

Construction mixte acier-béton

Calcul des ossatures mixtes

par Jean-Marie ARIBERT
Professeur émérite des universités
Conseiller scientifique au CTICM
Rédacteur en chef de l'Eurocode 4 – Partie 1-1

1.	Ossatures articulées et contreventées.....	C 2 564 - 2
2.	Ossatures semi-continues et contreventées	— 3
2.1	Analyse globale élastique	— 3
2.2	Analyse globale rigide-plastique	— 4
2.3	Analyse globale quasi-plastique.....	— 4
3.	Ossatures continues.....	— 5
3.1	Généralités	— 5
3.2	Cas d'un assemblage mixte avec jarret	— 6
3.3	Analyse globale élastique	— 7
3.3.1	Effets de fissuration, fluage et retrait du béton	— 7
3.3.2	Effets du second ordre géométrique.....	— 8
4.	Participation de la dalle et transfert d'efforts entre dalle et poteau.....	— 8
4.1	Largeur participante de dalle.....	— 8
4.2	Vérification de la résistance de la dalle au contact d'un poteau.....	— 9
	Pour en savoir plus	Doc. C 2 564v2

Les bases et expressions de calcul permettant de déterminer le moment résistant et la rigidité en rotation des assemblages mixtes ont été fournies dans le dossier précédent [C 2 563]. La modélisation des assemblages au sein d'une ossature mixte y a été envisagée en fonction de la classification des assemblages en résistance ou en rigidité et du type d'analyse globale pour l'ossature, élastique ou plastique.

On donne dans ce dossier des développements jugés utiles pour l'application des méthodes globales d'analyse et la réalisation de dispositions constructives des assemblages ou de leur voisinage en considérant le cas le plus fréquent, à l'heure actuelle, des **ossatures mixtes articulées et contreventées** mais également celui des **ossatures semi-continues et contreventées** avec des assemblages semi-rigides ou partiellement résistants ; les avantages inhérents à ce deuxième cas d'ossature mixte devraient attirer davantage l'attention des projecteurs. Le troisième et dernier cas traité d'ossature est celui des **ossatures continues et souvent non contreventées** ; le renforcement des assemblages par des jarrets y est abordé, et des approches pragmatiques sont suggérées vis-à-vis des phénomènes de fissuration et de fluage du béton, ainsi que des effets du 2^e ordre géométrique, lorsque l'analyse globale est de type élastique.

En général, les structures d'ossatures tridimensionnelles avec des éléments en acier et/ou mixtes peuvent être subdivisées en plusieurs ossatures planes pouvant être considérées comme appuyées latéralement au niveau des nœuds tridimensionnels. On se placera dans cette hypothèse.

La thématique « Construction mixte acier-béton » se compose de six dossiers :

- [C 2 560] : *Généralités. Caractéristiques des matériaux* ;
- [C 2 561] : *Calcul des poutres mixtes* ;
- [C 2 562] : *Calcul des poteaux mixtes* ;
- [C 2 563] : *Calcul des assemblages mixtes* ;
- [C 2 564] : *Calcul des ossatures mixtes* ;
- [Doc. C 2 564v2] : *Pour en savoir plus.*

1. Ossatures articulées et contreventées

La figure 1 représente le **type d'ossature plane** concernée, où la stabilité vis-à-vis des actions horizontales et des actions gravitaires dissymétriques est assurée soit par une **palée triangulée** (figure 1a), soit par un **portique suffisamment rigide** (figure 1b). La partie articulée de l'ossature peut être également appuyée sur une structure rigide en béton armé (mur de refend, cage d'escalier, etc.).

Les assemblages « nominalement articulés » des poutres aux poteaux peuvent permettre de conserver la continuité des poteaux, ce qui est pratiquement toujours le cas lorsque ceux-ci sont en acier. Lorsque les poteaux sont mixtes, en particulier pour les poteaux à profils creux, il n'est pas rare que ceux-ci soient interrompus au passage des planchers pour une raison de facilité constructive (cf. § 3.3 de [C 2 562]). D'un point de vue structural, les assemblages « nominalement articulés » présentent toujours une certaine rigidité (au plus égale à $0,5 E_a I_1 / L_b$; cf. relation (43) de [C 2 563]) et une certaine résistance (au plus égale à 0,25 fois le moment exigé pour un assemblage qui serait à résistance complète ; cf. § 2.1 de [C 2 563]). Le fait de les considérer comme des articulations parfaites place généralement l'analyse des sollicitations et les vérifications des éléments à aux ELU (états limites ultimes) assez nettement en sécurité ; on peut toutefois rencontrer quelques rares situations où cette simplification deviendrait légèrement insécuritaire ; par exemple celle de poteaux assez élancés et fortement chargés à un niveau proche de l'instabilité par flambement [49].

En ce qui concerne les **dispositions constructives des assemblages**, il est possible d'interrompre la dalle (pleine ou mixte) au passage du poteau, en ménageant un **interstice** ou en plaçant un **joint de dilatation** (figures 2a et b).

Si la dalle est continue, une **armature**, du type treillis soudé (figures 2c), est à placer pour s'opposer au retrait et limiter l'ouverture des fissures dans la dalle si la durabilité de la structure est en cause (cf. § 2.2 de [C 2 561]). Au stade des combinaisons d'actions aux ELU, cette armature est supposée se rompre et donc ne pas assurer la continuité de la dalle. L'assemblage assure alors essentiellement le transfert de l'effort tranchant de la poutre au poteau, et c'est seulement la partie métallique de l'assemblage qu'il revient de dimensionner vis-à-vis de cet effort.

Une solution avec **gousset** soudé sur l'aile du poteau et boulonné à l'âme de la poutre est tout à fait adaptée à la situation (figure 2), avec des règles bien établies pour évaluer la résistance au cisaillement du gousset et de l'âme (cf. § 3.10.2 de [37]) ; à noter qu'avec cette solution, un certain jeu horizontal g doit être prévu entre la semelle comprimée de la poutre et celle du poteau, afin d'éviter un contact précoce à partir duquel l'assemblage cesserait de se comporter comme une articulation (par suite d'une augmentation brusque du moment repris par l'assemblage). En pratique, g

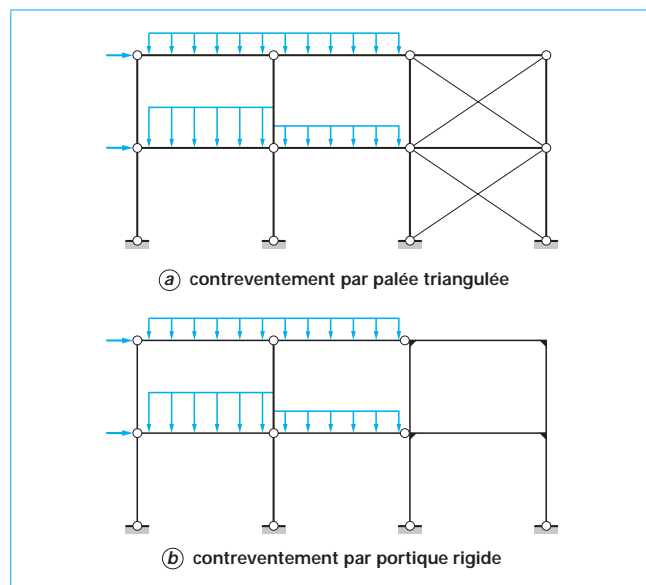


Figure 1 - Ossatures articulées et contreventées

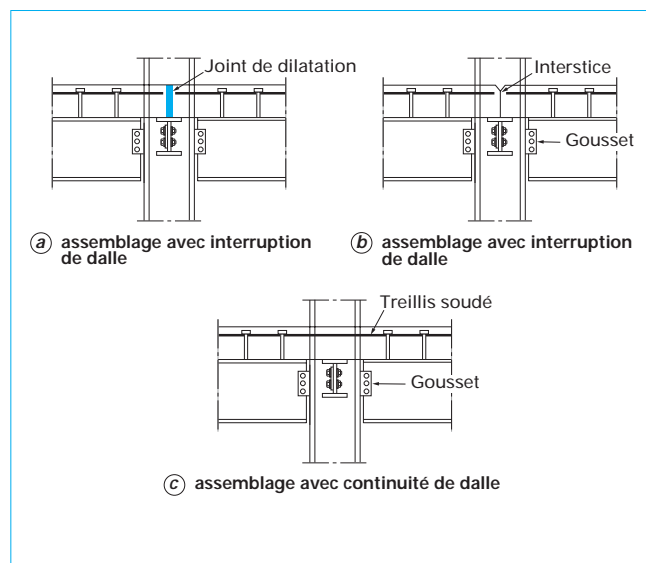


Figure 2 - Assemblages articulés par gousset d'âme boulonné

peut varier de 10 à 20 mm, et des essais ont montré (par exemple, [49]) que g pouvait être évalué approximativement par la relation :

$$g \approx \Phi_{j, Cd} d \quad (1)$$

avec d distance entre la mi-épaisseur de semelle comprimée et le centre de gravité du groupe de boulons du gousset,

