

Chapitre 12. Bâtiments à ossature mixte en zone sismique.

12.1. Introduction.

Il existe des solutions mixtes acier-béton très diverses dans le domaine du bâtiment. A côté des classiques ossatures auto stables en portique et des ossatures contreventées par des triangulations à barres centrées ou excentrées, on peut aussi concevoir des solutions mixtes appartenant aux types suivants :

- des ossatures à murs mixtes acier-béton – Type 1 et 2 à la figure 12.1 ;
- des systèmes mixtes avec murs ou poteaux en béton armé et poutres de couplage métalliques ou mixtes – Type 3 à la figure 12.1 ;
- des murs mixtes comportant une âme d'acier travaillant en cisaillement, continue sur la hauteur du bâtiment, et des "ailes" en acier ou mixtes pour la reprise de la flexion ; ce type de murs peut-être ou non enrobé de béton sur une ou sur deux faces.

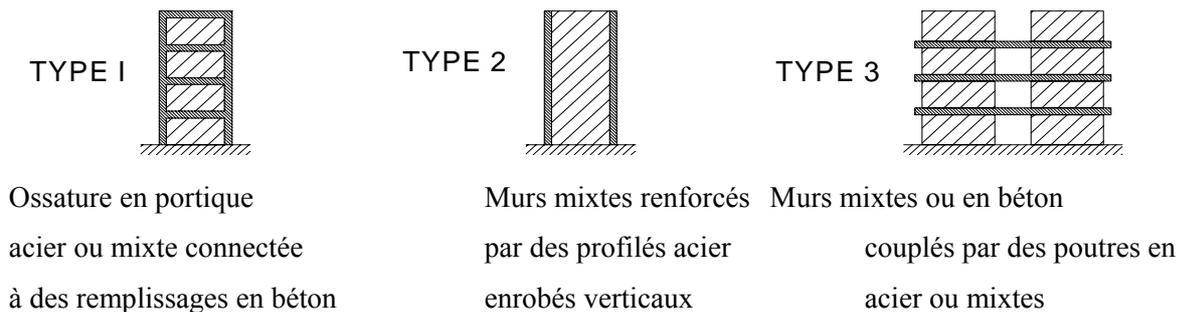


Figure 12.1. Murs mixtes (Type 1 et 2). Murs mixtes ou en béton armé couplés par des poutres aciers ou mixtes (Type 3).

12.2. Condition pour qu'un élément mixte soit dissipatif.

Les sections ou assemblages mixtes sont fait de deux matériaux : l'acier et le béton.

L'acier est un matériau ductile. Si on utilise des nuances convenables, l'allongement à rupture est supérieur à 15 % = $150 \cdot 10^{-3}$ et la ductilité $\varepsilon_{y, max} / \varepsilon_y$ supérieure à 15.

Le béton est caractérisé par une capacité de déformation ε_{cu2} à rupture très limitée, de l'ordre de $3,5 \cdot 10^{-3}$. La déformation ε_{cu2} vaut seulement 2 fois l'accourcissement maximum élastique de sorte que la ductilité du matériau béton n'est que de 2, à comparer à 15 pour l'acier. On peut relever ε_{cu2} par un facteur de 2 à 4 si on confine le béton par des armatures transversales, mais ceci ne vaut que pour la partie de béton intérieure à ces armatures et, en outre, est difficile à réaliser dans la dalle d'un profil en T (poutre acier + dalle).

On obtient la ductilité requise des éléments structuraux ou assemblages mixtes de la même manière, qu'en béton armé, c'est-à-dire en proportionnant les sections/assemblages mixtes de manière telle que l'acier plastifie alors que le béton reste dans le domaine élastique. De cette façon, on maintient l'intégrité du béton pendant le séisme et le caractère dissipatif est réalisé par la plastification de l'acier des profilés et/ou des armatures. On développe ce point en 12.8.

12.3. Un choix de départ dans le projet d'ossature mixte : le caractère plus ou moins mixte.

Des ossatures dissipatives demandent des zones dissipatives fiables.

Il existe deux options :

- soit on réalise des sections/assemblages mixtes respectant les conditions voulues ;
- soit on compte seulement sur l'ossature acier, on ne calcule qu'avec elle et on néglige l'apport du béton à la résistance.

Dans cette dernière option, on évite tout travail en sections mixtes dans les zones dissipatives, ce qui facilite l'analyse et élimine les détails parasismiques du béton, mais il faut être certain d'assurer une réelle indépendance du béton par rapport à l'ossature acier dans les zones dissipatives potentielles.

