 1.5). En effet, la définition de cette notion va dépendre de la combinaison d'actions particulière envisagée lors du dimensionnement, également du fait que la poutre ait été étayée ou non en phase de construction.

Lorsque la **poutre a été étayée**, $M_{el,Rd}$ est défini simplement comme égal au moment de flexion sollicitant M_{Ed} , supposé croissant, pour lequel est atteinte l'une des contraintes limites suivantes :

- $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$ dans le béton comprimé ;
- $f_{yd} = f_y/\gamma_a$ dans l'acier du profilé, en traction ou en compression ;
- $f_{sd} = f_{sk}/\gamma_s$ dans l'armature tendue ou comprimée (selon le signe du moment).

Lorsque la **poutre n'a pas été étayée**, les contraintes dues aux actions appliquées au profilé métallique seul en phase de construction doivent être ajoutées à celles dues aux actions ultérieurement appliquées à la poutre fonctionnant en élément mixte. Pour une section particulière de la poutre et pour une combinaison donnée d'actions en phase mixte (en plus des actions en phase de construction), il est logique d'adopter comme définition du moment de résistance élastique la suivante (cf. 6.2.1.4(6) de [1]) :

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed} \quad (15)$$

- avec $M_{a,Ed}$ moment de flexion de calcul, repris par le profilé métallique seul (en phase de construction),
- $M_{c,Ed}$ moment de flexion de calcul, repris par la section mixte,
- k plus faible facteur pour lequel la contrainte totale de flexion atteint l'une des contraintes limites précédentes, à savoir f_{cd} , f_{yd} ou f_{sd} .

1.5 Résistance plastique en flexion des sections mixtes

Pour mémoire, ce type de calcul est limité au cas des sections de **classe 1 ou 2**. Pour le calcul du moment de résistance plastique, désigné par $M_{pl,Rd}^+$ sous flexion positive et $M_{pl,Rd}^-$ sous flexion négative, on adopte les **hypothèses suivantes** :

- La connexion de la travée (où se situe la section étudiée) est dimensionnée de manière à ce que le profilé métallique, ou la dalle de béton, ou encore l'armature, puisse atteindre sa résistance plastique maximale, selon le cas. On dit alors qu'il y a « **interaction complète** » entre deux des composants précédents de la poutre (pour précision, le cas d'interaction incomplète amenant à un moment plastique réduit est examiné plus loin, dans le paragraphe 1.9.5, avec la notion de connexion partielle).

- La **résistance en traction du béton est négligée**.

- **Toutes les fibres de la poutre en acier, y compris celles situées au voisinage immédiat de l'axe neutre plastique, sont plastifiées en traction ou en compression** ; les contraintes exercées sur ces fibres sont donc égales à $\pm f_{yd} = \pm f_y/\gamma_a$.

- La **distribution des contraintes normales dans le béton comprimé est uniforme** et égale à $0,85 f_{cd} = 0,85 f_{ck}/\gamma_c$. Le coefficient 0,85 ne doit pas être interprété ici comme un facteur de réduction de la résistance du béton en compression par suite d'effets à long terme (autrement dit, il ne s'apparente pas au facteur α_{cc} de la clause 3.1.6 (1) P de l'Eurocode 2 [11]). C'est en fait un facteur de calibrage qui s'est avéré, à l'usage, le plus approprié pour le calcul plastique de la résistance en flexion des sections mixtes, permettant l'utilisation d'emblée d'une distribution uniforme des contraintes du béton comprimé.

- **Les barres d'armature de la dalle, lorsqu'elles sont sollicitées en traction, sont plastifiées** à la valeur de la contrainte de calcul $f_{sd} = f_{sk}/\gamma_s$. Comme cela a déjà été souligné dans le § 3.2 de [C 2 560], le calcul plastique en section impose à ces barres d'avoir une ductilité suffisante, c'est-à-dire d'appartenir à la classe B ou C de ductilité. Mais, en raison de l'effet de rigidité apporté par le béton tendu entre fissures, qui tend à concentrer les déformations plastiques des barres d'armature au droit de ces fissures, on doit s'assurer également que la section d'armature A_s est suffisante pour

éviter une rupture ; plus précisément, on doit avoir (cf. 5.5.1(5) de [1]) :

$$A_s \geq \rho_s b_{eff} h_c \quad (16)$$

avec :

$$\rho_s = \delta \frac{f_y}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c} \quad (17)$$

Dans cette relation (17) :

f_{ctm} est la résistance moyenne en traction du béton (cf. [C 2 560, tableau 1]) ;

δ est un facteur égal à 1,0 si la section mixte est en classe 2, et égal à 1,1 si la section est en classe 1 ;

k_c est un coefficient tenant compte de la distribution des contraintes dans la dalle avant fissuration, donné par :

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c/(2z_0)} + 0,3 \leq 1,0 \quad (18)$$

où z_0 est la distance, entre les centres de gravité de la dalle supposée non fissurée et de la section mixte également supposée non fissurée (et homogénéisée ici avec le coefficient d'équivalence η_0 ; cf. [C 2 560, relation (3)]) ; le coefficient 0,3, mis en évidence dans (18), tient compte des effets du retrait.

• Enfin, comme pour le calcul élastique § 1.4, la **contribution de l'armature peut être négligée lorsque la dalle est comprimée**. En présence d'une dalle mixte, la tôle profilée comprimée doit être négligée.

Les hypothèses qui précèdent (la première mise à part) conduisent à une configuration par « blocs rectangulaires » des distributions de contraintes normales en section, comme cela est détaillé ci-après en distinguant encore les cas sous flexion positive et ceux sous flexion négative.

1.5.1 Cas d'une section sous moment positif

Trois cas de la position de l'axe neutre plastique sont à envisager, conduisant à des expressions différentes de $M_{pl,Rd}^+$.

a) L'axe neutre est situé dans la dalle (figure 8) :

Le cas considéré se produit lorsque :

$$F_c > F_a \quad (19)$$

où F_a et F_c désignent les résistances plastiques respectivement du profilé en traction et de la dalle en compression :

$$F_a = A_a f_{yd} \quad (20)$$

$$F_c = b_{eff}^+ h_c (0,85 f_{cd}) \quad (21)$$

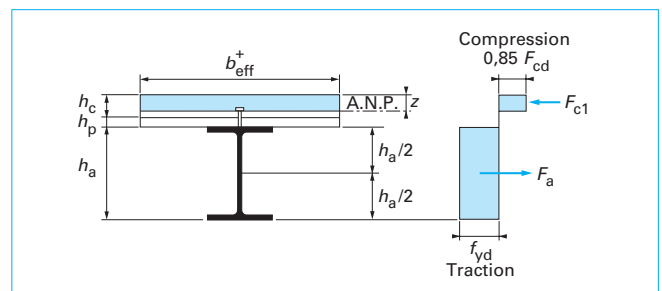


Figure 8 – Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la dalle (flexion positive)

La cote z de l'axe neutre plastique par rapport à la face supérieure de la dalle est donnée par :

$$z = F_a / (b_{\text{eff}}^+ \times 0,85 f_{cd}) \leq h_c \quad (22)$$

En considérant le bras de levier entre F_a et la résultante F_{c1} du béton comprimé, le moment de résistance plastique est donné par :

$$M_{\text{pl,Rd}}^+ = F_a (h_a/2 + h_p + h_c - z/2) \quad (23)$$

b) L'axe neutre est situé dans la semelle supérieure en acier (figure 9) :

Ce cas se produit lorsque $F_c < F_a$, cette condition amenant la cote z de l'axe neutre plastique à être supérieure à l'épaisseur totale de dalle ($h_c + h_p$) ; mais, pour que l'axe neutre se situe bien dans la semelle supérieure en acier (d'épaisseur t_f et de largeur b_f), il convient de satisfaire également la condition suivante :

$$F_a - F_c \leq 2 b_f t_f f_{yd} \quad (24)$$

La cote z se détermine sans difficulté en utilisant l'artifice qui consiste à porter la contrainte dans la partie de semelle comprimée à la valeur $2 f_{yd}$ de manière à retrouver F_a comme résultante des contraintes de traction dans le profilé, au centre de gravité de celui-ci. On déduit donc z de la condition d'équilibre :

$$F_a = F_c + 2 b_f (z - h_p - h_c) f_{yd} \quad (25)$$

Calculant le **moment résistant** au niveau de la résultante F_c du béton comprimé, on obtient :

$$M_{\text{pl,Rd}}^+ = F_a (h_a/2 + h_p + h_c/2) - (F_a - F_c)(z + h_p)/2 \quad (26)$$

c) L'axe neutre est situé dans l'âme (figure 10) :

Il est clair que, lorsque les conditions (19) et (24) ne sont pas satisfaites, c'est-à-dire lorsque :

$$F_c < F_a \text{ et } F_a - F_c > 2 b_f t_f f_{yd} \quad (27)$$

l'axe neutre plastique se situe nécessairement dans l'âme.

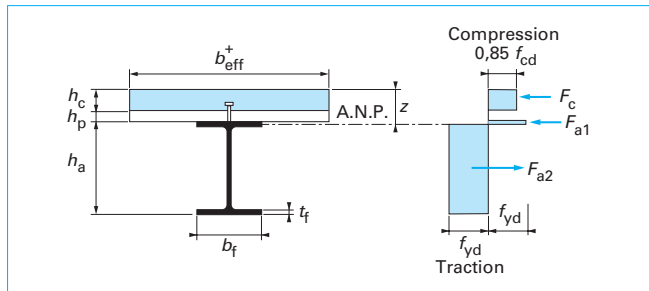


Figure 9 – Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la semelle supérieure (flexion positive)

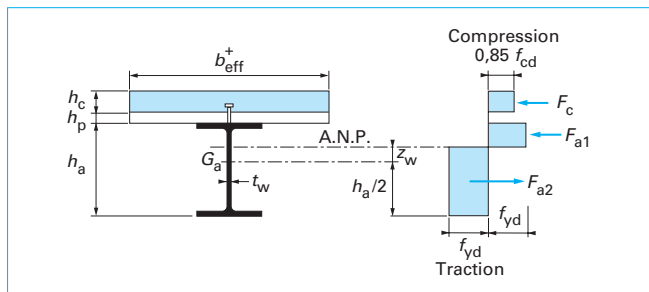


Figure 10 – Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans l'âme (flexion positive)

En vue de simplifier les expressions des calculs, l'axe neutre est supposé se situer ici en dehors du congé âme-semelle si l'on est en présence d'un profilé laminé.

Soit z_w la hauteur d'âme en traction située au-dessus du centre de gravité G_a du profilé ; cette hauteur se détermine facilement en portant à $2 f_{yd}$ la contrainte de traction s'exerçant sur cette hauteur z_w de manière à retrouver une distribution uniforme de contraintes de compression f_{yd} sur toute la demi-hauteur supérieure $h_a/2$ du profilé. Soit :

$$z_w = F_c / (2 t_w f_{yd}) \quad (28)$$

On calcule alors le **moment résistant** au centre de gravité du profilé :

$$M_{\text{pl,Rd}}^+ = M_{\text{apl,Rd}} + F_c (h_a/2 + h_p + h_c/2) - F_c z_w/2$$

ou encore :

$$M_{\text{pl,Rd}}^+ = M_{\text{apl,Rd}} + F_c (h_a/2 + h_p + h_c/2) - F_c^2 / (4 t_w f_{yd}) \quad (29)$$

Un intérêt de l'expression (29) est d'introduire le moment de résistance plastique $M_{\text{apl,Rd}}$ du profilé en acier dont la valeur, lorsque celui-ci est un profilé laminé, peut être tirée directement de tableaux de produits sidérurgiques.