$\Phi_{j, Cd}$ capacité de rotation désirée pour l'assemblage.

D'autres systèmes d'attache que le gousset boulonné à l'âme de poutre peuvent être utilisés pour réaliser des assemblages mixtes articulés ; par exemple, les systèmes par **platine d'about boulonnée** tels que ceux de la figure 10b de [C 2 560] en remplaçant l'armature ductile par un simple treillis soudé. Pour conférer à ce type d'assemblage une capacité de rotation importante, la platine doit être mince (avec une épaisseur souvent inférieure ou égale à 10 mm) et ne pas comporter plus de deux rangées de boulons. Dans le cas d'une plaque d'about de hauteur limitée, située en partie inférieure de la poutre en acier, les bras de levier des rangées de boulons par rapport à la mi-épaisseur de la semelle comprimée sont faibles, et le moment résistant de l'assemblage est donc également faible (puisque le treillis soudé est censé n'apporter aucune contribution).

Bien que la **capacité de rotation des assemblages** soit une caractéristique essentielle pour les constructions articulées, il est rare que les projeteurs calculent les rotations exigées (qui ne sont jamais que celles des extrémités de simples poutres isostatiques), ni d'ailleurs les capacités de rotation ; l'utilisation de dispositions empiriques en la matière est de mise la plupart du temps.

Par suite du glissement au droit des boulons avec l'ovalisation des trous de boulons dans le cas d'un assemblage par gousset, ou par suite de la plastification locale d'une platine d'about mince avec un écartement relativement important des deux rangées de boulons (situation qui exclut la rupture des boulons en traction), il est courant d'obtenir des valeurs élevées de $\Phi_{j, Cd}$, par exemple de 80 à 120 mrad pour fixer les idées [49].

2. Ossatures semi-continues et contreventées

La figure 10 de l'article [C 2 560] a déjà montré la grande variété possible des assemblages mixtes (comportant une armature ductile) pour les ossatures semi-continues. Pour les cas (b), (d) et (e) de cette figure, l'assemblage de la partie métallique n'est guère fondamentalement différent de celui d'une ossature articulée en acier de sorte que, dans la phase de construction, l'assemblage mixte s'apparente à un assemblage nominalelement articulé. Ce n'est que dans la phase mixte définitive où l'action de l'armature se combine à celle de l'assemblage métallique que l'assemblage acquiert une rigidité et une résistance significatives. En revanche, le cas (c) d'assemblage, en l'absence de toute attache boulonnée, n'offre une capacité de résistance en moment que dans la phase de fonctionnement mixte, apportée par la seule armature en traction, l'équilibre en compression étant assuré au moyen d'une cale de contact entre la semelle de la poutre et la semelle du poteau. La présence du tasseau soudé à la semelle du poteau est nécessaire en phase de montage, mais également à la reprise de l'effort tranchant amené par la poutre.

Les principaux avantages de l'utilisation d'assemblages semi-rigides et partiellement résistants se situent dans la réduction des hauteurs des sections des poutres mixtes (résultant des vérifications aux ELU) ainsi que dans l'amélioration des conditions de service (réduction de flèches, contrôle de la fissuration). Un inconvénient éventuel provient de la nécessité de renforcer le poteau en acier dans la zone de compression locale, par exemple en soudant, de part et d'autre de l'âme, des **raidisseurs trans-**

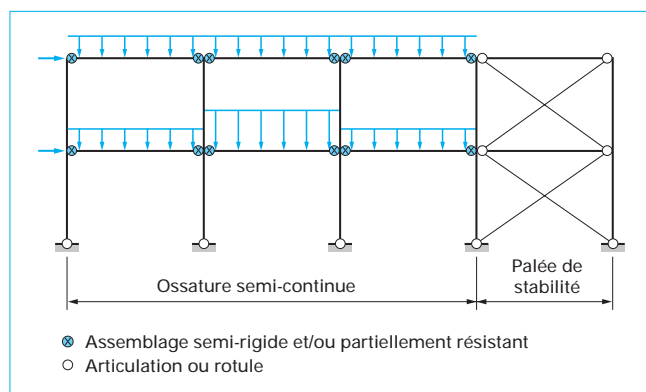


Figure 3 – Ossature semi-continue et contreventée

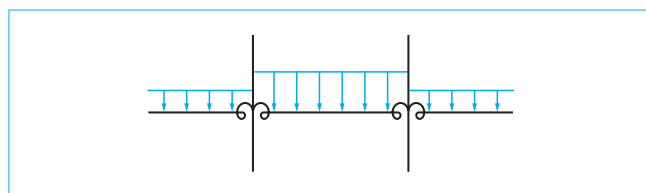


Figure 4 – Ressorts en rotation pour l'analyse globale élastique

versaux dans le prolongement de la semelle de la poutre en acier ; en alternative, ces raidisseurs peuvent être remplacés efficacement par un **enrobage de béton** entre les semelles du poteau (cf. § 1.4.3 de [C 2 563]), qui peut également contribuer à accroître la rigidité et la résistance du poteau lui-même.

2.1 Analyse globale élastique

Si l'on considère maintenant une ossature semi-continue et contreventée du type de celle représentée figure 3, la détermination des sollicitations dans les éléments (poutres et poteaux) aux ELU peut très bien s'effectuer à l'aide d'une **analyse globale élastique** où les assemblages semi-rigides sont représentés par des ressorts ponctuels (figure 4), de rigidité sécante en rotation $S_{j, ini}/\eta$; (cf. relation (1) et paragraphe 1.2 de [C 2 563] pour les valeurs du coefficient η). Il convient alors de s'assurer que le moment de calcul $|M_{j, Ed}|$ dans les assemblages ne dépasse par

leur moment résistant sous flexion négative $M_{j, Rd}^-$. En outre, l'analyse élastique est couramment de type « non fissuré », la seule redistribution de moments étant celle due aux rotations limitées des assemblages, comme déjà dit dans un commentaire du § 2.3 de [C 2 563] (à noter que l'Eurocode 4 ne fournit d'évaluation du pourcentage de redistribution des moments par fissuration que dans le cas de poutres assemblées aux poteaux par des assemblages rigides et à pleine résistance, avec éventuellement un assemblage nominalelement articulé à une extrémité de poutre ; cf. 5.4.4(4) de [1]). En revanche, si le calcul des sollicitations reste basé sur une analyse globale non fissurée, il peut être prudent de tenir compte de l'**éventualité d'une fissuration** lors de la vérification de certains éléments. C'est en particulier le cas des poteaux dans une ossature semi-continue contreventée où la longueur de flambement ℓ (cf. § 2.6 de [C 2 562] pour les poteaux mixtes) peut tenir compte des rigidités en rotation apportées par les liaisons d'extrémité avec les poutres (cf. Annexe E de l'Eurocode 3-1-1, version ENV [24]).