Ceci est une nécessité absolue si on veut que le modèle de l'ossature utilisé pour l'analyse représente correctement le comportement réel de l'ossature, car, en projet parasismique, une sous estimation de la résistance et de la raideur ne place pas en sécurité. Sous estimer la raideur signifie qu'on effectue l'analyse d'une structure plus flexible, ce qui correspond à des forces sismiques et des sollicitations moindres, car les ordonnées du spectre de réponse en accélération décroissent avec des périodes croissantes. Sous estimer la résistance des poutres signifie que le dimensionnement en capacité des poteaux et assemblages est effectué sur une base erronée, ce qui conduit à des sous dimensionnement et au risque de favoriser des modes de ruines locaux en lieu et place du mécanisme plastique global souhaité.

12.4. Principes de dimensionnement et coefficients de comportement dans l' Eurocode.

Le projet de bâtiment mixte en zone sismique peut-être effectué selon trois approches :

- Principe a) : comportement faiblement dissipatif ; seul l'Eurocode 4 (projet statique) est d'application, l'Eurocode 8 intervenant seulement pour le calcul de l'action sismique ;
- Principe b) : comportement dissipatif, avec des zones dissipatives mixtes et l'application des Eurocodes 4 et 8 pour l'analyse et les vérifications des éléments structuraux ;
- Principe c) : comportement dissipatif, avec des zones dissipatives en acier seul et l'application des Eurocodes 3, 4 et 8 pour l'analyse et les vérifications des éléments structuraux.

Ces principes de dimensionnement correspondent à des Classes de Ductilité et des coefficients de comportement q qui sont indiqués au Tableau 12.1.

Tableau 12.1. Principe de dimensionnement, Classes de Ductilité et bornes supérieures des valeurs du coefficient de comportement q .

Principe de dimensionnement	Classe de Ductilité	Intervalle des valeurs du coefficient q
Principe a) Comportement de structure faiblement dissipatif	DCL	$q \leq 1,5 - 2$
Principe b) or c) Comportement de structure dissipatif	DCM	$q \leq 4$ + limites du Tableau 12.2
	DCH	limites du Tableau 12.2

Il n'y a pas de relation directe entre la classe de ductilité d'une structure et un déplacement cible global qu'elle devrait être capable d'atteindre. Dans le cas des ossatures en portique toutefois une capacité de rotation est requise dans la zone d'extrémité des poutres. Cette capacité de rotation et l'inclinaison globale de l'ossature sont du même ordre de grandeur, soit 25 mrad en DCM et 35 mrad en DCH.

Tableau 12.2. Bornes supérieures des valeurs de référence des coefficients de comportement q des ossatures régulières en élévation.

TYPE DE STRUCTURE	q	
	Classe de Ductilité DCM	Classe de Ductilité DCH
Ossatures en portique Ossatures à triangulation centre ou excentrée Pendule inversé	Comme les ossatures acier. Voir Tableau 3.	
Système structural mixte Valeur par défaut: $\alpha_w/\alpha_1 = 1,1$ Murs mixtes (Type 1 et Type 2)	3 α_w/α_1	4 α_w/α_1
Murs mixtes ou en béton armé couplés par des poutres acier ou mixtes (Type 3)	3 α_w/α_1	4,5 α_w/α_1
Murs de cisaillement mixtes avec plaques d'acier. Valeur par défaut : $\alpha_w/\alpha_1 = 1,2$	3 α_w/α_1	4 α_w/α_1

Les coefficients de comportement associés aux différentes typologies structurales sont donnés au Tableau 12.2. Les types de structure similaires aux types définis pour les ossatures en acier ont les mêmes coefficients de comportement.

Les ossatures de Classe de Ductilité DCM ou DCH doivent répondre à des critères relatifs aux sections des profils acier utilisés, aux assemblages et aux détails de conception.

12.5. Matériaux.

Les armatures de béton armé, barres ou treillis, considérées dans la résistance plastique des zones dissipatives, doivent satisfaire des impositions relatives à f_u/f_y et à l'allongement, qui sont celle de l'acier de classe B ou C (EN 1992-1-1:2004, Tableau C.1) en classe DCM et de l'acier de classe C en classe DCH. On rappelle les exigences au Tableau suivant.

De plus, en classe DCH, la valeur caractéristique supérieure (fractile à 95 %) de la limite d'élasticité réelle, $f_{yk,0,95}$, ne doit pas dépasser la valeur nominale de plus de 25 %.

Tableau. Propriétés des armatures.

Forme du produit	Barres et fils redressés. Treillis soudés	
Classes	B	C
Limite caractéristique d'élasticité f_{yk} ou $f_{0,2k}$ (MPa)	400 à 600	
Valeur minimale de $k = (f_t / f_y)_k$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$
Valeur caractéristique de la déformation relative sous charge maximale (%)	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

A l'exception des étriers fermés ou des épingles, seules des barres à adhérence élevée sont admises comme armatures dans les zones de contraintes élevées.