1.5.2 Cas d'une section sous moment négatif

En pratique, deux cas sont envisagés selon que l'axe neutre plastique se trouve dans la semelle supérieure en acier ou dans l'âme.

a) L'axe neutre est situé dans la semelle supérieure en acier (figure 11) :

F_s désignant la résistance plastique des barres d'armature :

$$F_s = A_s f_{sd} \quad (30)$$

le cas considéré ici se produit lorsque :

$$F_a > F_s \text{ et } F_a - F_s \leq 2 b_f t_f f_{yd} \quad (31)$$

En raisonnant à la manière du cas **b)** du paragraphe 1.5.1 qui concernait z , l'épaisseur z_f de semelle en traction est donnée par la condition d'équilibre :

$$F_a = F_s + 2 b_f z_f f_{yd} \quad (32)$$

Le **moment plastique résistant**, calculé par exemple au niveau de la nappe d'armature, est donné alors par :

$$M_{\text{pl,Rd}}^- = F_a (h_a/2 + h_s) - (F_a - F_s) (z_f/2 + h_s) \quad (33)$$

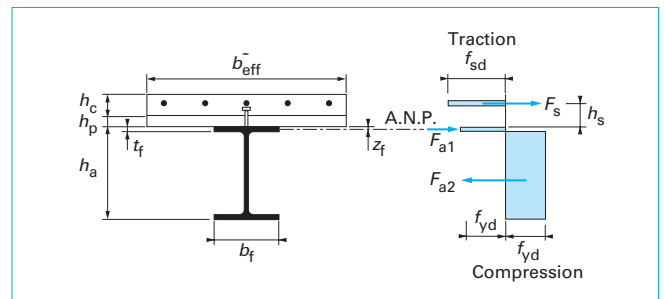


Figure 11 – Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans la semelle supérieure (flexion négative)

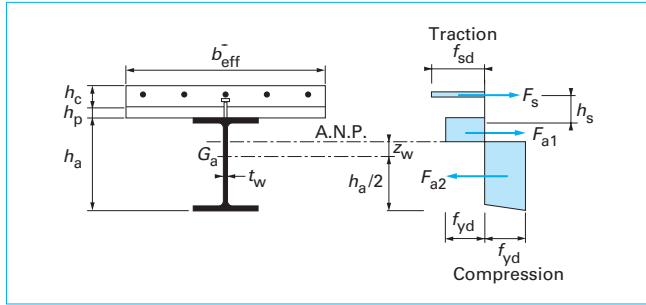


Figure 12 – Distribution plastique des contraintes avec axe neutre dans l'âme (flexion négative)

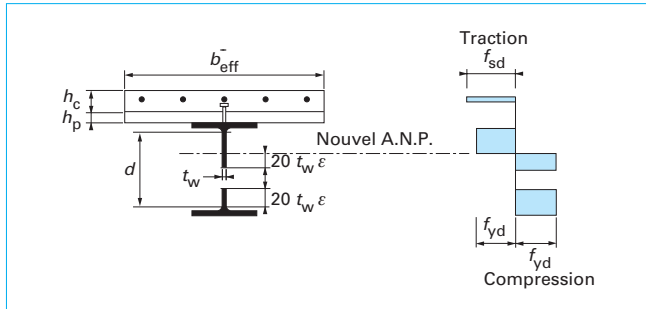


Figure 13 – Utilisation d'une âme efficace de classe 2 (flexion négative)

b) L'axe neutre est situé dans l'âme (figure 12) :

Ce cas se produit évidemment lorsque :

$$F_a > F_s \text{ et } F_a - F_s > 2 b_f t_f f_{yd} \quad (34)$$

En raisonnant à la manière du cas **c)** du paragraphe 1.5.1, la hauteur d'âme en compression z_w située au-dessus du centre de gravité du profilé est donnée par :

$$z_w = F_s / (2 t_w f_{yd}) \quad (35)$$

Le moment plastique résistant, pris au centre de gravité G_a du profilé, a pour expression :

$$M_{pl,Rd}^- = M_{apl,Rd} + F_s (h_a/2 + h_s) - F_s^2 / (4 t_w f_{yd}) \quad (36)$$

Commentaire au sujet des expressions (33) et (36) :

On ne doit pas perdre de vue que les expressions de $M_{pl,Rd}^-$ données en (33) et (36) ne sont valables que si la hauteur d'âme comprimée, à savoir d dans le premier cas et $(d/2 + z_w)$ dans le second, où d désigne la hauteur de l'âme sur sa partie droite, garantit à l'âme d'être au moins en classe 2 (cf. § 1.3). Dans l'éventualité où l'âme se situerait en classe 3 en présence d'une semelle comprimée de classe 1 ou 2, il faut savoir que l'Eurocode 4 - Partie 1-1 autorise de déterminer le moment résistant en section encore par un calcul plastique, sous réserve de négliger une partie d'âme comprimée rendue inefficace à cause du voilement (cf. 5.5.2 (3) de [1]). Cette possibilité est illustrée sur la figure 13 où la hauteur de l'âme résistant à la compression est limitée à $20 t_w \varepsilon$ pour la partie adjacente à la semelle comprimée, et également à $20 t_w \varepsilon$ pour la partie adjacente à l'axe neutre plastique dont il convient de calculer la nouvelle position (assez souvent, le nouvel axe neutre se trouve dans la semelle supérieure ou à proximité de celle-ci). Ce reclassement en classe 2 équivalente trouve tout son intérêt dans les poutres mixtes de bâtiment où la hauteur d'âme comprimée est

très sensible au pourcentage d'armature utilisé dans la dalle. D'un point de vue plus fondamental, ce reclassement permet également de réduire la discontinuité due à la différence des méthodes de calcul entre les classes 2 et 3.

1.6 Résistance à l'effort tranchant et interaction moment fléchissant - effort tranchant

Dans la configuration d'une poutre métallique en I ou H connectée par son aile supérieure à une dalle, il est certain qu'une partie de l'effort tranchant exercé dans une section est repris par la dalle. Mais, d'une part, l'expérience montre que la contribution de la dalle à cette reprise d'effort reste modeste (il en va différemment avec le cas de poutres à âmes ajourées) ; d'autre part, il n'existe pas de modèle mécanique simple pour exprimer cette contribution, en notant qu'elle peut être fonction de certaines dispositions des connecteurs et de la fissuration du béton de la dalle (par exemple au passage d'un appui intermédiaire dans une poutre continue).

C'est pourquoi, en pratique, on admet que l'effort tranchant n'est repris que par l'âme en acier, comme si la section n'était pas mixte pour ce type de sollicitation. La condition à satisfaire par l'effort tranchant de calcul V_{Ed} dans une section qui serait sollicitée essentiellement par ce type d'effort (par exemple, à l'extrémité d'une poutre ; cf. section II-II à la figure 1), est donc :

$$V_{Ed} \leq V_{pl,Rd} \quad (37)$$

où $V_{pl,Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance plastique au cisaillement donnée par :

$$V_{pl,Rd} = A_v f_{yd} / \sqrt{3} \quad (38)$$

A_v désignant l'aire du profilé métallique seul reprenant le cisaillement. Par exemple, en accord avec l'Eurocode 3-1-1 (cf. 6.2.6 (2) de [14]), pour un profilé en I ou H reconstitué soudé, cette aire peut être prise égale à :

$$A_v = 1,20 h_w t_w \quad (39)$$

où h_w est la hauteur totale de l'âme (incluant les extrémités soudées).

Pour un profilé en I ou H laminé, une partie des contraintes de cisaillement est reprise par les semelles dans le voisinage des congés âme-semelle, permettant d'adopter l'expression :

$$A_v = A_a - 2 b_f t_f + (t_w + 2r) t_f \quad (40)$$

si elle s'avère supérieure à $1,20 h_w t_w$; r est ici le rayon des congés.

En fait, l'utilisation d'une résistance plastique au cisaillement $V_{pl,Rd}$ n'est valable que si l'âme reste stable vis-à-vis du voilement par cisaillement du panneau d'âme adjacent à la section vérifiée. Dans le cas, assez fréquent en bâtiment, où l'âme ne comporte pas de raidisseurs transversaux (en dehors de ceux normalement placés au droit des appuis), le risque de voilement est exclu si :

$$h_w / t_w \leq 60 \varepsilon \quad (41)$$

(où, pour mémoire, $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$; en quelque sorte, cette condition exprime que la contrainte de cisaillement en voilement élastique critique reste supérieure à $f_{yd}/\sqrt{3}$ avec une marge suffisante).

Dans le cas d'un profilé partiellement enrobé de béton au niveau de l'âme, avec un enrobage convenablement solidarifié à l'âme métallique par des connecteurs et des étriers en cadres fermés dans chaque chambre de l'enrobage (ou éventuellement des étriers traversant l'âme ou étant ouverts et soudés à l'âme), on peut substituer à (41) la condition suivante, beaucoup plus favorable :

$$h_w / t_w \leq 105 \varepsilon \quad (42)$$

(adaptée ici de l'Eurocode 4 - DAN [2], clause 4.4.2.2 (3)). Dans le cas d'une âme non enrobée comportant plusieurs raidisseurs transversaux, la condition (41) se généraliserait sous la forme :

$$h_w/t_w \leq 26 \sqrt{k_\tau} \varepsilon \quad (43)$$

avec k_τ coefficient de voilement critique en cisaillement pur du panneau d'âme, bien connu en construction métallique.

Pour mémoire, si a est la distance séparant deux raidisseurs transversaux successifs et d la hauteur de l'âme sur sa partie droite ($d < h_w$), le coefficient k_τ peut être pris égal à :

$$k_\tau = \begin{cases} 4 + 5,34/(a/d)^2 & \text{si } a/d \leq 1 \\ 5,34 + 4/(a/d)^2 & \text{si } a/d > 1 \end{cases}$$

(cf. Annexe A de [16]).

Il va de soi que, lorsque les conditions de types (41), (42) ou (43) ne sont pas satisfaites, on est tenu de remplacer dans la vérification (37) le terme $V_{pl,Rd}$ par la résistance ultime $V_{b,Rd}$ au voilement par cisaillement. Le mode de calcul de $V_{b,Rd}$ peut être trouvé dans l'EN 1993-1-5 (clause 5 de [16]), la résistance plastique étant minorée par un coefficient de voilement χ_v tenant compte des contributions de l'âme et des semelles. Cet aspect n'est pas développé davantage ici dans la mesure où il concerne plutôt les ponts que les bâtiments mixtes.

Jusqu'à maintenant, l'effort tranchant a été envisagé comme **agissant seul en section**. Mais les sections peuvent être sollicitées à la fois à l'effort tranchant V_{Ed} et au moment fléchissant M_{Ed} , notamment dans le cas de poutres continues au voisinage des appuis intermédiaires (cf. sections III-III sur la figure 1).

Désignant par V_{Rd} la résistance à l'effort tranchant :

$$V_{Rd} = \min(V_{pl,Rd}, V_{b,Rd}) \quad (44)$$

l'expérience montre qu'il n'y a **pas de réduction sensible du moment de résistance plastique** $M_{pl,Rd}$ (aussi bien sous flexion positive que négative) **tant que l'effort tranchant ne dépasse pas une certaine valeur**, plus précisément :

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{Rd} \quad (45)$$

Lorsque la condition (45) n'est plus satisfaite, il convient de tenir compte d'une **interaction entre moment résistant et effort tranchant**.

• Pour les sections mixtes de **classe 1 ou 2**, l'influence de l'effort tranchant sur la résistance en flexion peut être exprimée au moyen d'une limite d'élasticité réduite :

$$f_{yd}^{(red)} = (1 - \rho) f_{yd} \quad (46)$$

avec :

$$\rho = (2 V_{Ed}/V_{Rd} - 1)^2$$

attribuée à l'aire A_v qui reprend les contraintes de cisaillement, comme l'illustre la figure 14 (cf. 6.2.2.4 (2) de [1]). En pratique, dans le diagramme (V_{Ed} , M_{Rd}), cela revient à adopter le critère d'interaction représenté par la courbe ABC de la figure 15 où le segment de droite BC correspond à la pleine résistance à l'effort tranchant ($V_{Ed} = V_{Rd}$) et où la courbe AB est une parabole d'équation :

$$M_{Rd} = M_{f,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{f,Rd}) [1 - (2 V_{Ed}/V_{Rd} - 1)^2] \quad (47)$$

Dans cette équation, $M_{f,Rd}$ est le moment de résistance plastique de la section mixte ne comportant que les membrures, c'est-à-dire les semelles en acier et la dalle (cette dernière se limitant à l'armature si la flexion est négative). Finalement, le critère d'interaction en résistance est satisfait si :

$$|M_{Ed}| \leq M_{Rd} \quad \text{lorsque : } 0,5 V_{Rd} < V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (48)$$

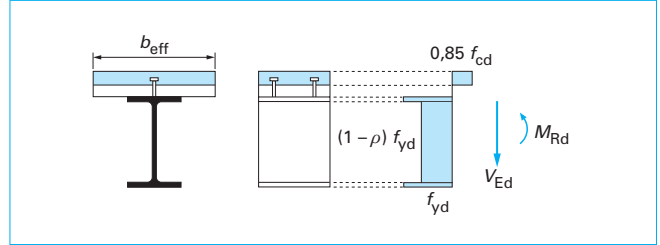


Figure 14 – Effet d'un effort tranchant élevé sur la distribution plastique des contraintes normales de flexion

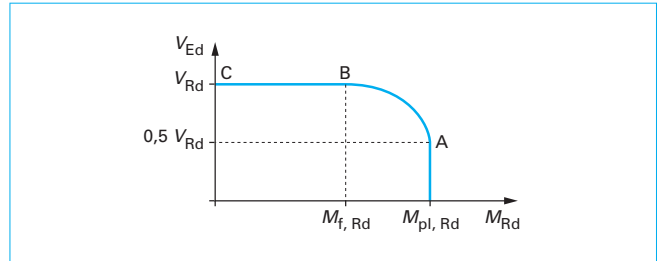


Figure 15 – Critère d'interaction entre moment résistant et effort tranchant

• Lorsque la section mixte est de **classe 3**, il conviendrait en toute rigueur de revenir à un critère d'interaction plus local, exprimé à l'aide des contraintes normale et de cisaillement (ce critère peut être trouvé dans l'EN 1993-1-5, clause 7.1 de [16]). Toutefois, il peut être pratique de savoir que l'erreur commise reste faible si l'on utilise encore l'équation (47) en variables globales (solllicitations), équation dans laquelle $M_{pl,Rd}$ serait remplacé par $M_{el,Rd}$ et la résistance en flexion $M_{f,Rd}$ calculée selon la même méthode de calcul élastique que $M_{el,Rd}$ (pour information, cette possibilité figure dans l'Eurocode 4 - DAN, clause 4.4.3 (2) de [2]).