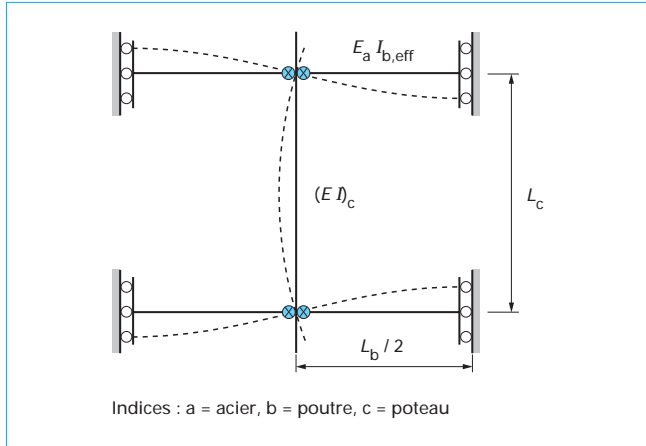


Figure 5 – Sous-structure poteau-poutres

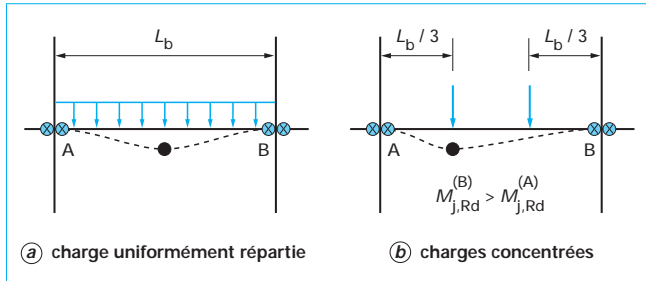


Figure 6 – Mécanismes plastiques de poutre dans les ossatures semi-continues et contreventées

Ainsi, en supposant les poutres mixtes de part et d'autre du poteau fléchies en simple courbure avec des rotations égales et opposées aux extrémités (cf. la sous-structure de la figure 5), la rigidité en rotation apportée par une poutre à l'extrémité du poteau, compte tenu de la présence d'un assemblage semi-rigide, peut être évaluée par la relation :

$$K_{b, \text{eff}} = 2 E_a I_{b, \text{eff}} / [(1 + \alpha) L_b] \quad (2)$$

avec

$$\alpha = 2 E_a I_{b, \text{eff}} / (L_b S_{j, \text{ini}} / \eta) \quad (3)$$

La prudence incite à évaluer la rigidité de la poutre, $I_{b, \text{eff}}$, en tenant compte d'une certaine longueur fissurée de dalle, L_{cr} , adjacente à l'assemblage ; par exemple, une valeur pondérée des inerties de flexion I_1 et I_2 (cf. § 1.7.2 de [C 2 561]) selon la relation :

$$I_{b, \text{eff}} = \frac{2 L_{cr}}{L_b} I_2 + \left(1 - \frac{2 L_{cr}}{L_b} \right) I_1 \quad (4)$$

avec $L_{cr} \approx 0,15 L_b$; une relation de type (4) sera utilisée également plus loin pour les ossatures continues (cf. relation (8)).

2.2 Analyse globale rigide-plastique

Un autre type d'analyse globale mérite attention pour le cas des ossatures semi-continues contreventées, à savoir **l'analyse rigide-plastique**. D'une part, les caractéristiques clés des assemblages à utiliser sont le moment résistant et la capacité de rotation, ce qui évite d'avoir à évaluer la rigidité $S_{j, \text{ini}}$. D'autre part, les mécanismes plastiques à considérer sont nécessairement

simples, se limitant à des mécanismes de poutre : les rotules se forment dans les assemblages partiellement résistants aux extrémités de la poutre et en travée, là où le moment de flexion positif est maximal. En effet, il n'est pas réaliste d'envisager la formation de rotules plastiques dans les poteaux, les mécanismes de type panneau ou portique mis en œuvre par ces rotules ne pouvant se développer en raison du blocage des déplacements horizontaux par les systèmes de contreventement. L'analyse des poutres de l'ossature par mécanismes plastiques ne dispense évidemment pas de vérifier le dimensionnement des poteaux dont les efforts normaux peuvent s'obtenir par simple descente de charges. À l'effort normal dans un poteau, il convient d'ajouter des moments d'extrémité dus au déséquilibre éventuel des moments résistants des assemblages situés de part et d'autre du poteau ; à défaut d'une méthode de calcul plus élaborée, ce déséquilibre de moments peut être réparti entre les deux poteaux, au-dessus et au-dessous de l'extrémité considérée, *au prorata* de leurs rigidités I_c/L_c respectives (cf. les notations de la figure 5). Des analyses détaillées des efforts exercés sur les poteaux, en distinguant les cas des poutres étayées et non étayées en phase de construction et les effets des charges permanentes de poids propre et des charges d'exploitation peuvent être trouvées dans la littérature anglaise (par exemple, cf. § 3.2.2 de [50]).

Les figures 6a et b illustrent les types de mécanisme de poutre à considérer dans les différentes travées sous combinaison des actions aux ELU, respectivement dans le cas d'une charge uniformément répartie p_d par unité de longueur et de deux charges ponctuelles P_d situées au tiers et aux deux tiers de la portée de la poutre. La vérification consiste à s'assurer simplement que :

$$p_d \leq \frac{8}{L_b^2} \left[M_{pl, Rd}^+ + 0,5 \left(M_{j, Rd}^{(A)} + M_{j, Rd}^{(B)} \right) \right] \quad (5)$$

dans le cas de la figure 6a et que :

$$P_d \leq \frac{2}{L_b} \left(1,5 M_{pl, Rd}^+ + M_{j, Rd}^{(A)} + 0,5 M_{j, Rd}^{(B)} \right) \quad (6)$$

dans le cas de la figure 6b en supposant $M_{j, Rd}^{(B)} > M_{j, Rd}^{(A)}$.

$M_{pl, Rd}^+$ est le moment de résistance plastique de la poutre mixte

sous flexion positive et $M_{j, Rd}^{(A)}$ et $M_{j, Rd}^{(B)}$ les moments résistants des assemblages sous flexion négative aux extrémités A et B de la poutre concernée. L'inégalité (5) suppose les deux assemblages (A) et (B) sensiblement équivalents.

Des inégalités similaires à (5) et (6) peuvent être établies pour des **cas de chargement différents**, par application du théorème cinématique de l'Analyse Limite et en précisant la position de la rotule plastique en travée par minimisation de la charge limite plastique. On peut noter également que l'approche précédente n'est pas remise en cause par l'utilisation de **poutres mixtes de classe 3** sous flexion négative dans la mesure où le moment de résistance élastique de la poutre, $M_{el, Rd}$, tel que défini au § 1.4.3 de [C 2 561]), reste supérieur à celui de l'assemblage $M_{j, Rd}$.

2.3 Analyse globale quasi-plastique

Une question importante subsiste pour que les inégalités telles que (5) et (6) ne soient pas remises en cause, qui est de connaître les rotations à exiger des assemblages A et B pour permettre la **formation de la troisième rotule plastique** en travée, étant entendu que ces rotations doivent rester inférieures à la capacité de rotation $\Phi_{j, Cd}$ de chaque assemblage.

L'analyse rigide-plastique ne peut répondre à cette question ; seule une **analyse élasto-plastique** des poutres, tenant compte de l'extension de la zone plastique en travée, peut permettre une **détermination précise des rotations exigées des assemblages**. On trouve dans la littérature anglaise de nombreux travaux pour apporter une réponse, aussi pragmatique que possible, à la question soulevée ; par exemple : [50] [51] [52] [53]. Bien que les paramètres qui influencent la valeur de la rotation exigée des assemblages soient nombreux, on peut résumer les conclusions de ces travaux comme suit.

— La rotation exigée n'est pratiquement pas influencée par la rigidité de l'assemblage.