Dans les dalles de poutres mixtes, les treillis soudés non conformes aux exigences de ductilité peuvent être utilisés dans les zones dissipatives, mais alors des armatures ductiles dupliquant le treillis doivent aussi être placées. Le problème sous jacent à cette règle vient du fait que dans les ossatures en portique la réalisation d'un moment résistant fiable en zone de moment négatif exige la présence d'armatures de dalle qui soient ductiles, alors que pour calculer le moment résistant qui sert de référence au dimensionnement capacitif des poteaux, on doit, par sécurité, considérer toutes les armatures présentes, ductiles ou non. Lorsque la duplication d'armatures non ductiles par des armatures ductiles est réalisée, le dimensionnement capacitif conduit à des sections de poteaux très importantes. En pratique, une solution économique consiste à utiliser des treillis ductiles ou à éviter la continuité de treillis non ductiles dans les zones dissipatives en plaçant à ces endroits des armatures ductiles, le recouvrement entre armatures ductiles et non ductiles étant situé en dehors des zones dissipatives.

12.6. Rigidité des sections.

On calcule la rigidité des sections mixtes dans lesquelles le béton est comprimé en utilisant un coefficient d'équivalence $n = E_a / E_{cm} = 7$ qui est celui des sollicitations instantanées.

On calcule le moment d'inertie géométrique des poutres mixtes avec dalle, désigné par I_1 (dalle en compression) ou par I_2 (dalle en traction), en prenant en compte la largeur participante de dalle définie en 12.15. On calcule la rigidité des sections mixtes dans lesquelles le béton est tendu en supposant que le béton est fissuré et que seules les parties en acier de la section sont actives.

On analyse la structure en tenant compte de la présence de béton comprimé dans certaines zones et de béton tendu dans d'autres, suivant les indications données en 12.16.

12.7. Résistance plastique des zones dissipatives.

Deux résistances plastiques des zones dissipatives sont considérées lors du dimensionnement des structures mixtes acier-béton : une résistance plastique limite inférieure (indice pl, Rd) et une résistance plastique limite supérieure (indice U, Rd).

Une résistance plastique limite inférieure des zones dissipatives utilisée dans les vérifications de dimensionnement concernant les sections des éléments dissipatifs, par exemple, $M_{Ed} < M_{pl,Rd}$. On la calcule en prenant en compte le béton de la section et uniquement les composants en acier de la section qui sont classés comme ductiles.

La résistance plastique limite supérieure est calculée en prenant en compte le béton de la section et tous les composants en acier présents dans la section, y compris ceux qui ne sont pas classés comme ductiles, par exemple certains treillis soudés. Elle est utilisée dans le dimensionnement en capacité des éléments adjacents à la zone dissipative.

12.8. Ductilité en flexion des poutres mixtes avec dalle.

Le principe suivi pour définir les conditions assurant la ductilité des sections mixtes est le même qu'en béton armé : le diagramme des ε doit être tel que les allongements dans l'acier atteignent ε_y correspondant à l'atteinte de la limite élastique f_y alors que les raccourcissements du béton sont inférieurs à ε_{cu2} , valeur à la rupture du béton en compression.

Ce principe est traduit dans une condition relative à la position de l'axe neutre – Figure 12.2.

Le rapport x/d de la distance x entre la fibre comprimée supérieure du béton et l'axe neutre plastique et de la hauteur d de la section mixte, doit satisfaire l'expression: $x/d < \varepsilon_{cu2} / (\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_a)$

où ε_{cu2} est la déformation ultime en compression du béton et ε_a la déformation totale de l'acier à l'état limite ultime. Le Tableau 12.3 indique les limites du rapport x/d de sections satisfaisant cette condition.

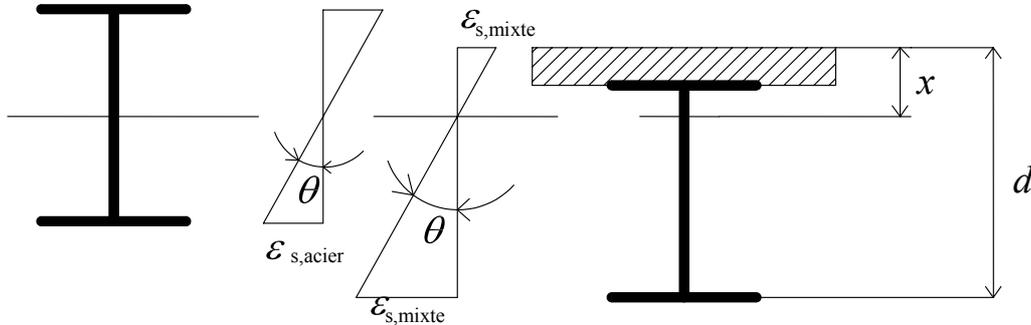


Figure 12.2. Allongements observés à rotations θ égales dans une section symétrique en acier et dans une section mixte acier-béton utilisant le même profil acier.