1.7 Analyse globale des poutres mixtes continues

Dans une poutre mixte continue, considérée isolément (par exemple appartenant à un plancher), également dans une traverse mixte de portique (en supposant que ce portique résiste à des actions latérales au moyen d'un système de contreventement et que ses assemblages de type poutre-poteau soient rigides et pleinement résistants), l'analyse globale développée dans ce paragraphe a pour objet de déterminer les effets des différentes combinaisons d'actions appliquées à la structure, en particulier les valeurs du moment fléchissant M_{Ed} et de l'effort tranchant V_{Ed} utiles aux vérifications aux états limites ultimes (ELU) des paragraphes antérieurs 1.4, 1.5 et 1.6. Deux types d'analyse globale sont envisageables en pratique :

• **L'analyse rigide-plastique**, basée sur le concept de rotule plastique, permettant de déterminer le mécanisme de ruine de la poutre et son chargement ultime associé (et non directement les sollicitations M_{Ed} et V_{Ed} ; cf. l'indication donnée en [C 2 560 § 2.2.2 b)). On applique dans cette optique les théorèmes de l'analyse limite plastique : théorème statique, théorème cinématique ou encore théorème combiné des deux précédents (voir article [C 2 050]).

• **L'analyse élastique**, basée sur la théorie élastique classique des poutres sous réserve d'avoir homogénéisé au préalable les sections par le biais du coefficient d'équivalence acier-béton (cf. § 1.4).

En réalité, compte tenu de l'importance de l'effet de perte de rigidité due à la fissuration du béton en zones de moments négatifs dans une poutre mixte, il convient de distinguer deux types d'analyse élastique, l'une classique dite « non fissurée », l'autre proche du comportement réel et dite « fissurée ».

1.7.1 Analyse rigide-plastique

Pour que ce mode d'analyse soit valable, il est nécessaire que les sections critiques (au sens plastique) où apparaissent des rotules soient capables de développer et maintenir leur moment de résistance plastique jusqu'à ce que, sous chargement croissant de manière monotone, un nombre suffisant de rotules plastiques soit formé pour constituer un mécanisme. Ce mécanisme va donc exiger une capacité de rotation suffisante des sections concernées. Cette exigence peut être plus importante pour les poutres mixtes continues et traverses mixtes de portiques que pour les mêmes éléments considérés en acier.

Exemple : ainsi, pour une simple poutre à deux travées égales, chargée uniformément, le moment fléchissant sur appui intermédiaire en comportement élastique est le double du moment fléchissant maximal en travée ; en revanche, le moment négatif de résistance plastique $M_{pl,Rd}^-$ peut être 2 à 3 fois plus faible que le moment positif de résistance plastique $M_{pl,Rd}^+$ en travée, et l'on conçoit aisément que la rotation de la première rotule plastique sur appui doit être importante pour permettre la formation d'une deuxième rotule en travée (un calcul précis montrerait par exemple, dans le cas où $M_{pl,Rd}^- = 0,5 M_{pl,Rd}^+$, que la rotation exigée au stade ultime serait égale à 10 fois la rotation élastique limite de la rotule).

Comme il n'existe pas de méthode simple de prévision des rotations exigées des sections critiques, l'Eurocode 4 (cf. 5.4.5 (4) de [1]) a défini des **conditions forfaitaires d'application de l'analyse rigide-plastique**, en se fondant sur des résultats d'essais de poutres et sur des simulations numériques. Ces conditions sont les suivantes :

- a) les sections où se forment les rotules plastiques doivent relever de la classe 1 et toutes les autres sections de la poutre doivent relever de la classe 1 ou de la classe 2, ceci en raison de l'extension finie des zones plastiques réelles ;
- b) la nuance d'acier de la poutre métallique ne doit pas dépasser S 355 ;
- c) les assemblages de type poutre-poteau aux extrémités d'une traverse doivent présenter une capacité de rotation suffisante (qui est à déterminer), sauf si leur moment résistant de calcul est égal au moins à 1,2 fois le moment de résistance plastique de calcul de la traverse connectée ;
- d) deux travées adjacentes de poutre ne doivent pas différer en longueur de plus de 50 % de la plus courte d'entre elles ; et la longueur d'une travée de rive ne doit pas dépasser de plus de 15 % celle de la travée adjacente (figure 16) ;
- e) si, dans une travée particulière, plus de la moitié de la charge totale de cette travée est concentrée sur une longueur inférieure ou égale au cinquième de la travée, la distance de l'axe neutre à la face supérieure de la dalle ne doit pas dépasser 15 % de la hauteur totale de la section mixte où une rotule plastique est supposée se former sous moment positif (toutefois, cette condition e) n'a pas lieu d'être satisfaite si on peut démontrer que la rotule plastique est la dernière à se former dans la travée) ;
- f) tout risque de déversement de la poutre doit être exclu (voir le paragraphe 1.8) ;
- g) enfin, comme en construction métallique, un maintien latéral de la poutre doit être assuré à chaque emplacement de rotule plastique.

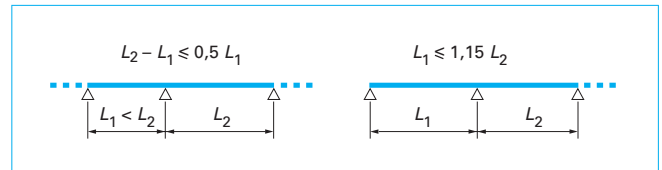


Figure 16 – Conditions sur les longueurs de travée (en analyse rigide plastique)

1.7.2 Analyse élastique

Un des avantages de l'analyse globale élastique est de pouvoir être applicable à toutes les poutres continues et traverses de portiques contreventés, quelle que soit la classe des sections. On s'intéresse ici aux vérifications effectuées aux états limites ultimes, mais il convient de noter que ce type d'analyse globale est utile également aux vérifications des états limites de service (pour le contrôle des flèches, par exemple). Un autre avantage est évidemment de pouvoir utiliser le principe de superposition des effets lorsqu'on envisage différentes combinaisons d'actions sans avoir à reprendre l'analyse globale à proprement parler pour chaque combinaison (il en va différemment avec l'analyse rigide-plastique), sous réserve que les rigidités en flexion des sections ne soient pas modifiées par certaines combinaisons.

En revanche, l'analyse globale élastique doit tenir compte, en principe, des modes et phasage de construction, du fluage du béton et éventuellement du retrait ; pour les bâtiments mixtes, différentes simplifications ont été déjà indiquées dans l'article (par exemple, le coefficient d'équivalence n [C 2 560, § 3.1]) permettant de prendre en compte, voire de négliger, ces aspects. Mais dans ce type d'analyse, il est tout à fait essentiel de prendre en compte le phénomène de fissuration qui intervient principalement avant l'atteinte de l'état limite de service d'une poutre et qui se traduit par une perte appréciable de rigidité en flexion dans les zones de moments négatifs. Les zones fissurées, en se déformant dans une certaine mesure comme des rotules plastiques, vont permettre une redistribution des moments fléchissants dans la poutre, sous chargement croissant de manière monotone jusqu'au stade ultime (à noter que l'analyse rigide-plastique tenait compte implicitement d'une redistribution des moments du fait de l'adaptation plastique entre sections critiques). Cette redistribution imputable à la fissuration peut être importante pour une poutre mixte en T ; elle serait plus modeste dans le cas d'une poutre classique en béton armé, en raison de la présence également d'une fissuration dans les zones vers les mi-travées. Par ailleurs, le phénomène de redistribution d'une poutre mixte n'est pas achevé au stade où la fissuration est quasi stabilisée ; entre l'état limite de service et l'état limite ultime de la poutre, la plastification des sections transversales critiques, stable ou éventuellement compliquée du phénomène de voilement local (classe 2) ou encore remplacée par ce phénomène (classe 3), vient ajouter sa contribution propre à la redistribution des moments.

Pour les bâtiments mixtes et leurs vérifications aux états limites ultimes (autres que ceux de fatigue), l'Eurocode 4 permet d'utiliser **deux types d'analyse élastique** associés à des valeurs différentes de pourcentage de redistribution des moments (clause 5.4.4 de [1]). Ces deux types d'analyse, illustrés par la figure 17 (où pour simplifier la représentation, les mêmes largeurs participantes de dalle ont été admises dans chaque travée), sont :

- a) l'analyse dite « **non-fissurée** », effectuée avec un moment d'inertie de flexion I_1 constant par travée, calculé en supposant le béton tendu non fissuré (toujours avec la technique d'homogénéisation par rapport à l'acier, utilisée dans le paragraphe 1.4.1) et en considérant une seule largeur participante, à savoir b_{eff}^+ définie à mi-travée ;
- b) l'analyse dite « **fissurée** », en adoptant une inertie de flexion fissurée I_2 sur une distance égale à 15 % de la travée de part et

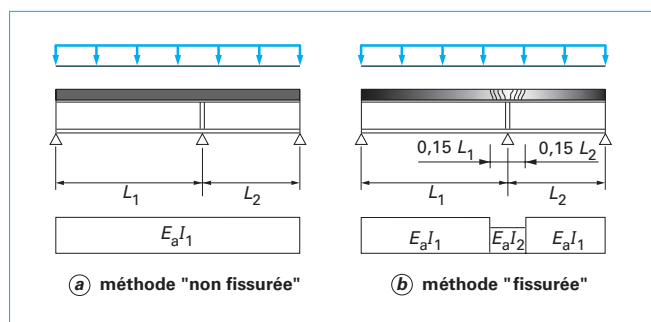


Figure 17 – Méthodes d'analyse globale fissurée

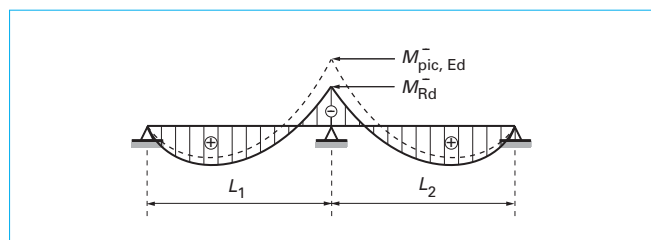


Figure 18 – Principe de redistribution des moments dans une poutre continue

d'autre de chaque appui intermédiaire, et en conservant I_1 sur le reste des travées. Pour précision, l'inertie I_2 doit être calculée en négligeant le béton tendu, mais en incluant les barres d'armature situées dans la largeur participante de dalle b_{eff} définie sur appui ; elle correspond donc rigoureusement à celle calculée dans le paragraphe 1.4.2. Par ailleurs, l'hypothèse d'une proportion fixée *a priori* de la longueur fissurée peut surprendre ; en fait, elle permet de simplifier l'analyse (en évitant des itérations) tout en procurant une précision très convenable (il faut savoir que des études paramétriques ont montré que les moments calculés avec cette hypothèse de 15 % restaient quasi inchangés, à ± 5 % près, tant que la proportion de travée fissurée était comprise entre 10 et 25 %).

Il est difficile de prévoir par le calcul, avec précision, la redistribution complète des moments que l'on est en droit d'appliquer à la suite d'une analyse élastique, « fissurée » ou « non fissurée ». Le principe de cette redistribution est illustré sur la figure 18 ; il consiste à réduire les moments dans les sections où le rapport entre moment sollicitant et moment résistant (supérieur à 1) est le plus élevé (en général, aux appuis intermédiaires), et à augmenter les moments de signes opposés (en général, dans la partie courante des travées) tout en maintenant l'équilibre entre les actions (charges) appliquées et les moments fléchissants. Toute redistribution des moments fléchissants se traduit évidemment par une redistribution également des efforts tranchants. Si p est le pourcentage maximal de redistribution autorisé au droit d'un appui intermédiaire (figure 18), il est possible de réduire le moment négatif élastique de pointe $M_{pic,Ed}^-$ à la valeur du moment résistant M_{Rd}^- , plastique ou élastique selon la classe de section, sous réserve toutefois de satisfaire à la condition :

$$M_{Rd}^- \leq |M_{pic,Ed}^-| \leq M_{Rd}^- / (1 - p/100)$$

et de ne pas dépasser la résistance en zones de moments positifs, une fois effectuée la redistribution.