— En revanche, cette rotation dépend clairement du rapport du moment de l'assemblage au moment positif de résistance plastique en travée, $M_{j,Rd}/M_{pl,Rd}^+$; lorsque ce rapport augmente, toutes choses égales par ailleurs, la rotation diminue quasi linéairement.

— La rotation exigée dépend également du rapport entre la portée de la poutre et la hauteur totale D de la section de poutre, soit L_b/D , et augmente quasi linéairement avec ce rapport lorsqu'il varie de 15 à 30.

— À même charge totale appliquée à la travée, le cas des charges concentrées au tiers et aux deux tiers de la portée (figure 6b) est celui qui exige la plus grande rotation, alors que le cas d'une seule charge concentrée à mi-portée serait celui conduisant à la plus petite rotation ; le cas de la charge uniformément répartie (figure 6a) exige une rotation intermédiaire entre les deux précédentes.

— Lorsque l'une des extrémités est articulée (par exemple, en présence d'un poteau de façade), la rotation exigée de l'assemblage à l'autre extrémité est plus faible qu'en présence de deux assemblages partiellement résistants, dans le cas de la poutre sollicitée par les deux charges concentrées ; cette rotation est quasi-inchangée dans le cas de la charge répartie. Elle serait plus élevée dans le cas d'une charge concentrée unique à mi-portée.

— La limite d'élasticité f_y de la poutre en acier influence directement la rotation exigée des assemblages, du fait que les déformations nécessaires à la formation du mécanisme plastique augmentent avec la déformation limite élastique $\varepsilon_y = f_y/E_a$. En pratique, la rotation exigée est directement proportionnelle à f_y .

— L'étaillage de la poutre métallique en phase de construction est favorable à la rotation exigée des assemblages. Lorsque la poutre n'est pas étayée, une grande partie des charges permanentes est supportée par la poutre métallique seule, générant dans celle-ci de plus grandes déformations et courbures qu'avec une poutre mixte, d'où au final des rotations exigées plus élevées.

— Enfin, il y a tout avantage à ne pas chercher à atteindre rigoureusement en travée le plein moment de résistance plastique de la poutre $M_{pl,Rd}^+$, qui exige une extension non négligeable de la zone plastifiée. Si l'on adopte une valeur légèrement inférieure ($M_{Ed}^+ < M_{pl,Rd}^+$), la rotation exigée de l'assemblage peut être considérablement réduite ; à titre indicatif, cette réduction peut être de 70 % dans des cas courants lorsqu'on adopte M_{Ed}^+ de l'ordre de $0,9 M_{pl,Rd}^+$. Dans cette optique, les auteurs de [54] semblent avoir été les premiers à introduire le concept d'analyse « **quasi plastique** », en soulignant quantitativement les avantages d'une telle analyse par rapport à l'analyse rigide-plastique classique. Il convient de noter que les membres de droite des inégalités telles que (5) et (6) sont uniquement modifiés en remplaçant $M_{pl,Rd}^+$ par M_{Ed}^+ , comme une simple application du théorème des travaux virtuels (et non plus du théorème cinématique de l'Analyse Limite).

On peut trouver dans [53] des formules précises de la rotation exigée des assemblages, obtenues par lissage de nombreux calculs. D'un point de vue plus pragmatique, en supposant que :

$$\frac{M_{j,Rd}}{M_{pl,Rd}^+} \geq 0,3 \quad , \quad \frac{L_b}{D} \leq 30 \quad \text{et} \quad f_y \leq 355 \text{ N/mm}^2$$

on peut proposer de se baser sur les limites suivantes [44] [52] :

— pour le cas de **poutres étayées** :

$$M_{Ed}^+ \leq 0,90 M_{pl,Rd}^+$$

et $\Phi_{j,Cd} \geq 22$ mrad pour une charge uniformément répartie,

$\Phi_{j,Cd} \geq 33$ mrad pour deux charges concentrées ;

— pour le cas de **poutres non étayées** (où les rotations exigées sont celles en fonctionnement mixte sous les charges d'exploitation essentiellement), les mêmes limites de $\Phi_{j,Cd}$ sont utilisables à condition d'adopter :

$$M_{Ed}^+ \leq 0,85 M_{pl,Rd}^+$$

3. Ossatures continues

3.1 Généralités

Les ossatures mixtes continues présentent essentiellement un intérêt en l'absence d'un système de contreventement, parfois imposée par la finalité de la construction.

Exemple : le cas de halls industriels (figure 7) qu'il peut y avoir avantage à concevoir avec des poutres et poteaux mixtes lorsque des exigences sévères sont imposées sur les déplacements latéraux et flèches des poutres aux ELS (états limites de service) et/ou sur la durée de résistance à l'incendie.

L'ossature peut être stabilisée dans le sens de la longueur par des systèmes triangulés classiques, et dans le sens de la largeur par des ossatures en portique, en particulier s'il y a un besoin de circulation.

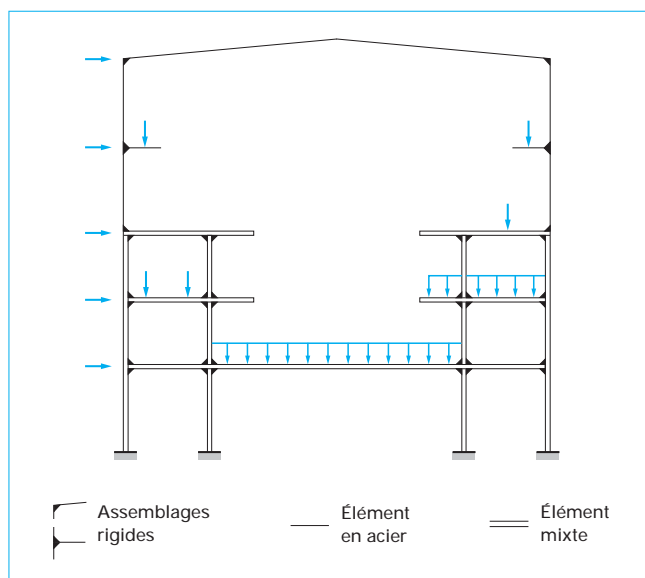


Figure 7 – Ossature mixte continue non contreventée (hall industriel)

Le choix d'une ossature continue peut répondre également à un besoin de conception structurale.

Exemple : en zones sismiques où la structure résistante aux actions sismiques peut bénéficier d'un coefficient de comportement de 6 à 8 si elle est conçue comme une ossature en portique non contreventé, et seulement d'un coefficient ne dépassant pas 4 si elle est constituée par un système triangulé (cf. § 7.3.2 de [13]).

L'analyse globale rigide-plastique pour de telles ossatures est nécessairement d'application limitée, comme le précise d'ailleurs l'Eurocode 4. L'ossature doit être suffisamment rigide, c'est-à-dire ne pas être sensible aux effets du 2^e ordre géométrique, et la considération de mécanismes avec des rotules plastiques dans les poteaux est vivement déconseillée, ces rotules ne possédant qu'une faible capacité de rotation (cf. § 5.4.5 (1) et (5) de [1]). Aussi, seule l'analyse globale de type élastique est-elle examinée ici, ce qui implique que les assemblages de type poutre-poteau soient rigides (ou éventuellement articulés pour certains), conformément au tableau 1 de [C 2 563]. La connaissance de $S_{j, ini}$ est donc nécessaire pour être en mesure de vérifier la condition de l'équation de type (42) de [C 2 563] où le coefficient 8 est à remplacer par 25 pour une ossature non contreventée ; la connaissance de $M_{j, Rd}$ est également nécessaire, et même sous flexions à la fois négative et positive en présence d'actions horizontales fortes et/ou d'ossatures de géométrie fortement irrégulière, de manière à s'assurer que le moment de calcul exercé sur chaque assemblage satisfait bien la condition $|M_{j, Ed}| \leq M_{j, Rd}$.