L'Eurocode 4 (clause 5.4.4 (5) de [1]) prescrit des valeurs maximales du pourcentage p qui dépendent d'une part de la méthode

Tableau 1 – Pourcentage maximal de redistribution du moment sur appui

Classe de section (sous moment négatif)	1	2	3
Analyse élastique « non fissurée »	40	30	20
Analyse élastique « fissurée »	25	15	10

d'analyse élastique utilisée (« fissurée » ou « non fissurée »), d'autre part de la classe de la section mixte sur appui ; ces valeurs sont reportées dans le tableau 1 pour les classes de section 1, 2 et 3, pour les aciers de construction dont la nuance ne dépasse pas S 355. Pour des aciers de nuance supérieure, une redistribution n'est autorisée qu'avec les classes de section 1 et 2 et en limitant, pour les deux classes, le pourcentage de redistribution à 30 % en analyse « non fissurée » et à 15 % en analyse fissurée. En ce qui concerne la classe 3, on conçoit aisément que la redistribution ne puisse s'appliquer qu'à la part du moment de flexion reprise par la section mixte (voir $M_{c,Ed}$ à la relation (15)), ne pouvant concerner le moment de flexion repris par le profilé métallique seul.

La différence de valeur entre les deux méthodes d'analyse (tableau 1), soit 15 % en classes 1 et 2 et 10 % en classe 3 (en raison d'un axe neutre plus haut et d'un rapport I_1/I_2 plus proche de 3 que de 2), correspond à la part qui revient à la fissuration et qui est évaluée de manière sécuritaire vis-à-vis de l'influence de paramètres comme le mode de coulage du béton, l'action de la température et du retrait, la rigidité du béton tendu entre fissures, la proportion de l'acier et du béton en section, la proportion des charges permanentes et des charges variables, etc. Par ailleurs, en complément de la fissuration, la classe 3 autorise, avec l'analyse élastique « non fissurée », encore 10 % de redistribution (imputable à la branche descendante de la courbe moment-rotation, due au voilement local mais relativement ductile, de la zone sous flexion négative ; cf. figure 10 de l'article [C 2 550]) ; la classe 2 autorise 15 % de redistribution due à la possibilité d'atteindre le moment plastique $M_{pl,Rd}^-$ avec une ductilité en rotation nécessairement supérieure à celle de la classe 3. Quant à la classe 1, elle autorise un complément de redistribution de 25 %, ce chiffre élevé traduisant la reconnaissance de la grande capacité de rotation plastique d'une telle section.

1.8 Résistance des poutres mixtes continues vis-à-vis du déversement

En général, dans les poutres mixtes, la semelle supérieure du profilé métallique se trouve bien maintenue vis-à-vis du risque de déversement en raison de sa connexion avec la dalle (sous réserve toutefois que cette connexion ait été dimensionnée normalement ; cf. § 1.9) et en raison de la stabilité de la dalle en flexion latérale (à ce titre, l'ENV 1994-1-1 considèrerait comme suffisante une dalle dont la largeur hors tout est supérieure à la hauteur du profilé ; cf. 4.6.1 (1) de [2]). Évidemment, en phase de construction et avant durcissement du béton, le risque de déversement doit être contrôlé avec grande attention, mais à ce stade il concerne la seule poutre en acier (éventuellement maintenue au niveau de l'aile supérieure par la tôle mince profilée, non encore collaborante, d'une dalle mixte ; cf. [3]).

C'est essentiellement dans la zone des moments négatifs d'une poutre mixte continue, de part et d'autre d'un appui intermédiaire, que se pose le problème de déversement, au stade définitif de la construction (le cas des consoles est également à considérer, ainsi que celui des traverses de portiques lorsque les assemblages entre traverses et poteaux assurent une continuité significative). Certaines combinaisons de charges peuvent être plus défavorables que d'autres ; ainsi, la longueur de la zone sous moments négatifs peut

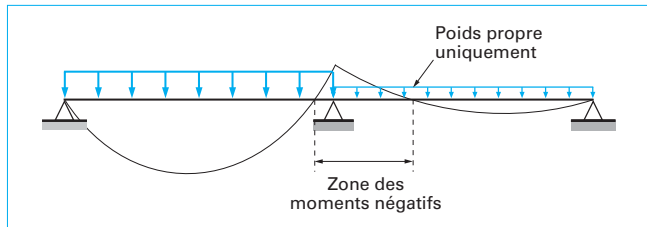


Figure 19 – Influence du chargement sur la zone des moments négatifs

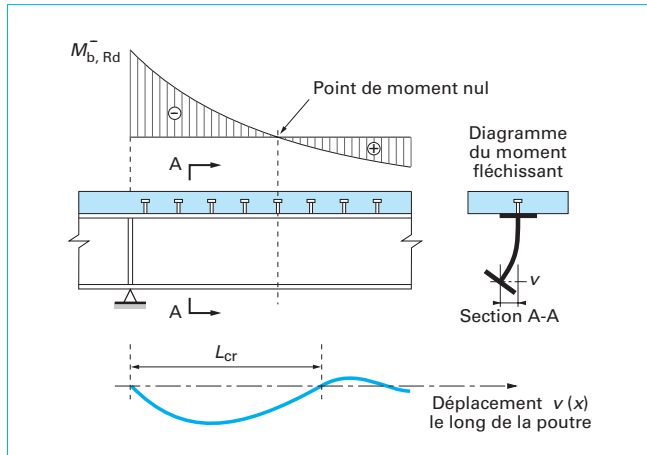


Figure 20 – Allure du phénomène de déversement pour une poutre mixte continue

devenir relativement importante si l'on considère la situation d'une charge variable d'exploitation appliquée à une travée sur deux (chargement dit « en damier » ; cf. figure 19). L'allure d'un déversement se présente alors comme celle d'un flambement latéral de la semelle inférieure, toutefois gêné par le comportement d'ensemble de la section métallique ne pouvant tourner librement comme un corps rigide autour de son centre de torsion : le maintien apporté par la dalle entraîne en effet une distorsion de cette section (figure 20). Évidemment, il y a tout avantage à savoir tenir compte de la rigidité en distorsion dans la mesure où elle contribue à réduire favorablement la longueur de flambement latéral L_{cr} et, par suite, l'élanement de la poutre qui intervient au premier chef dans la résistance au déversement.

Le moment sur appui étant pris comme grandeur de référence pour le phénomène, et M_{cr}^- désignant sa valeur critique (au sens de la bifurcation d'équilibre élastique), l'élanement réduit au déversement $\bar{\lambda}_{LT}$ est défini par la relation :

$$\bar{\lambda}_{LT} = (M_R^- / M_{cr}^-)^{1/2} \quad (49)$$

où M_R^- est le moment résistant de la section mixte, de type plastique si la section est de classe 1 ou 2, et de type élastique si la section est de classe 3 (ce moment est calculé alors respectivement comme en § 1.5.2 et 1.4.2, à la différence près que les facteurs de sécurité des aciers, γ_a et γ_s , doivent être pris égaux à 1,0 afin de rester cohérent avec les hypothèses de calcul de M_{cr}^-). Quant au calcul de M_{cr}^- , il est conseillé d'utiliser l'annexe B de l'ENV 1994-1-1/DAN [2] qui s'appuie sur la théorie très élaborée dite du « modèle d'ossature en U renversé » (figure 21). Ce modèle tient compte de la rigidité de la dalle en flexion transversale et de la rigi-

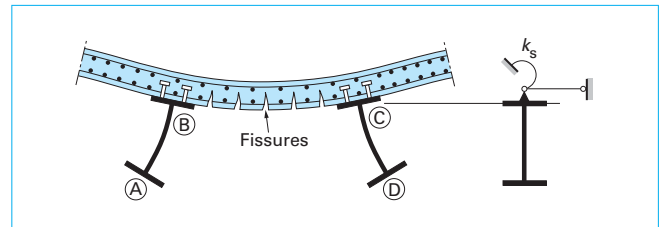


Figure 21 – Portique ABCD en U renversé (dans un plancher) résistant au déversement

dité de flexion de l'âme (cumulées et représentées par le terme k_s sur la figure 21), de la répartition des efforts internes dans la section mixte (en distinguant la part de moment et d'effort normal revenant au seul profilé en acier), des rigidités de torsion de Saint-Venant et de torsion non uniforme du profilé en acier, de l'effet déstabilisant du gauchissement, etc., et bien sûr de la forme du diagramme des moments fléchissants le long de la travée contrôlée (en distinguant les cas de travée intermédiaire, de travée de rive sans console et de travée de rive avec console).

À ce stade, il peut être utile de signaler que le risque de déversement est jugé négligeable tant que l'élanement réduit satisfait à la condition :

$$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4 \quad (50)$$

(cf. clause 4.6.3 (5) de [2]).

Lorsque la poutre métallique a une hauteur constante en travée (ce qui est souvent le cas en bâtiment), le **moment de résistance au déversement** $M_{b,Rd}^-$, défini au droit de l'appui intermédiaire (ou de l'assemblage poutre-poteau), peut être déterminé au moyen de l'expression :

$$M_{b,Rd}^- = \chi(\bar{\lambda}_{LT}) M_{Rd}^- \quad (51)$$

où le coefficient de déversement χ , inférieur ou égal à 1 selon la valeur de $\bar{\lambda}_{LT}$, est celui déjà utilisé pour les profilés en acier (cf. courbes de déversement de la clause 6.3.2.2 de [14], d'ailleurs identiques aux courbes de la figure 34 de l'article [C 2 551]). Notons qu'ici M_{Rd}^- est le moment résistant de calcul, déterminé comme dans les paragraphes 1.5.2 et 1.4.2 selon la classe de section, mais en utilisant le coefficient de sécurité $\gamma_{M1} = 1,10$ à la place de γ_a pour l'acier du profilé, et évidemment $\gamma_s = 1,15$ pour l'acier d'armature (cf. [C 2 560 § 2.2.2]). La vérification pour se prémunir du déversement consiste alors à s'assurer que :

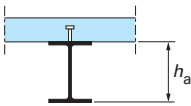
$$|M_{Ed}| \leq M_{b,Rd}^- \quad (52)$$

au droit de l'appui intermédiaire (ou de l'assemblage poutre-poteau).

Il est intéressant de signaler que l'on peut éviter une approche par le calcul direct (relations (49), (51) et (52)) dans des situations assez fréquemment rencontrées en bâtiment, que l'Eurocode 4 s'est attaché à définir de manière simple à contrôler (cf. clause 6.4.3 de [1]). Ainsi, on est en droit de considérer qu'il n'y a pas de **risque de déversement lorsque les conditions suivantes sont satisfaites** :

- a) la différence de portée de deux travées adjacentes ne dépasse pas 20 % de la portée la plus courte ; lorsqu'il y a une console, sa portée ne dépasse pas de plus de 15 % celle de la travée adjacente ;
- b) les charges sont essentiellement réparties uniformément sur chaque travée, la charge permanente représentant au moins 40 % de la charge totale de calcul ;
- c) la semelle supérieure en acier est fixée à la dalle (pleine ou mixte) par des connecteurs dimensionnés selon des règles normales (cf. § 1.9) ;

Tableau 2 – Hauteur maximale h_a (mm) des profilés (supposés sans enrobage partiel de béton)

				
Profilé	S235	S275	S355	S420 et S460
IPE	600	550	400	270
HE	800	700	650	500

d) la dalle comporte au moins deux poutres en acier, sensiblement parallèles, de manière à constituer une ossature en U renversé (figure 21) ;

e) lorsque la dalle est mixte, sa direction de portée (donc de ses nervures) est transversale aux poutres en acier constituant le U renversé ;

f) au droit de chaque appui de la poutre en acier, la semelle inférieure est maintenue latéralement et l'âme est raidie transversalement ; en dehors de ces sections, l'âme peut ne pas être raidie ;

g) enfin et surtout, la hauteur totale h_a de la poutre en acier ne dépasse pas les limites indiquées en millimètres dans le tableau 2 en fonction de la nuance d'acier et du type de profilé (laminé IPE ou HE, ou reconstitué soudé de dimensions équivalentes).

Lorsque les profilés sont partiellement enrobés de béton entre les ailes, les limites du tableau 2 peuvent être augmentées de 200 mm pour les nuances d'acier S235 à S355, et de 150 mm pour les nuances S420 et S460.

1.9 Résistance des connecteurs et calcul de la connexion

1.9.1 Généralités sur les connecteurs

La fonction des connecteurs, répartis le long de l'interface acier-béton d'une poutre mixte et généralement associés à des armatures transversales, est de **transmettre en sécurité les efforts de cisaillement longitudinal entre le profilé métallique et la dalle** ; dans cette fonction, il convient de négliger toute contribution éventuelle qui viendrait de l'adhérence (comprise au sens physico-chimique) dans la mesure où elle ne peut être quantifiée aisément, ni être fiable.

En bâtiment, la vérification des connexions s'effectue exclusivement aux **états limites ultimes (ELU)**, sauf dans le cas très particulier d'une connexion par boulons HR à serrage contrôlé où une vérification aux états limites de service (ELS) peut s'avérer utile pour limiter le risque de glissement. En outre, on se dispense d'effectuer une vérification au soulèvement de la dalle lorsque les connecteurs ne sont pas soumis à une traction directe et qu'ils présentent une résistance en traction (la traction étant exercée perpendiculairement à l'interface acier-béton) au moins égale à 10 % de leur résistance en cisaillement. Par exemple, les goujons soudés à tête satisfont pleinement à cette condition, mais d'autres connecteurs (butées, cornières) doivent être équipés d'un dispositif s'opposant au soulèvement.

Les codes de construction mixte, et l'Eurocode 4 en particulier (cf. 6.6.1.1 (4) P de [1]), opèrent une distinction assez catégorique entre **connecteurs « ductiles »** et **connecteurs « non ductiles »**. Un connecteur est dit « ductile » lorsqu'il présente une capacité de déformation suffisante en glissement pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique parfait de la connexion en cisaillement sur

une longueur de travée, dite « critique », où cette connexion est dimensionnée.

En pratique, si la capacité de glissement d'un connecteur est d'au moins 6 mm (en valeur caractéristique), le connecteur peut être considéré comme ductile (cf. 6.6.1.1 (5) et Annexe B de [1]). L'expérience montre que cette exigence de 6 mm est satisfaite par les goujons soudés à tête si, une fois soudés, ils présentent une hauteur totale égale à au moins quatre fois leur diamètre et si ce diamètre se situe dans la gamme allant de 16 à 25 mm (valeurs extrêmes comprises) ; ceci vaut avec une dalle pleine, mais également avec une dalle mixte (qui peut conduire à des capacités de glissement bien supérieures, sous réserve que les goujons présentent un débordement suffisant au-dessus des sommets d'ondes).

D'autres types de connecteurs peuvent être traités comme des connecteurs ductiles, comme les boulons à haute résistance (certes à serrage contrôlé mais fonctionnant en cisaillement et/ou pression diamétrale à l'ELU), les cornières soudées avec une aile élanée et les cornières formées à froid et clouées au pistolet.

En revanche, les connecteurs de type « butée » et les cornières à ailes épaisses doivent être classés dans la catégorie non ductile, la seule capacité de déformation venant du béton comprimé au contact immédiat du connecteur.

1.9.2 Résistance de calcul des goujons à tête soudés

On se contente ci-après de donner des formules de résistance en cisaillement pour les goujons à tête soudés qui sont aujourd'hui fréquemment utilisés en bâtiment, avec des dalles pleines ou mixtes. On peut trouver dans l'ENV 1994-1-1-DAN des formules, parfaitement calibrées en sécurité, pour de nombreux autres types de connecteurs tels que butées, cornières, crochets, arceaux, butées équipées de crochets ou arceaux, etc. (cf. 6.3 de [2]).

a) Goujons en présence d'une dalle pleine

La résistance de calcul d'un goujon à tête, soudé au pistolet automatique (cf. EN 14555) et présentant en pied un bourrelet de soudure normal (c'est-à-dire avec une forme régulière et une fusion sans défaut avec le fût du goujon), est donnée par la **plus petite valeur** des deux formules suivantes :

$$P_{Rd}^{(1)} = 0,8 f_u (\pi d^2/4) / \gamma_v \quad (53)$$

$$P_{Rd}^{(2)} = 0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v \quad (54)$$

la première formule concernant la ruine du goujon en tant qu'élément en acier, et la seconde celle du béton enrobant le goujon.

Dans ces formules, on désigne par (figure 22) :

- d le diamètre du fût du goujon, avec la condition : $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$;
- α un facteur correctif, égal à 1 pour $h/d > 4$ et égal à $0,2 [(h/d) + 1]$ pour $3 \leq h/d \leq 4$;
- h la hauteur hors tout du goujon ;
- f_u la résistance ultime en traction spécifiée de l'acier du goujon (ne devant pas dépasser 500 N/mm^2) ;
- f_{ck} la résistance caractéristique du béton en compression ;
- E_{cm} la valeur moyenne du module sécant du béton (cf. [C 2 560 tableau 1]) ;
- γ_v le facteur partiel de sécurité, pris égal à 1,25 dans les deux formules (en conformité avec l'indice de fiabilité adopté dans les Eurocodes structuraux).

b) Goujons en présence d'une dalle mixte

■ Lorsque les nervures de la tôle profilée de la dalle sont **perpendiculaires à l'axe de la poutre métallique** (cas de la figure 23), les résistances données par les formules (53) et (54) doivent être multipliées par un **coefficient k_t de réduction éventuelle**, tenant compte

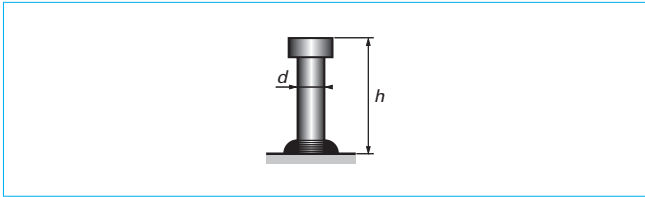


Figure 22 – Goujon à tête soudée

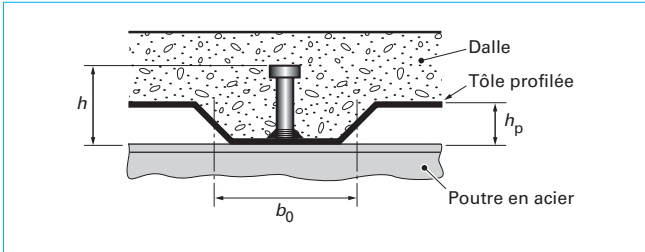


Figure 23 – Goujon soudé avec dalle mixte

Tableau 3 – Limites supérieures du facteur de réduction k_t

Nombre de goujons par nervure	Épaisseur de la tôle (mm)	Goujons de diamètre maximal 20 mm soudés à travers la tôle	Goujons de diamètre 19 mm ou 22 mm avec tôle préperforée
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,00	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,80	0,60

des moins bonnes conditions d'enrobage des goujons et de leur mode de mise en place. Ce coefficient empirique est donné par :

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \quad (55)$$

où n_r est le nombre de goujons dans une nervure au droit de l'intersection avec l'aile de la poutre en acier, ce nombre étant limité à 2 dans la formule (55) même si l'on place en réalité plus de deux goujons. La cote b_0 correspond à la largeur de la nervure, mesurée au niveau du centre de gravité de celle-ci lorsqu'elle est ouverte (dans le cas d'une nervure rentrante, la cote b_0 est définie au sommet de la nervure). En outre, afin de conserver aux résistances ainsi obtenues un niveau homogène de sécurité pour diverses situations de réalisation, le coefficient k_t ne doit pas dépasser les limites indiquées au tableau 3 (cf. clause 6.6.4.2 (2) de [1]). Enfin, la formule (55) n'est applicable que si :

$$h_p \leq 85 \text{ mm}, \quad b_0 \geq h_p$$

et : $d \leq 20 \text{ mm}$ pour les goujons soudés à travers la tôle, ou $d \leq 22 \text{ mm}$ pour les goujons soudés directement sur la semelle en utilisant une tôle préperforée.

■ On rencontre évidemment le cas d'une nervure de tôle disposée **parallèlement à l'axe de la poutre métallique** (avec une poutre de rive de plancher, par exemple ; cf. [C 2 560 figure 14]). Un coefficient

de réduction éventuel est encore à appliquer aux résistances données par les formules (53) et (54), mais son expression est maintenant :

$$k_\ell = 0,6 \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \quad (56)$$

où la hauteur hors tout du goujon h ne doit pas être prise supérieure à $h_p + 75 \text{ mm}$.

Dans le cas d'une poutre de rive, des dispositions constructives, non présentées ici, seront à exiger de la forme de la nervure et de son renforcement par une armature transversale, semblables à celles prescrites pour un renformis, permettant d'éviter un risque de ruine fragile de la connexion (cf. clauses 6.6.4.1 (3) et 6.6.5.4 de [1]).

1.9.3 Calcul élastique de la connexion

La détermination du nombre et de l'espacement des connecteurs peut relever d'une méthode de calcul élastique ou, sous certaines conditions, d'une méthode de calcul plastique (§ 1.9.4). La méthode élastique, présentée ici, a l'avantage d'être **générale** ; si elle s'applique obligatoirement dans le cas de poutres mixtes avec des sections de classe 3, elle peut s'appliquer également au cas des poutres de sections de classes 1 ou 2. Le principe de la méthode s'applique indifféremment d'ailleurs aux poutres isostatiques et aux poutres continues. Cette méthode peut être utilisée avec tous les types de connecteurs, qu'ils soient ductiles ou non ductiles ; elle est toutefois vivement recommandée dans le cas de connecteurs non ductiles dans la mesure où elle permet de réaliser une adéquation parfaite entre la distribution des connecteurs et la distribution du flux de cisaillement à l'interface acier-béton, et de limiter en conséquence les glissements le long de l'interface qui pourraient entraîner la rupture de connecteurs fragiles.

La méthode consiste tout d'abord à déterminer le **flux de cisaillement longitudinal** par unité de longueur le long de l'interface acier-béton, soit $v_{Ed}(x)$ où x représente l'abscisse des sections suivant l'axe longitudinal de la poutre. La théorie élastique des poutres, considérée ici avec des sections homogénéisées (cf. § 1.4), permet le calcul de ce flux à l'aide de l'expression :

$$v_{Ed}(x) = V_{Ed}(x) \frac{\mathcal{A}_h(x)}{I_h(x)} \quad (57)$$

avec $V_{Ed}(x)$ effort tranchant de calcul,
 $I_h(x)$ moment d'inertie en flexion de la section mixte homogénéisée (tel qu'il a été calculé, selon le cas, en (7), (11) ou (14),
 $\mathcal{A}_h(x)$ moment statique, par rapport à l'axe neutre élastique, des aires de la section de dalle capables de reprendre des contraintes normales.

Plus précisément, sous **flexion positive**, si l'axe neutre se situe en dehors de la dalle (cf. § 1.4.1 a), le moment statique est celui de l'aire homogénéisée de toute la section de dalle $b_{eff}^+ h_c / n$; si l'axe neutre coupe la dalle, le moment statique ne peut concerner que l'aire comprimée de la dalle, soit $b_{eff}^+ z / n$, avec z déterminé en (10) (cf. § 1.4.1 b).

Sous **flexion négative** (cf. § 1.4.2), le moment statique porte uniquement sur l'aire de la section d'armature, et vaut donc :

$$\mathcal{A}_h = A_s \left(\frac{h_a}{2} + h_s - z \right)$$

avec la valeur de z donnée en (13).

Pour répartir ensuite les connecteurs le long de l'interface acier-béton, on opère en fait sur la distribution $v(x)$ associée à l'enveloppe des distributions $V_{Ed}(x)$ résultant des différentes

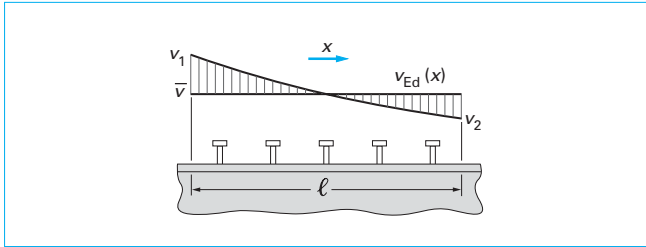


Figure 24 – Répartition des connecteurs en conformité avec le flux élastique de cisaillement

combinaisons d'actions (à l'ELU) ; on découpe l'interface en tronçons successifs de manière que, dans chaque tronçon, le flux de cisaillement ne s'écarte pas trop de sa valeur moyenne \bar{v} , par exemple satisfasse la condition :

$$|v_1 - v_2| / \bar{v} \leq 0,10$$

si v_1 et v_2 sont les valeurs du flux aux deux extrémités du tronçon considéré, d'une certaine longueur ℓ (figure 24). La variation de $\pm 5\%$ autour du flux moyen est évidemment conventionnelle et certains codes de construction mixte peuvent autoriser des variations plus importantes (par exemple, $\pm 10\%$ ou $\pm 15\%$). Le nombre de connecteurs n_ℓ à placer sur le tronçon de longueur ℓ , avec un espacement qui peut être pris uniforme, est alors donné par :

$$n_\ell \geq \frac{v_1 \ell}{P_{Rd}} \quad (58)$$

où, pour mémoire, P_{Rd} est la résistance de calcul en cisaillement d'un connecteur.

On doit noter que la distribution des connecteurs ainsi obtenue peut se trouver influencée par le mode de construction de la poutre (si celle-ci a été étayée en phase de construction, le dimensionnement de la connexion doit tenir compte des réactions d'étais ; cf. [C 2560, § 1.4]) ; également par les effets du retrait et des différences de température entre la dalle et le profilé en acier lorsque ces phénomènes ne peuvent être négligés. La méthode de calcul plastique de la connexion, lorsqu'elle est possible, n'est plus soumise à ces contraintes.