La solution soudée ou boulonnée par platine d'about, envisagée pour les assemblages semi-rigides (cf. figures 10a et 10b de [C 2 560]), sous réserve de placer un raidisseur transversal dans l'âme du poteau en prolongement de la semelle comprimée en acier (et généralement un deuxième raidisseur en prolongement de la semelle tendue de manière à mieux « border » le panneau d'âme cisailé), et sous réserve d'utiliser une platine suffisamment épaisse (avec généralement plus de deux rangées de boulons), peut permettre d'obtenir des assemblages la rigidité et la résistance nécessaires. Comme déjà mentionné avec les assemblages semi-rigides (§ 2), l'utilisation d'un enrobage partiel de béton entre les semelles du poteau peut remplacer avantageusement les raidisseurs précédents.

La solution de l'assemblage poutre-poteau en acier soudé avec poteau totalement enrobé de béton et une poutre en acier (cf. figure 13 de [C 2 560]) ou une poutre mixte, va conduire d'emblée à un assemblage mixte rigide et à pleine résistance. En présence d'une dalle, la continuité des armatures, les plus centrales, au passage du poteau peut être réalisée en courbant ces armatures pour qu'elles contournent le profilé du poteau. Néanmoins, ce type d'assemblage rend plus complexe la mise en place du béton, avec la nécessité d'utiliser une technique appropriée de coffrage pour les poteaux.

3.2 Cas d'un assemblage mixte avec jarret

Lorsque la portée de la poutre mixte devient importante (par exemple supérieure à 12 m) et que la construction métallique est boulonnée par platine d'about, une plus grande rigidité de l'assemblage mixte peut être obtenue en adoptant la solution d'une platine largement débordante en partie inférieure, renforcée par un jarret soudé sur cette platine et sur la semelle inférieure de la poutre (cf. figure 12b de [C 2 560]). Vu l'empêchement du jarret, cette solution va intéresser plutôt les bâtiments industriels.

Les codes actuels des constructions en acier, mis à part l'Eurocode 8 – Partie 3 (cf. Annexe B « informative » de [55]), ne donnent guère d'indications sur la manière de concevoir et de calculer de tels jarrets, ni sur l'évaluation de leur contribution à la rigidité et à la résistance de l'assemblage poutre-poteau. Quelques règles de dimensionnement ont pu être dégagées d'une étude par éléments finis [56] dans le cas d'assemblages soudés en acier, règles dont

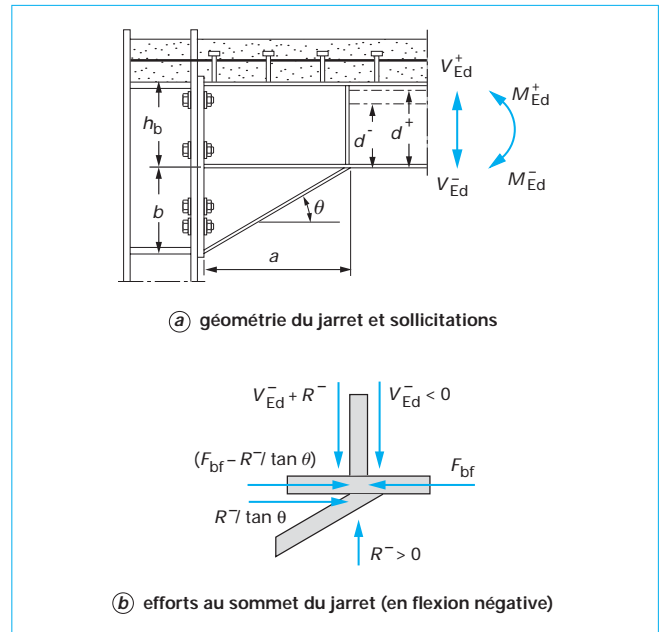


Figure 8 – Assemblage mixte avec jarret et modélisation du jarret

s'inspire vraisemblablement l'Eurocode 8 – Partie 3. Ces règles ont été adaptées au cas des assemblages mixtes sous flexions positive et négative dans [57] [58] pour le dimensionnement du jarret, mais aussi pour l'application de la méthode des composants exposée aux § 1.3 et 1.4 de [C 2 563]. Si l'on considère l'assemblage mixte avec jarret représenté sur la figure 8a et sollicité dans la section de poutre immédiatement à l'extérieur du jarret par un moment fléchissant M_{Ed}^{\pm} et un effort tranchant V_{Ed}^{\pm} , l'action du jarret va consister essentiellement en une force élastique portée par la semelle du jarret, se décomposant en une réaction verticale R^{\pm} et une réaction horizontale $R^{\pm}/\tan \theta$ (on précise que, dans les variables M_{Ed} , V_{Ed} et R , l'indice supérieur + correspond à la flexion positive et l'indice - à la flexion négative). La figure 8b montre comment s'équilibrent les efforts au sommet du jarret dans le cas d'une flexion négative M_{Ed}^- avec un effort tranchant V_{Ed}^- négatif. On peut noter que l'effort tranchant dans l'âme de la poutre située au-dessus du jarret est réduit à la valeur $V_{Ed}^- + R^-$, avec même la possibilité de changer de signe lorsque la réaction R^- , comptée ici positive, devient supérieure à V_{Ed}^- . De même, l'effort de compression dans la semelle inférieure de la poutre à l'extérieur du jarret, F_{bf} , est réduit à $(F_{bf} - R^-/\tan \theta)$ dans la partie de semelle au-dessus du jarret. En contre-partie, l'effort de compression locale dans l'âme du poteau à la base du jarret, $R^-/\tan \theta$, conduit vraisemblablement à placer un raidisseur transversal dans l'âme du poteau, de même que la réaction verticale au sommet du jarret, R^- , conduit généralement à placer un raidisseur transversal dans l'âme de la poutre (figure 8a). Quant à la réaction du jarret R^{\pm} (comptée en valeur algébrique avec le signe positif en verticale ascendante), elle peut s'évaluer à l'aide de l'expression suivante :

$$R^{\pm} = \frac{b}{a} \frac{(6d^{\pm} + 3b)M_{Ed}^{\pm} + (3ad^{\pm} + 2ab)V_{Ed}^{\pm}}{6(d^{\pm})^2 + 6bd^{\pm} + 2b^2 + 6\frac{I_{1,2}}{A_b^{\pm}} + 6\frac{I_{1,2}}{A_{hf} \cos^3 \theta}} \quad (7)$$

avec M_{Ed}^{\pm}	compté positif et M_{Ed}^{-} négatif,
I_1 et A_b^{+}	respectivement moment d'inertie et aire de section homogénéisée de la poutre mixte sous flexion positive,
I_2 et A_b^{-}	grandeurs semblables sous flexion négative, en négligeant le béton en traction mais en tenant compte de l'armature,
A_{hf}	aire de la section de la semelle du jarret,
a, b et θ	longueur, hauteur maximale et inclinaison de semelle du jarret, comme indiqué figure 8a,
d^{+} (d^{-})	distance de l'axe neutre élastique de la poutre mixte sous flexion positive (et sous flexion négative) à la face externe de la semelle métallique inférieure de la poutre.

Les efforts représentés à la figure 8b sont utiles en particulier à la vérification de la résistance et de la stabilité de la semelle et de l'âme du jarret, à celle de la résistance en cisaillement de l'âme de la poutre à proximité de la platine d'about, et au dimensionnement des raidisseurs mentionnés plus haut (cf. relations B.42 à B.45 de [55]). Quant à la platine d'about boulonnée avec son extension sur la hauteur du jarret, soumise globalement au moment de flexion ($M_{Ed}^{\pm} + aV_{Ed}^{\pm}$) et à l'effort tranchant V_{Ed}^{\pm} , elle peut être modélisée par la méthode des composants en association avec le poteau et l'armature, comme expliqué aux § 1.3 et 1.4 de [C 2 563] ; les ressorts de type 1 et 2 (ce dernier seulement en l'absence de raidisseur d'âme du poteau) sont à placer maintenant au niveau de la base du jarret, et des ressorts de type 3, 4, 5 et 10 au niveau de chacune des rangées de boulons en regard des âmes de la poutre et du jarret (cf. figure 4 de [C 2 563] pour la numérotation des ressorts). Le calcul des caractéristiques $S_{j,ini}$ et $M_{j,Rd}$ de l'assemblage mixte avec jarret s'effectue alors selon les mêmes principes que pour un assemblage sans jarret (cf. application numérique en [45]).