1.9.4 Calcul plastique de la connexion - Connexion complète

La méthode présentée ici implique que les sections de la poutre puissent être plastifiées, autrement dit soient de **classe 1** ou de **classe 2**, voire de **classe 2 équivalente** lorsque l'âme est de classe 3 (cf. commentaire § 1.5.2). On suppose également que les connecteurs sont ductiles.

La méthode est basée sur le calcul de l'**effort total de cisaillement longitudinal** $V_{\ell f}$ exercé sur chaque « longueur critique » de poutre ; on entend par ce terme la longueur comprise entre deux sections critiques successives, les sections critiques pour une connexion étant celles où sont susceptibles de se former des rotules plastiques ainsi que les sections des appuis d'extrémité de la poutre. Ces longueurs critiques sont repérées par AB et BC sur la figure 25 (cas d'une poutre simplement appuyée à ses extrémités, soumise à une charge répartie ou à une charge concentrée) ainsi que sur la figure 26 (cas d'une travée de rive de poutre continue, chargée de manière répartie).

Dans le cas de la **poutre isostatique** (figure 25), le moment de résistance plastique $M_{pl,Rd}^+$ peut être atteint dans la section critique intermédiaire B, et il est très facile de déterminer l'effort $V_{\ell f}$ sur

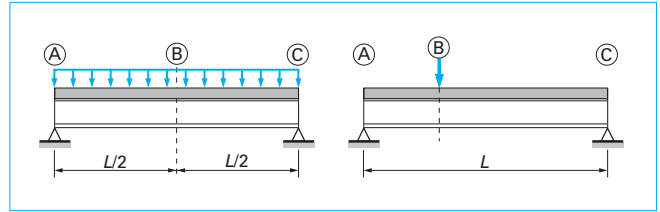


Figure 25 – Longueurs critiques AB et BC de poutres simplement appuyées

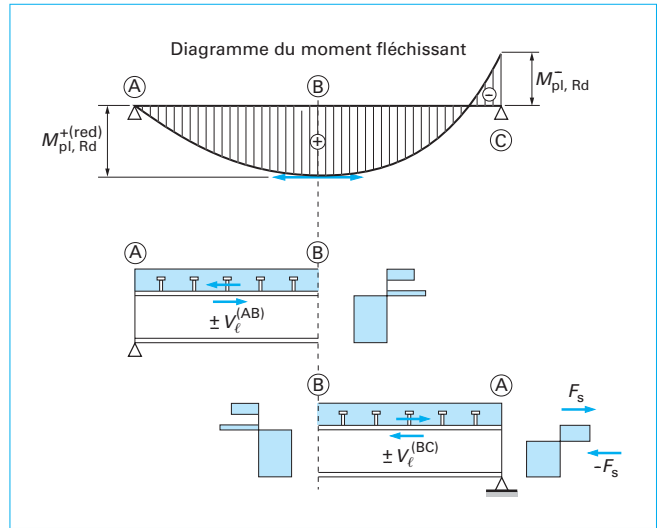


Figure 26 – Détermination des efforts de cisaillement longitudinal dans une travée de rive de poutre continue

chaque longueur critique. En effet, indépendamment du fait que l'axe neutre plastique se situe dans la dalle ou dans le profilé, on est certain que :

$$V_{\ell f} = \min \left(A_a f_{yd}, 0,85 b_{\text{eff}}^+ h_c f_{cd} \right) \quad (59)$$

La redistribution des efforts de cisaillement entre connecteurs étant effective (puisque ceux-ci ont été supposés ductiles), les connecteurs peuvent reprendre le même effort P_{Rd} ; d'où le **nombre de connecteurs par longueur critique** :

$$n_f^{(AB)} = n_f^{(BC)} = V_{\ell f} / P_{Rd} \quad (60)$$

On parle alors de **connexion « complète »** (traduite ici par l'indice f), par opposition au concept de connexion « partielle » présenté plus loin (§ 1.9.5). Le fait que les connecteurs soient ductiles permet également d'espacer ces connecteurs uniformément sur chaque longueur critique, sans condition véritablement limitative de cette longueur (toutefois, la vérification de la connexion peut exiger, dans certaines situations, d'introduire des sections intermédiaires entre les sections critiques, comme on l'explique plus loin, amenant implicitement à une limitation de longueur critique). En revanche, le problème de limitation de longueur critique peut se poser avec une certaine acuité en connexion partielle (cf. § 1.9.5).

Dans le cas de la **poutre continue** (figure 26), l'effort de cisaillement $V_{\ell f}^{(AB)}$ pour la longueur critique d'extrémité AB est encore

donné par l'expression (59). Quant à l'effort de cisaillement sur la longueur critique intermédiaire BC, il est donné par :

$$V_{\ell f}^{(BC)} = V_{\ell f}^{(AB)} + F_s \quad (61)$$

où $F_s = A_s f_{sd}$ est la résistance plastique en traction de l'armature, la section au droit de l'appui C étant capable d'atteindre son moment de résistance plastique $M_{pl,Rd}^-$ (puisque la section a été supposée de classe 1 ou 2).

Le nombre de connecteurs sur cette même longueur critique est donné alors par :

$$n_f^{(BC)} = V_{\ell f}^{(BC)} / P_{Rd} \quad (62)$$

leur espacement pouvant être pris constant puisque les connecteurs ont été supposés ductiles. Quant à la longueur critique AB sous moments de flexion positifs, elle s'apparente totalement à celle, déjà vue, d'une poutre simplement appuyée ; d'où son nombre de connecteurs :

$$n_f^{(AB)} = V_{\ell f}^{(AB)} / P_{Rd} \quad (63)$$

avec un espacement également constant de ces connecteurs, mais *a priori* différent du précédent.

1.9.5 Concept de connexion partielle

Le concept de connexion partielle développé maintenant n'a de sens que dans le cadre d'hypothèses utilisées dans le paragraphe 1.9.4 (en particulier, il n'a aucun sens en calcul élastique de connexion). On considère d'abord le cas d'une poutre isostatique (figure 25) où l'introduction de ce concept est plus simple. Lorsque sur l'une des longueurs critiques (ou sur ces longueurs), le nombre de connecteurs n est pris inférieur à n_f , cette longueur (ou ces longueurs) et la poutre sont dites en « **connexion partielle** ». Il en résulte que l'effort total de cisaillement, repris par la connexion sur la longueur critique concernée, ne peut dépasser, au stade de résistance ultime, la valeur suivante, réduite par rapport à celle déterminée en (59) :

$$V_{\ell}^{(red)} = n P_{Rd} < V_{\ell f} \quad (64)$$

Parallèlement, le moment résistant que peut maintenant offrir la section critique B a une **valeur réduite**, soit :

$$M_{Rd}^{+(red)} < M_{pl,Rd}^+ \quad (65)$$

du fait que l'effort normal dans chaque partie, acier et béton, est limité à $\pm V_{\ell}^{(red)}$ (on parle parfois « d'interaction incomplète »).

Pour déterminer le moment résistant réduit $M_{Rd}^{+(red)}$, on admet généralement de pouvoir le considérer comme un moment de résistance plastique $M_{pl,Rd}^{+(red)}$, en adoptant des distributions de contraintes par blocs rectangulaires dans les différents matériaux (comme dans le paragraphe 1.5.1). Mais on doit distinguer alors deux axes neutres plastiques, l'un dans la dalle et l'autre dans le profilé en acier, de manière à ce que la résultante des contraintes de compression dans la dalle ainsi que la résultante, nécessairement en traction, des contraintes dans le profilé soient toutes deux égales à $V_{\ell}^{(red)}$ (en valeur absolue). Sur cette question, on peut trouver des expressions détaillées de calcul en [17] et des exemples de calcul pratique en [18].

On peut établir ainsi une relation analytique bien définie entre le moment résistant réduit $M_{pl,Rd}^{+(red)}$ et le nombre de connecteurs n sur la longueur critique ; dans un diagramme utilisant les variables $(M_{pl,Rd}^{+(red)}, n/n_f)$, cette relation se traduit par une certaine courbe **abc**, telle que l'illustre qualitativement la figure 27. Le rapport $\eta = n/n_f$ est désigné comme le **degré de connexion de la longueur critique** concernée. Il va de soi, dans l'hypothèse éventuelle où

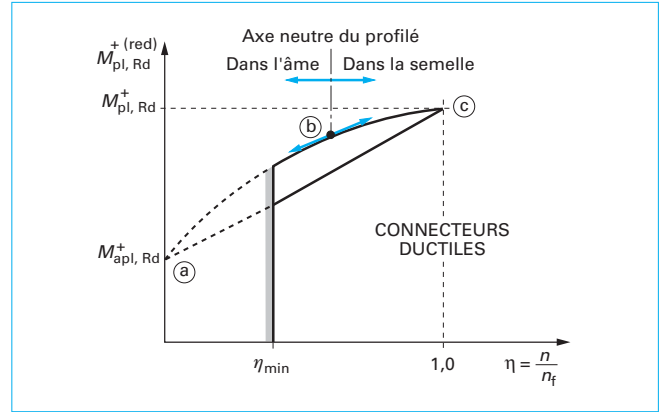


Figure 27 – Moment réduit de résistance plastique en fonction du degré de connexion

$\eta^{(AB)}$ est différent de $\eta^{(BC)}$, que c'est le degré de connexion le plus faible qui est déterminant pour la poutre.

À titre de commentaires de la figure 27, on note que, pour $\eta = 1$ (connexion complète), le moment résistant réduit redonne bien $M_{pl,Rd}^+$; à l'opposé, pour $\eta = 0$ (qui correspondrait virtuellement à l'absence de tout connecteur), le moment résistant réduit devient égal à $M_{apl,Rd}^+$, moment de résistance plastique du profilé métallique seul. Par ailleurs, le point **b** de la courbe repère (ici qualitativement) le stade où l'axe neutre du profilé métallique se trouve juste à la liaison âme-semelle ; on peut d'ailleurs démontrer la continuité de la pente de la courbe en ce point [17]. Une autre propriété de la courbe **abc** est d'être toujours convexe [17], si bien qu'une méthode simplifiée de dimensionnement en connexion partielle peut être proposée, plaçant en sécurité et consistant à remplacer la courbe **abc** par la droite **ac**. Le choix de cette droite revient à calculer le moment résistant réduit à l'aide de la simple relation linéaire :

$$M_{pl,Rd}^{+(red)} = M_{apl,Rd}^+ + \eta (M_{pl,Rd}^+ - M_{apl,Rd}^+) \quad (66)$$

qui a l'avantage de n'utiliser, pour données, que les moments de résistance plastique de la section mixte et de la section en acier.

Enfin, un **point important pour la sécurité du dimensionnement en connexion partielle** doit être signalé, concernant la valeur minimale admissible du degré de connexion partielle. Lorsque η est trop bas, la courbe **abc** précédente (ou sa simplification **ac**) cesse d'être valable, la ruine se produisant alors par rupture des connecteurs (dont on exige une trop grande ductilité) et non plus par formation d'une rotule plastique (sous résistance réduite) en section critique. Des travaux de recherche, notamment par simulation numérique [19], ont permis d'établir que le degré de connexion minimal dépendait en priorité de la portée de la poutre et de la géométrie de la section mixte ; par exemple, en présence d'une dalle pleine et d'un profilé métallique doublement symétrique, le résultat peut s'exprimer de manière pratique comme suit :

$$\eta_{min} = 1 - \frac{355}{f_y} (0,75 - 0,03 L) \geq 0,4 \quad \text{si } L \leq 25 \text{ m} \\ = 1 \quad \text{si } L > 25 \text{ m} \quad (67)$$

avec L portée de la poutre (en m),

f_y limite d'élasticité de l'acier du profilé (en N/mm²) pour des nuances allant de S235 à S460.

Pour des profilés à semelles inégales, la relation donnant η_{min} est plus sévère que (67) ; en présence d'une dalle mixte, elle peut

être moins sévère. On pourra se reporter à l'Eurocode 4 pour plus de précisions (clause 6.6.1.2 de [1]).

Jusqu'à ce stade, le concept de connexion partielle n'a été présenté qu'avec le cas d'une poutre isostatique, mais il est également applicable au cas des poutres continues, voire des travées de portiques contreventés.

Par exemple, dans le cas de la travée de rive de la poutre continue de la figure 26, on peut envisager de ne pas atteindre dans la section B le plein moment de résistance plastique ; si l'on retient un moment plastique réduit $M_{pl,Rd}^{+(red)}$ correspondant à un certain effort normal réduit $\pm F^{(red)}$ agissant sur chaque partie, acier et béton, de la section B, le nombre de connecteurs $n^{(AB)}$ sur la longueur critique AB est encore donné par le diagramme de la figure 27, l'effort d'interaction étant évidemment égal à :

$$F^{(red)} = n^{(AB)} P_{Rd} \quad (68)$$

Ce nombre de connecteurs vaut également pour la partie sous moments positifs de la longueur critique BC, mais le nombre total de connecteurs sur BC doit être égal à :

$$n^{(BC)} = (F^{(red)} + F_s)/P_{Rd} = n^{(AB)} + F_s/P_{Rd} \quad (69)$$

où, pour mémoire, F_s est la résistance plastique en traction de l'armature au droit de l'appui intermédiaire C. On doit en effet exiger d'avoir un nombre suffisant de connecteurs dans une longueur critique adjacente à un appui intermédiaire afin de garantir la totale plastification des armatures et éviter une réduction du moment résistant $M_{pl,Rd}^-$. La raison en est simple : si cette exigence n'était pas remplie, on ne pourrait plus adopter une distribution limite plastique par blocs rectangulaires données dans l'Eurocode 4 (clause 6.6.1.2 de [1]) peuvent encore s'appliquer au degré de connexion minimal $\eta_{min}^{(AB)}$ sur la longueur critique AB, sous réserve de remplacer L par la distance sous flexion positive entre les deux sections de moment nul de la travée AC ; à titre de simplification, pour une poutre continue à plus de deux travées, on peut adopter les valeurs L_0 , sous flexion positive, indiquées sur la figure 3.

Également dans le cas d'une poutre continue, il ne saurait être question d'utiliser un degré de connexion trop faible qui exigerait une trop grande ductilité des connecteurs (c'est-à-dire une capacité de glissement supérieure à 6 mm). De manière pratique, la relation (67) et celles complémentaires données dans l'Eurocode 4 (clause 6.6.1.2 de [1]) peuvent encore s'appliquer au degré de connexion minimal $\eta_{min}^{(AB)}$ sur la longueur critique AB, sous réserve de remplacer L par la distance sous flexion positive entre les deux sections de moment nul de la travée AC ; à titre de simplification, pour une poutre continue à plus de deux travées, on peut adopter les valeurs L_0 , sous flexion positive, indiquées sur la figure 3.

1.9.6 Sections intermédiaires de vérification (en calcul plastique de la connexion)

Le calcul plastique de la connexion a été envisagé jusqu'à ce stade pour des cas simples de chargement de poutre : charge uniformément répartie ou charge concentrée (figures 25 et 26). Des cas plus complexes peuvent se rencontrer en pratique et avoir une incidence éventuelle sur le dimensionnement de la connexion.

Ainsi, lorsque des charges concentrées de valeurs relativement élevées s'exercent sur la poutre en supplément d'une charge répartie, il est prudent d'introduire des sections intermédiaires de vérification sous ces charges concentrées et de s'assurer que le nombre de connecteurs est suffisant dans chacun des intervalles définis par ces sections à l'intérieur des longueurs critiques.

Dans le cas de la figure 28, où le diagramme des moments fléchissants peut s'avérer relativement « plat » entre les deux charges concentrées, une section intermédiaire est à considérer en B à l'intérieur de la longueur critique AC (on aurait de même une section intermédiaire en D pour l'autre longueur critique CE). Désignant par $M_{Ed}^{(B)}$ la valeur du moment fléchissant (à l'ELU) dans la

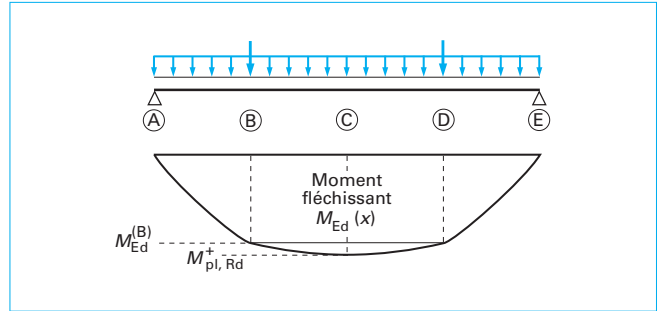


Figure 28 – Sections intermédiaires de vérification de la connexion

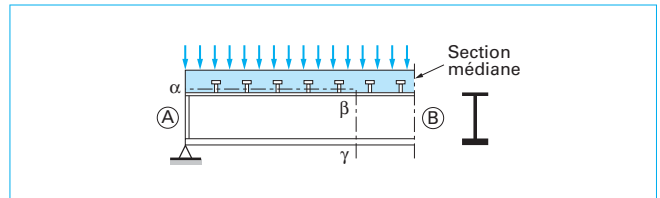


Figure 29 – Risque de rupture de connexion entre sections critiques

section en B et utilisant de manière sécuritaire la relation linéaire (66), le nombre de connecteurs $n^{(AB)}$ sur AB peut être pris égal à :

$$n^{(AB)} = n_f^{(AC)} (M_{Ed}^{(B)} - M_{apl,Rd}^+) / (M_{pl,Rd} - M_{apl,Rd}^+) \quad (70)$$

On suppose ici que la connexion le long de AC est complète, avec au total $n_f^{(AC)}$ connecteurs (mais le type de relation (70) pourrait être généralisé sans difficulté au cas d'une connexion partielle de la longueur critique AC, envisageant un moment réduit de résistance plastique $M_{pl,Rd}^{+(red)}$ en C). En pratique, on répartira les $n^{(AB)}$ connecteurs uniformément sur AB et le reste des connecteurs ($n_f^{(AC)} - n^{(AB)}$) uniformément sur BC, en précisant que le degré de connexion minimal donné par la relation (67) ou d'autres relations similaires de l'Eurocode 4 ne s'applique pas à l'intervalle BC inclus dans la longueur critique AC. Toutefois, au titre des dispositions constructives de bonne pratique, l'espacement des connecteurs ne doit pas être trop important ; entre autres, l'entraxe longitudinal maximal des connecteurs ne doit pas dépasser 6 fois l'épaisseur totale de la dalle, ni 800 mm (cf. clause 6.6.5.5 (3) de [1]).

Il existe d'autres situations où il convient d'introduire une ou plusieurs sections intermédiaires au sein d'une longueur critique. Par exemple :

- À l'occasion d'un brusque changement des dimensions de la section (dans ce cas, la répartition des connecteurs peut encore s'effectuer à la manière indiquée précédemment pour le cas des charges concentrées [20]).
- Lorsque le profilé en acier a une hauteur de section variable (dans ce cas, il est opportun de choisir les sections intermédiaires de telle sorte que le rapport du plus grand au plus petit moment de résistance plastique de deux sections successives quelconques, intermédiaires ou critiques, ne soit pas supérieur à 1,5 ; cf. clause 6.1.1 (6) de [1]).
- Lorsque le moment de résistance plastique de la section mixte est nettement plus élevé que celui du profilé en acier seul, ce qui peut se produire en particulier lorsque ce dernier a des semelles inégales. La figure 29 en illustre la raison : une ligne de rupture $\alpha\beta\gamma$ peut être plus déterminante pour la ruine que celle longeant l'interface et joignant les deux sections critiques A et B, du fait d'une diminution trop rapide du moment résistant de la section

mixte lorsqu'on se déplace de B vers A. Pour sa part, l'Eurocode 4 recommande d'introduire une section intermédiaire approximativement à mi-distance des sections critiques dès que le moment résistant plastique de la section mixte dépasse 2,5 fois le moment résistant plastique du profilé en acier (cf. clause 6.6.1.3 (4) de [1]).

1.9.7 Armature transversale relative à la connexion

La dalle doit être renforcée transversalement à l'axe de la poutre au moyen de barres d'armature en quantité suffisante pour reprendre les sollicitations tangentes apportées par les connecteurs, de manière à éviter une ruine prématurée par cisaillement longitudinal du béton.

On désigne par A_e la section des barres transversales d'armature par unité de longueur de la poutre, définie d'un côté (ou de l'autre) de l'âme par l'intersection de ces barres et de toute surface potentielle de rupture par cisaillement dans la dalle. Comme le montre la figure 30, la valeur de A_e va dépendre évidemment de la disposition des connecteurs et des barres d'armature, de la présence ou non d'une tôle mince nervurée ou d'un renformis, et du tracé de la surface de rupture considérée.

Soit h_f la demi-longueur de la ligne d'intersection de cette surface de rupture avec la section droite de la dalle, représentée à la figure 30 ; pour la surface de rupture de type b-b du cas de dalle pleine de la figure, on a par exemple :

$$h_f = (2h + s + d')/2 \quad (71)$$

avec h hauteur totale d'un goujon,
 d' diamètre de sa tête,
 s entraxe des deux goujons.

Pour les surfaces de rupture de type a-a, h_f n'est autre que h_c , l'épaisseur efficace de dalle (à noter que la notation h_f est utilisée ici par cohérence avec celle de l'Eurocode 2 auquel il est fait référence ci-après).

On peut caractériser la sollicitation tangente, apportée par les connecteurs, au moyen de la valeur de calcul v_{Ed} du **cisaillement longitudinal par unité de longueur**, ou flux de cisaillement longitudinal, déterminé sur les bases exposées dans les paragraphes 1.9.3, 1.9.4 et 1.9.5, selon que le calcul de la connexion est élastique ou plastique (dans le cas du calcul plastique, v_{Ed} est uniforme sur la longueur critique, et égal à V_{cf} en connexion complète, ou à V_{cf}^{red} en connexion partielle, divisé par cette longueur critique). Pour résister au flux v_{Ed} , l'Eurocode 4 (clause 6.6.6 de [1]) fait référence au modèle de calcul existant dans l'Eurocode 2 (clause 6.2.4 de [1]), qui est un modèle de fonctionnement en treillis, relativement classique en béton armé : les barres d'armature intervenant comme les montants du treillis sont tendues et équilibrées par des bielles de béton comprimé, supposées inclinées d'un certain angle θ_f par rapport à l'axe de la poutre.

En supposant les barres d'armature à leur contrainte limite $f_{sd} = f_{sk}/\gamma_s$, l'aire d'armature transversale A_e (par unité de longueur) doit satisfaire la condition :

$$A_e f_{sd} > \frac{V_{Ed}}{2} \cdot \tan \theta_f \quad (72)$$

Parallèlement, on doit éviter la ruine des bielles de béton en compression, d'où une **deuxième condition à satisfaire** :

$$v_{Ed} < 2 v_{fd} h_f \sin \theta_f \cos \theta_f \quad (73)$$

où, pour mémoire, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$. Quant à v , il s'apparente à un coefficient d'efficacité du béton en compression, égal d'après l'Eurocode 2 à :

$$v = 0,6 (1 - f_{ck}/250) \quad (74)$$

avec f_{ck} en N/mm².

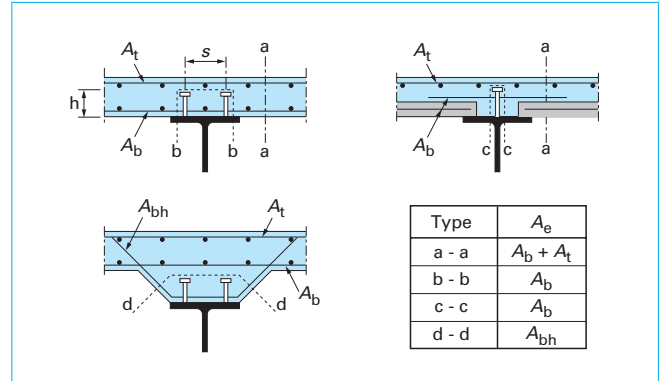


Figure 30 – Définition de la section A_e des barres d'armature transversale pour diverses surfaces de rupture

Enfin, toute latitude est laissée par l'Eurocode 2 de choisir (au mieux) la valeur de θ_f dans les intervalles suivants :

$$\begin{aligned} 26,5^\circ \leq \theta_f \leq 45^\circ & \text{ si la dalle est comprimée ;} \\ 38,6^\circ \leq \theta_f \leq 45^\circ & \text{ si la dalle est tendue.} \end{aligned} \quad (75)$$

Dans le cas d'une dalle mixte avec collaboration d'une tôle mince profilée, l'expérience a montré que celle-ci peut être comptée comme une armature équivalente. À condition que les nervures de la tôle soient perpendiculaires à la poutre en acier et continues au passage de cette poutre, un deuxième terme peut être ajouté dans le membre de gauche de l'inégalité (72) qui devient alors :

$$A_e f_{sd} + A_p f_{ypd} > \frac{V_{Ed}}{2} \cdot \tan \theta_f \quad (76)$$

avec A_p aire de la section de tôle (intersectée, d'un côté de l'âme, par la surface potentielle de rupture) par unité de longueur de poutre,

f_{ypd} contrainte limite de calcul de la tôle ($f_{ypd} = f_{yp}/\gamma_{ap}$).