Suite à ces considérations spécifiques aux assemblages d'ossatures mixtes continues, quelques indications peuvent être données pour une mise en œuvre appropriée de l'**analyse globale élastique des ossatures**. L'Eurocode 4 indique clairement que dans la détermination de la rigidité de l'ossature, donc des rigidités de ses éléments, il convient de prendre en compte les effets de la fissuration du béton, du fluage et du retrait du béton, et du passage de construction (cf. § 5.2.1 (4) et 5.4.2.1 (1) de [1]).

3.3 Analyse globale élastique

3.3.1 Effets de fissuration, fluage et retrait du béton

En ce qui concerne les **poteaux mixtes**, l'effet de la fissuration a été introduit en [C 2 562] par le biais d'une rigidité efficace (EI)_{eff} définie à la relation (22) pour une analyse au 1^{er} ordre géométrique, et à la relation (26) pour une analyse au 2^e ordre (au niveau local des éléments si la structure est rigide, au niveau local des éléments et global de la structure si celle-ci est souple).

L'effet du fluage et du retrait dans ces poteaux, fonction de l'importance des charges permanentes appliquées à l'ossature, a été également introduit à la relation (23) du même dossier.

En ce qui concerne les **poutres mixtes**, l'effet du fluage est automatiquement pris en compte dans la valeur du coefficient d'équivalence acier-béton à long terme n (défini à la relation (4) de [C 2 560]), lors du calcul du moment d'inertie géométrique de la section mixte sous flexion positive (ce moment d'inertie I_1 n'est autre que le moment d'inertie homogénéisé I_h , donné aux relations (7) et (11) de [C 2 561]) ; la plupart du temps, pour mémoire, il n'est pas nécessaire de distinguer les actions à court

terme et celles à long terme, en ayant la possibilité d'adopter un coefficient d'équivalence intermédiaire (défini à la relation (5) de [C 2 560]).

Par ailleurs, comme expliqué au § 3.1 de [C 2 560], le **retrait** est rarement pris en considération dans les poutres de bâtiments pour des vérifications aux ELU (et même pour le calcul des flèches aux ELS lorsque le rapport de la portée à la hauteur totale de la poutre ne dépasse pas 20 ; cf. § 7.3.1 (8) de [1]). Dans le cas assez rare de l'utilisation de poutres mixtes de classe 4 dans une ossature de bâtiment, on peut envisager d'évaluer les effets primaires et secondaires (c'est-à-dire hyperstatiques) du retrait dans l'ossature, lors de l'analyse globale, en adoptant pour coefficient d'équivalence acier-béton n celui de la relation (4) de [C 2 560] avec $\Psi_L = 0,55$.

L'aspect de la **fissuration du béton dans les poutres mixtes** d'ossatures continues est, en revanche, plus essentiel à considérer, aussi bien pour le calcul des sollicitations à l'ELU que pour les vérifications aux ELS.

■ Dans la mesure où l'ossature ne résiste pas aux actions horizontales au moyen d'un système de contreventement, une modélisation simplifiée de la fissuration, du type de celle utilisée pour les poutres continues, avec 15 % de la travée fissurée de part et d'autre de chaque appui intermédiaire (cf. § 1.7.2 et figure 17b de [C 2 561]), ne peut être transposée, en principe, aux poutres de l'ossature (où les poteaux seraient assimilés aux appuis intermédiaires).

■ En l'absence de modélisation simplifiée, il convient de signaler que la **version EN de l'Eurocode 4** propose une méthode se voulant générale pour déterminer les **effets de la fissuration dans les poutres d'une structure mixte** (cf. § 5.4.2.3 (2) de [1]). Cette méthode est la suivante.

— Dans un premier temps, on détermine par des analyses globales de l'ossature où les poutres ne sont pas fissurées, l'enveloppe des sollicitations engendrées par les combinaisons des actions caractéristiques (cf. § 6.5.3 dans l'EN 1990 [21]) ; ces analyses utilisent donc pour les poutres la rigidité de flexion $E_a I_1$ des sections non fissurées, en incluant les effets à long terme (coefficient d'équivalence n).

— Dans les régions des poutres où la contrainte de traction exercée sur la fibre extrême du béton de la dalle par l'enveloppe des sollicitations dépasse deux fois la résistance moyenne à la traction f_{ctm} (donnée dans le tableau 1 de [C 2 560]), la rigidité de flexion des sections est réduite à la valeur « fissurée » $E_a I_2$. Avec les distributions de I_1 et I_2 ainsi trouvées dans les poutres, on effectue, dans un deuxième temps, les analyses globales de l'ossature pour les combinaisons des actions aux ELU (à noter que les mêmes distributions de I_1 et I_2 peuvent être utilisées pour les analyses globales aux ELS).

La méthode précédente peut paraître séduisante par sa généralité, mais sa mise en œuvre s'avère très laborieuse pour une ossature de bâtiment, de géométrie souvent complexe, contrairement au cas d'un **ouvrage d'art** dont la géométrie, à caractère linéique dominant, se prête davantage à une détermination d'enveloppes des sollicitations. En outre, dans un ouvrage d'art, ces enveloppes sont moins sensibles aux charges variables que dans une ossature de bâtiment, vu l'importance des charges permanentes dans cet ouvrage. Enfin, le critère $2 f_{ctm}$, utile à la définition des zones fissurées, est manifestement adapté aux possibilités de redistribution des moments par fissuration dans les poutres continues des ponts mixtes, envisagées dans l'Eurocode 4 – Partie 2 [59], qui ne sont pas nécessairement les mêmes que dans les poutres des bâtiments.

■ Une **solution plus pragmatique** pour tenir compte des effets de fissuration des poutres de l'ossature, se plaçant dans le même ordre d'idée que celle retenue pour les poteaux, consiste simplement à

adopter une valeur unique de l'inertie de flexion pour une poutre donnée, pondérée entre l'inertie « fissurée » I_2 et l'inertie « non fissurée » I_1 , de la forme :

$$I_{\text{eff}} = \omega I_1 + (1 - \omega) I_2 \quad (8)$$

où le facteur de pondération ω est censé couvrir les cas extrêmes de distribution des moments fléchissants. À l'expérience de projets sur des ossatures industrielles (par exemple du type de celle de la figure 7, voire plus complexes), soumises à des charges d'exploitation de positions très variables (notamment en présence de ponts roulants et d'engins de maintenance), le facteur ω se situerait autour de la valeur 0,6. Il convient d'ailleurs de signaler que précisément cette valeur 0,6 a été spécifiée par l'Eurocode 8-1 pour l'analyse globale des portiques mixtes sous des actions latérales sismiques (cf. relation (7.13) de [13]) ; elle figure également dans la version actualisée des règles parasismiques françaises PS 92 (cf. chapitre 13A de l'amendement n° 2 de ces règles, de novembre 2004).

Lorsque les poutres mixtes comportent un enrobage partiel de béton entre les ailes, réalisé selon les dispositions constructives appropriées (cf. § 6.3 de [1]), les valeurs de I_1 et I_2 figurant dans [45] peuvent se calculer en cherchant la position de l'axe neutre élastique (selon le principe d'égalité des moments statiques) et en négligeant la part du béton tendu, dans l'enrobage comme dans la dalle.

3.3.2 Effets de second ordre géométrique

Un dernier aspect reste à évoquer au sujet de l'analyse globale élastique des ossatures non contreventées, à savoir si cette analyse peut être effectuée au 1^{er} ordre géométrique (c'est-à-dire sans tenir compte de la déformation de l'ossature, notamment sous les actions horizontales), ou si l'analyse doit être effectuée au 2^e ordre. Sur le plan de la terminologie, on dit dans le premier cas que la structure est « rigide », dans le second qu'elle est « souple ». Comme critère pratique de classification entre les situations rigide et souple, l'Eurocode 4 (cf. § 5.2.1 (3) de [1]) utilise, comme l'Eurocode 3 (cf. § 5.2.1 (3) de [14]), le coefficient d'amplification critique :

$$\alpha_{\text{cr}} = \frac{V_{\text{cr}}}{V_{\text{Ed}}} \quad (9)$$

avec V_{Ed} valeur de calcul de la charge verticale totale,
 V_{cr} valeur critique élastique de la charge verticale totale d'instabilité par flambement dans un mode global ; autrement dit, V_{cr} est une charge de bifurcation d'équilibre, déterminée sur la géométrie initiale de la structure (sans imperfections) en l'absence des actions horizontales.

Pour évaluer V_{cr} , il convient de tenir compte de la fissuration, du fluage et du retrait du béton, comme cela a été indiqué au § 3.3.1.

Lorsque la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha_{\text{cr}} \geq 10 \quad (10)$$

on est en droit de considérer la structure comme rigide. Dans le cas des ossatures planes avec poutres et poteaux orthogonaux, l'Eurocode 4 (cf. § 5.2.2 (1) de [1]) permet d'utiliser l'expression approchée de α_{cr} donnée dans l'EN 1993-1-1 (cf. § 5.2.1 (4) de [14]), déduite d'une simple analyse globale au 1^{er} ordre, sous réserve de tenir compte, là encore, des effets de la fissuration, du fluage et du retrait du béton.

Lorsque l'ossature est souple, mais avec α_{cr} satisfaisant :

$$4 \leq \alpha_{\text{cr}} < 10 \quad (11)$$

il est permis d'utiliser une analyse élastique au 1^{er} ordre, complétée d'une méthode d'amplification des moments dus à la

déformation latérale de l'ossature, le facteur d'amplification étant donné par :

$$\frac{1}{1 - 1/\alpha_{\text{cr}}} \quad (12)$$

La procédure à suivre pour une application correcte de la méthode d'amplification des moments est indiquée dans [24] (à l'occasion d'un commentaire sur la clause 5.2.6.2 (5)), et une confirmation de la méthode pour les ossatures mixtes peut être trouvée dans [60].

Lorsque α_{cr} est inférieur à 4, seule une analyse rigoureuse au 2^e ordre géométrique doit être envisagée, nécessitant une formulation adaptée à la résolution numérique [34] [35].

Que l'analyse globale élastique soit au 1^{er} ou au 2^e ordre géométrique, on ne doit pas négliger de prendre en compte dans cette analyse l'effet d'une imperfection globale de l'ossature, représentée en général par un défaut initial d'aplomb Φ , admis identique à celui des ossatures en acier (cf. § 5.3.2 de [14]) ; généralement, on considère que la valeur $\Phi = 1/200$ place en sécurité.

En revanche, il n'est pas nécessaire de prendre en compte les imperfections locales des éléments mixtes comprimés lorsqu'une analyse globale du 1^{er} ordre est utilisée (cf. condition (10)) également lorsque l'élanement de ces éléments reste inférieur à :

$$\bar{\lambda} \leq 0,5 (N_{\text{pl,Rk}}/N_{\text{Ed}})^{1/2} \quad (13)$$

où N_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort normal dans les éléments, lorsqu'on opère avec une analyse globale du 2^e ordre géométrique (cf. § 5.3.2.1 (2) de [1]) ; les définitions de $\bar{\lambda}$ et de $N_{\text{pl,Rk}}$ ont été données par les relations (19) et (20) de [C 2 562]. Mais la vérification vis-à-vis du flambement des éléments mixtes comprimés et fléchis oblige à introduire systématiquement une imperfection locale au niveau de ces éléments, qu'il convient d'amplifier au 2^e ordre de manière rigoureuse ou simplifiée (comme expliqué dans le § 2.8 de [C 2 562]).

4. Participation de la dalle et transfert d'efforts entre dalle et poteau

Ce paragraphe, qui s'adresse à la fois aux ossatures semi-continues et continues, revient sur le concept de largeur participante de dalle (cf. § 1.2 de [C 2 561]), replacé dans le contexte des ossatures en portiques. Toutes les expressions des moments résistants d'assemblages et de poutres et celles des moments d'inertie géométrique des poutres qui précèdent dans le présent dossier et dans le dossier précédent [C 2 563] ont supposé connues les largeurs participantes de dalle, sous flexions positive et négative, sans que soient précisées les valeurs de ces largeurs. Par ailleurs, le déséquilibre des efforts dans la dalle au passage d'un poteau conduit à envisager certaines dispositions constructives, en particulier à placer une armature transversale de section suffisante sans laquelle la valeur de la largeur participante de dalle pourrait être remise en cause.

4.1 Largeur participante de dalle

L'Eurocode 4 ne fournit pas d'informations précises sur les largeurs participantes de dalle à utiliser dans les ossatures en portiques (cf. § 5.4.1.2 de [1]), obligeant les projeteurs à transposer des règles pratiques illustrées uniquement dans le cas d'une poutre mixte continue, représentée sur la figure 3 de [C 2 561].

Dans le cas d'une ossature continue contreventée, on conçoit assez facilement que les règles données pour une poutre continue

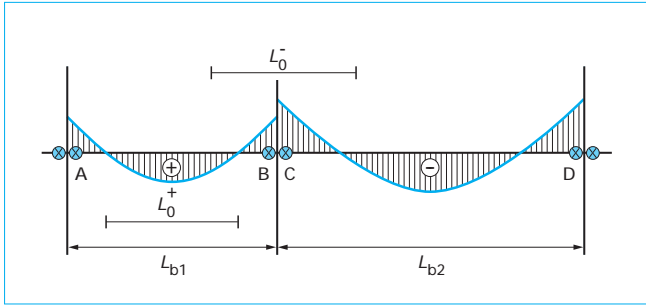


Figure 9 – Longueurs L_0 pour le calcul des largeurs participantes de dalle dans une ossature en portique

puissent s'appliquer directement aux travées de poutre d'un même étage de portique (à l'exception toutefois des zones adjacentes aux poteaux extérieurs), les poteaux intermédiaires intervenant au même titre que les appuis intermédiaires d'une poutre continue.

Il en va différemment dans le cas des **ossatures semi-continues** ; bien que l'Eurocode 4 attire l'attention sur la nécessité de tenir compte du comportement des assemblages sur la détermination de la longueur L_0 utile au calcul des largeurs participantes, il ne fournit pas de règle d'application à ce sujet (cf. § 5.4.1.2 (8) de [1]). En outre, le concept de largeur participante pour des **ossatures non contreventées** et souples n'est pas abordé dans l'Eurocode.

■ Faute d'informations plus précises, si l'on admet l'hypothèse d'une interpolation linéaire des valeurs de largeur participante connues dans les cas extrêmes des assemblages continus et articulés, on peut proposer les formules suivantes de L_0 (figure 9) lorsqu'on considère le cas d'une **ossature contreventée semi-continue avec des assemblages partiellement résistants** entre poutres et poteaux (donc traitée par une analyse globale de type plastique) :

— pour la zone sous flexion positive de la travée AB :

$$L_0^+ = L_{b1} \left(1 - 0,15 \frac{M_{j,Rd,A}^-}{M_{pl,Rd,A}^-} - 0,15 \frac{M_{j,Rd,B}^-}{M_{pl,Rd,B}^-} \right) \quad (14)$$

— pour la zone sous flexion négative située au voisinage des assemblages B et C :

$$L_0^- = 0,25 \left(L_{b1} \frac{M_{j,Rd,B}^-}{M_{pl,Rd,B}^-} + L_{b2} \frac{M_{j,Rd,C}^-}{M_{pl,Rd,C}^-} \right) \quad (15)$$

Dans ces expressions, la notation $M_{j,Rd}^-$ désigne le moment résistant (sous flexion négative) de l'assemblage concerné (A, B ou C), et $M_{pl,Rd}^-$ le moment de résistance plastique (sous flexion négative) de la section de poutre mixte attachée par cet assemblage. Une contrepartie des expressions (14) et (15) est d'avoir à calculer la largeur participante à partir de moments résistants qui dépendent eux-mêmes de cette largeur. Il conviendrait donc, en principe, d'utiliser une procédure itérative pour le calcul de la largeur participante ; en pratique, le nombre des itérations est limité par le fait que la valeur d'un moment de résistance plastique n'est pas très sensible aux variations de la largeur participante de dalle.