En outre, il est admis d'inclure dans A_e , déterminée en (72) ou (76), une contribution des autres barres d'armature normalement prévues pour la résistance en flexion transversale de la dalle. À ce titre, l'Eurocode 2 permet de n'utiliser que 0,5 A_e si cette quantité, ajoutée à la section d'armature imposée par la seule flexion transversale de la dalle, reste inférieure à A_e (cf. clause 6.2.4 (6) de [1]).

2. Aspects liés à la fissuration des poutres mixtes aux états limites de service

Les objectifs des vérifications aux états limites de service en construction mixte acier-béton ont été définis en [C 2 560, § 2.2.3]. Pour les bâtiments traditionnels, les contrôles des flèches, de la fissuration du béton et éventuellement des vibrations des planchers constituent, en général, des vérifications suffisantes. L'aspect de vibration des planchers mixtes (méthodes de calcul, critères d'acceptation) est développé dans l'article [C 2 645]. Seuls des aspects relatifs à la manière de tenir compte de la fissuration dans le calcul des flèches et au contrôle de la largeur des fissures sont abordés ci-après.

2.1 Méthodes de calcul des flèches

Les actions et leurs combinaisons à considérer aux états limites de service pour déterminer la flèche δ d'une poutre mixte, ainsi que des valeurs de flèches admissibles des planchers selon l'Eurocode, sont indiquées dans l'article [C 2 645].

En ce qui concerne le calcul de la flèche d'une poutre, le cas de la poutre sur deux appuis ne présente pas de difficulté particulière. Ainsi, si cette poutre est de portée L et si elle est soumise, par exemple, à une charge p (par unité de longueur) uniformément répartie, la flèche due à cette charge est donnée par la formule bien connue :

$$\delta = 5p L^4 / (384 E_a I) \quad (77)$$

avec I moment d'inertie de flexion de la section mixte homogénéisée.

Pour ce moment d'inertie, on peut adopter l'expression de I_h donnée plus haut (cf. relation (7) ou (11), selon le cas), en sachant que la largeur participante b_{eff}^+ peut conduire parfois à une assez forte surévaluation de la flèche (il est bien connu, en effet, que l'influence du traînage de cisaillement est plus faible à l'ELS qu'à l'ELU).

En revanche, le calcul des flèches d'une poutre continue doit tenir compte de la fissuration du béton dans les zones de moments négatifs et des plastifications partielles de l'acier sur appuis intermédiaires (se produisant souvent en bâtiment, lorsque la poutre métallique n'est pas étayée). Ces phénomènes jouent évidemment dans le sens d'une amplification des flèches. La prise en compte de la fissuration peut s'envisager de deux façons :

a) Si le calcul des moments négatifs sur appuis, à l'ELS, relève d'une analyse élastique « **non fissurée** » (au sens exposé au paragraphe 1.7.2 a)), donc utilisant des inerties de flexion « non fissurées » de type $E_a I_1$ le long de toutes les travées de la poutre, les moments trouvés sur appuis sont réduits par un **facteur multiplicatif** f_1 . La valeur $f_1 = 0,6$ place systématiquement en sécurité, mais l'Eurocode 4 permet de prendre des valeurs de f_1 moins faibles lorsque certaines conditions sur le chargement et sur les longueurs des travées sont remplies (clause 7.3.1 (6) de [1]).

b) Si le calcul des moments sur appuis relève d'une analyse élastique « **fissurée** » sous combinaisons d'actions à l'ELS (au sens exposé au paragraphe 1.7.2 b)) pour les vérifications à l'ELU, donc utilisant des inerties de flexion « fissurées » de type $E_a I_2$ sur 15 % des travées de part et d'autre des appuis, et des inerties de flexion « non fissurées » de type $E_a I_1$ pour les parties restantes des travées, aucune redistribution des moments sur appuis n'est à effectuer ; autrement dit : $f_1 = 1,0$. Cette méthode se veut plus précise, et donc moins sévère, que la précédente.

En ce qui concerne la plastification partielle de l'acier des poutres mixtes continues au droit des appuis intermédiaires (limitée en général à la semelle inférieure du profilé), il est possible d'en traduire l'effet sur les flèches en utilisant un **deuxième facteur de réduction** f_2 des moments sur appuis. L'Eurocode 4 (clause 7.3.1 (7) de [1]) adopte la valeur $f_2 = 0,7$ lorsque la plastification est causée par les combinaisons d'actions, une fois le béton durci (c'est le cas courant) ; mais il propose de prendre $f_2 = 0,5$ lorsque la plastification se produit déjà sous le seul poids du béton coulé.

Les deux réductions f_1 et f_2 des moments sur appuis sont illustrées sur la figure 31. Il est alors facile de calculer la **flèche à mi-portée** d'une travée quelconque AB de poutre continue à l'aide de la formule pratique suivante, sachant que cette flèche est très proche de la flèche maximale dans la travée :

$$\delta = \delta_0 [1 - C f_1 f_2 (M_A^- + M_B^-) / M_0^+] \quad (78)$$

Dans cette formule :

M_A^- et M_B^- sont les moments aux appuis (considérés en valeur absolue), donnés par l'analyse élastique (« fissurée » ou « non fissurée ») ;

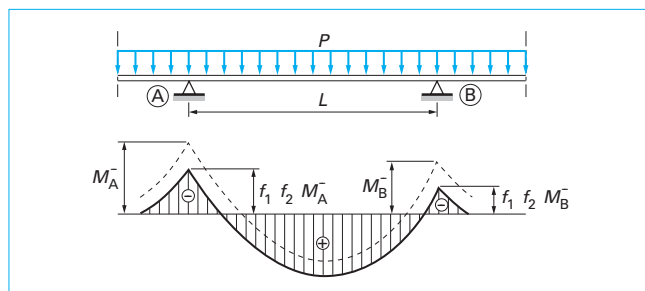


Figure 31 – Réduction des moments sur appuis pour le calcul des flèches d'une poutre continue

C'est égal à 0,6 pour une charge répartie uniformément et à 0,75 pour une charge concentrée à mi-travée ;

δ_0 et M_0^+ sont respectivement la flèche et le moment fléchissant positif à mi-travée lorsqu'on considère la travée isolément et simplement appuyée en A et B.

Deux aspects restent à évoquer, concernant le calcul des flèches. Le premier est sur l'influence du retrait, susceptible d'intervenir dans la composante de déformation, différée dans le temps, de la flèche (composante δ_2 de la figure 5 de l'article [C 2 645]). En général, dans les poutres continues de bâtiment, on néglige cette influence (cf. clause 5.2.2 (9) c de [2]). Et dans les poutres isostatiques, on ne tient compte de l'effet de courbure des poutres dû au retrait du béton que si le rapport de la portée à la hauteur totale de la section dépasse la valeur 20 (cf. clause 7.3.1 (8) de [1]).

Une autre influence éventuelle sur les flèches est celle du glissement à l'interface acier-béton, en particulier si l'interaction entre la dalle et le profilé métallique est incomplète (cas de la connexion partielle ; cf. § 1.9.5). L'Eurocode 4, dans sa version finale, permet de négliger l'influence d'une interaction incomplète sur la flèche si le degré de connexion n'est pas inférieur à 0,5 ou encore si les efforts sur les connecteurs, déterminés par un calcul élastique de la connexion sous les combinaisons des actions à l'ELS (c'est-à-dire les combinaisons rares) ne dépassent pas leur résistance de calcul P_{Rd} (cf. clause 7.3.1 (4) de [1]). Il va de soi que la deuxième condition est automatiquement satisfaite lorsque la connexion a fait l'objet d'un dimensionnement à l'ELU par la méthode de calcul élastique (cf. § 1.9.3).

2.2 Contrôle de la fissuration

La fissuration dans les zones de béton tendu est pratiquement inévitable ; elle est engendrée non seulement par les actions directes de service, mais également par des actions indirectes du type « déformation imposée ou contrariée » telles que les tassements différentiels d'appuis ou le retrait du béton, ou encore des effets thermiques (entre autres, les réactions chimiques exothermiques, internes au béton durci). Toutefois, un contrôle de la fissuration ne s'impose que dans les situations où elle met en cause le bon fonctionnement et la durabilité de la structure, par exemple lorsqu'il y a un risque de corrosion de l'armature de la dalle. Un critère d'aspect peut également être pris en considération, notamment à la demande du maître d'ouvrage. À l'intérieur d'un bâtiment, il est rare que la durabilité soit affectée par la fissuration, et la question de l'aspect des éléments, en particulier des planchers, peut trouver une réponse simple dans l'utilisation de revêtements souples.

Dans les poutres mixtes de bâtiment dimensionnées comme des poutres isostatiques (par exemple sur deux appuis) alors que la dalle est continue, et lorsqu'aucune mesure ne s'impose pour limiter la largeur des fissures sur la face supérieure de la dalle, il convient de prévoir à l'intérieur de la largeur participante de la dalle un pourcentage d'armature longitudinale au moins égal à :

- 0,4 % de l’aire de la section de dalle pour une construction étayée ;
- 0,2 % de l’aire de la section de dalle pour une construction non étayée.

Cette armature doit s’étendre sur une longueur de 0,25 *L* de part et d’autre d’un appui intermédiaire si *L* est la longueur de la travée ; dans le cas d’un porte-à-faux de portée *L*, l’armature doit s’étendre sur une longueur de 0,5 *L*, au-delà de l’appui, dans la travée adjacente au porte-à-faux. Par ailleurs, en présence d’une dalle mixte, on n’intègre pas dans les pourcentages précédents la contribution de la tôle profilée.

Lorsque l’on juge nécessaire de limiter la largeur des fissures dues aux seules déformations imposées ou contrariées, il convient d’adopter une aire minimale d’armature longitudinale sur la base de la formule suivante (cf. clause 7.4.2 (1) de [1]) :

$$A_s^{(min)} = k_s \, k_c \, k \, f_{ct} \, A_{ct} / \sigma_s$$

(79)

- Dans cette relation :
- k_s* est un coefficient pouvant être pris égal à 0,9 et tenant compte de la réduction de l’effort normal dans la dalle due à la fissuration initiale et au glissement local de la connexion ;
 - k_c* est un coefficient tenant compte de la distribution triangulaire des déformations dans la section mixte avant fissuration ; l’expression de *k_c* a déjà été donnée en (18), en notant que ce coefficient ne doit pas être pris supérieur à 1,0 ;
 - k* est un coefficient traduisant une perte de résistance locale du béton en rapport avec le rééquilibrage des contraintes au voisinage des fissures ; en pratique, on peut adopter la valeur *k* = 0,8 ;
 - f_{ct}* est la résistance moyenne du béton en traction à la période où la fissuration est censée se produire (pour la valeur *f_{ctm}* (*t*), voir la clause 3.1.2 (9) de [11]) ; au-delà de 28 jours, on peut prendre la valeur *f_{ctm}* donnée dans le tableau 1, [C 2 560] ;
 - A_{ct}* est l’aire de la dalle qui est tendue (pour la largeur participante *b_{eff}*) ;
 - σ_s* est la contrainte maximale autorisée dans l’armature immédiatement après la fissuration.

D’une part, il convient d’avoir :

$$\sigma_s < f_{sk}$$

(80)

- où *f_{sk}* est la limite d’élasticité caractéristique de l’acier d’armature,
- afin que l’armature reste élastique après fissuration.

Tableau 4 – Contrainte maximale *σ_s* dans l’armature

<i>σ_s</i> (N/mm ²)	Diamètre maximal des barres d’armature (mm)		
	<i>w_k</i> = 0,4 mm	<i>w_k</i> = 0,3 mm	<i>w_k</i> = 0,2 mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	–

D’autre part, on peut être amené à adopter une valeur plus faible de *σ_s* si l’on s’impose de limiter également la largeur des fissures. Cette valeur est donnée dans le tableau 4, extrait de l’Eurocode 4 - Partie 1-1 et applicable aux barres d’armature à haute adhérence (barres à verrous, y compris les treillis soudés), où *σ_s* est fonction du diamètre des barres et de la largeur *w_k* admise pour les fissures.

Il n’est pas exclu que l’aire minimale *A_s*^(min) déterminée avec la relation (79) puisse suffire, dans certains cas, vis-à-vis des actions directes de service ; il en est évidemment ainsi lorsque l’aire d’armature longitudinale imposée par la résistance en flexion de la poutre mixte aux ELU ne dépasse pas *A_s*^(min). Dans le cas contraire (plus fréquent), lorsque l’on exige également une limitation de la largeur des fissures sous les actions directes aux ELS (combinaisons quasi permanentes des actions), il convient alors de respecter un espacement maximal des barres d’armature en fonction de *w_k* et de *σ_s* ; dans ce cas, la contrainte *σ_s* doit tenir compte de la majoration au droit d’une fissure apportée par la rigidité en traction du béton actif entre deux fissures. Pour plus d’informations sur cette méthode, on se reportera à l’article 7.4.3 de l’Eurocode 4 [1] qui se veut une simplification de l’Eurocode 2 (articles 7.3.3 et 7.3.4 de [11]).