■ Dans le cas d'une **ossature contreventée semi-continue avec assemblages semi-rigides** (donc traitée par une analyse globale de type élastique), les expressions (14) et (15) peuvent être encore appliquées, en cohérence avec l'Eurocode 4 qui admet d'adopter la même largeur participante de dalle pour le calcul de la rigidité et celui de la résistance en flexion d'une section de poutre (cf. § 1.2 de [C 2 561]). Même si souvent l'analyse globale n'utilise que la largeur participante sous flexion positive (cf. § 2.1), la connaissance de la

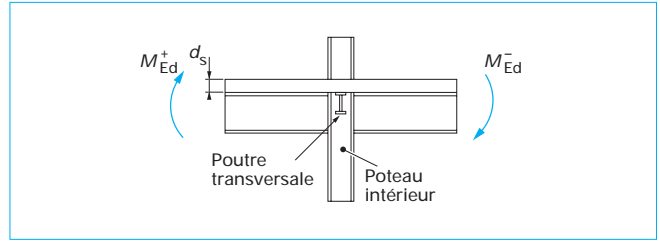


Figure 10 – Déséquilibre de l'effort axial dans la dalle

largeur participante sous flexions positive et négative reste nécessaire pour la vérification des poutres et des assemblages ($|M_{j,Ed}^-| \leq M_{j,Rd}^-$).

■ Le cas d'une **ossature continue non contreventée avec des assemblages rigides**, *a fortiori* si cette ossature est **souple**, conduit à envisager le renversement éventuel du moment fléchissant à l'une des deux extrémités de chaque travée de poutre. Ainsi, si ce renversement se produit au niveau de l'assemblage B (figure 9), il convient de prendre $M_{j,Rd,B}^-$ égal à zéro dans les expressions (14) et

(15), étant entendu que le rapport $M_{j,Rd,A}^-/M_{pl,Rd,A}^-$ est pris égal à 1.

En outre, comme en pratique il est difficile d'envisager l'emploi de largeurs participantes susceptibles de changer à chaque combinaison d'actions considérée aux ELU, il relève de l'expérience des projeteurs de ne retenir que les valeurs jugées les plus significatives, en cohérence avec le choix de l'inertie efficace pondérée des travées de poutre, suggéré par la relation (8).

4.2 Vérification de la résistance de la dalle au contact d'un poteau

Dans les ossatures continues non contreventées, *a fortiori* souples, où il peut y avoir renversement du moment exercé à une extrémité de travée de poutre sous les actions horizontales, le déséquilibre d'effort axial dans la dalle au passage du poteau peut être important, comme l'illustre la situation représentée figure 10. Le problème existe également avec les ossatures semi-continues contreventées, mais à un degré moindre, lorsque les moments exercés de part et d'autre d'un poteau sont différents (par exemple, en raison des actions variables réparties en « damier » sur les travées d'un même niveau). Le déséquilibre d'effort axial, F_{Ed} , dépend donc du type d'ossature et de l'intensité des actions horizontales ; il ne saurait dépasser la valeur indiquée ci-après :

$$F_{Ed} \leq F_{Ed}^{(max)} \quad (16)$$

avec

$$F_{Ed}^{(max)} = A_s f_{sd} + b_{eff}^+ d_s (0,85 f_{cd})$$

qui correspond au cas extrême de deux rotules plastiques de signes opposés, rencontré dans le cas d'actions horizontales sismiques. Ici, d_s désigne l'épaisseur de la dalle ; (cf. § 1.5 de [C 2 561] pour les autres notations). L'Eurocode 4 attire l'attention des projeteurs sur ce déséquilibre d'effort en suggérant d'utiliser un **modèle « bielle-tirant »** dans la dalle pour assurer sa résistance au contact de l'ailé du poteau (cf. § 8.4.2.1 (3) de [1]) ; mais il ne fournit pas de règle d'application précise à ce sujet. On trouve des modèles « bielle-tirant » dans l'EN 1992-1-1 [11], mais ceux-ci ne s'avèrent pas facilement adaptables à la situation représentée figure 10, avec la présence d'un poteau métallique en I ou H et éventuellement d'une poutre transversale à laquelle la dalle est généralement connectée. En revanche, l'Annexe C (normative) de l'EN 1998-1-1 [13] traite la question dans le détail, en considérant

toutes les situations qui peuvent se rencontrer : poteau intérieur avec ou sans poutre transversale, poteau de façade avec ou sans bande de rive en béton en console, ou avec ou sans poutre de façade en acier. On se contente de donner ici quelques formules de base dans le cas d'un poteau intérieur (figure 10). Il convient de vérifier la condition :

$$F_{Ed} \leq F_{Rd} \quad (17)$$

avec $F_{Rd} = F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3}$

F_{Rd1} est une résistance de contact direct de la dalle avec la semelle en acier du poteau (figure 11), soit :

$$F_{Rd1} = b_c d_s (0,85 f_{cd}) \quad (18)$$

F_{Rd2} provient de la résistance de bielles de béton comprimées (venant prendre appui sur la hauteur h_c du profilé et nécessitant la présence de barres d'armature transversale qui sont tendues), avec :

$$F_{Rd2} = 0,7 h_c d_s (0,85 f_{cd}) \quad (19)$$

F_{Rd3} est une résistance supplémentaire apportée par la présence de la poutre transversale en supposant qu'il y ait n connecteurs répartis sur la largeur participante de dalle (b_{eff}^- pour se placer en sécurité) :

$$F_{Rd3} = n P_{Rd} \quad (20)$$

avec P_{Rd} résistance de calcul en cisaillement d'un connecteur (cf. § 1.9 de [C 2 561]). En l'absence de poutre transversale, on doit considérer évidemment que F_{Rd3} est nul.

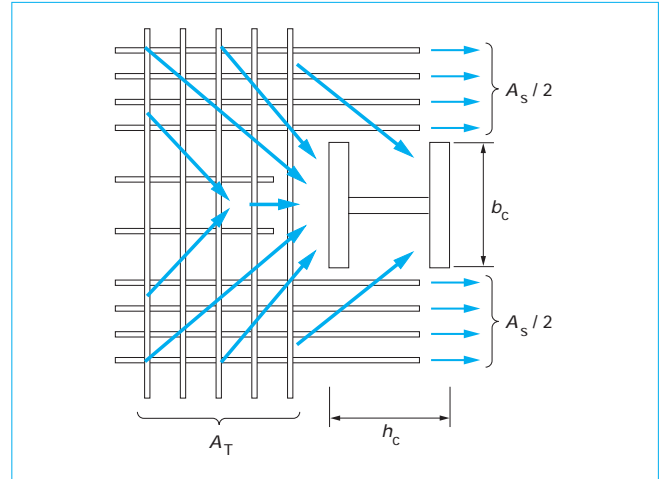


Figure 11 – Bielles comprimées de béton

L'aire totale de la section des barres d'armature transversale nécessaire à la formation des bielles résulte immédiatement de la condition :

$$A_T \geq 0,5 F_{Rd2} / f_{sd} \quad (21)$$

en supposant ces barres à leur résistance limite de calcul f_{sd} . Ne pas satisfaire à la condition de type (17) peut remettre en cause les valeurs de largeur participante de dalle de part et d'autre du poteau, considérées au § 4.1.