Tableau 12.3. Valeurs limites de x/d pour assurer la ductilité de section.

Classe de Ductilité	q	f_y (N/mm ²)	x/d Borne supérieure
DCM	$1,5 < q \leq 4$	355	0,27
	$1,5 < q \leq 4$	235	0,36
DCH	$q > 4$	355	0,20
	$q > 4$	235	0,27

Il faut noter qu'une section comportant un profil acier avec dalle possède une ductilité inférieure à celle du profil acier seul : l'axe neutre de la section mixte est plus haut (couramment dans l'aile supérieure du profil acier) de sorte que les allongements $\varepsilon_{s,mixte}$ dans l'aile inférieure du profil sont accrus par rapport à ceux $\varepsilon_{s,acier}$ du profil seul- Figure 12.2. Ces allongements plus élevés entraînent une dégradation plus rapide par voilement, ce qui réduit la ductilité. Cet effet est pris en compte en imposant des limites plus basses à l'élancement c/t de l'âme lorsqu'elle est en compression (cas des poutres avec dalles) que lorsqu'elle est en flexion (profil acier symétrique). Les limites de c/t_f des ailes ne sont pas différentes.

12.9. Règles de détail pour les assemblages mixtes dans les zones dissipatives.

Le dimensionnement local des armatures nécessaires dans le béton de la zone d'assemblage doit être justifié par des modèles respectant l'équilibre. On définit en 12.17 une méthode de calcul des « armatures sismiques » de dalle.

Dans les panneaux d'âme entièrement enrobés des assemblages de type poutre-poteau, la résistance de la zone des panneaux peut être calculée comme la somme des contributions du béton et du panneau en acier soumis au cisaillement, si:

- le rapport de forme h_b/h_c de la zone du panneau satisfait : $0,6 < h_b/h_c < 1,4$
- $V_{wp,Ed} < 0,8 V_{wp,Rd}$

$V_{wp,Ed}$ est l'effort de cisaillement de calcul dans le panneau d'âme, dû aux effets des actions, en tenant compte de la résistance plastique des zones dissipatives adjacentes mixtes dans les poutres ou les assemblages ; $V_{wp,Rd}$ est la résistance au cisaillement du panneau d'âme mixte acier-béton, conformément à l'Eurocode 4 ; h_b , h_c sont définis à la Figure 12.4.

Dans les panneaux d'âme raidis partiellement enrobés, une évaluation similaire est admise si des armatures droites du type défini à la Figure 12.4 sont placées avec un espacement maximal s_1 égal au débordement d'aile c dans le panneau d'âme partiellement enrobé; ces armatures sont orientées perpendiculairement au bord le plus long du panneau d'âme du poteau et aucune autre armature n'est requise si $h_b/b_b < 1,2$ et $h_c/b_c < 1,2$. Figure 12.3.b.

Lorsqu'une poutre dissipative en acier ou mixte est connectée à un poteau en béton armé (voir Figure 12.3.a), il faut assurer le transfert du moment d'encastrement et de l'effort tranchant de l'extrémité de la poutre vers le poteau, ce qui se réalise par un couple de forces verticales semblables à celles montrées à la Figure 12.33 à l'encastrement d'une poutre dans un mur.

Pour assurer l'intégrité du poteau dans la zone d'encastrement, il faut:

- assurer la capacité du poteau à reprendre sans écrasement du béton chacune de ces forces verticales, ce qui implique une armature transversale de confinement
- assurer la capacité du poteau à résister localement à des sollicitations de traction engendrées par ces forces verticales ; en effet, à cause du renversement de signe des moments plastiques en bout de poutre, la réaction d'appui de la poutre est dirigée alternativement vers le haut, puis vers le bas suivant le sens du mouvement de l'ossature, ce qui peut placer le poteau localement en traction.

Pour cette raison, une règle de l'Eurocode 8 prescrit de placer dans le poteau, à proximité du raidisseur ou de la plaque de confinement adjacente à la zone dissipative, des armatures verticales dont la résistance axiale de calcul est au moins égale à la résistance à l'effort tranchant de la poutre. Il est permis de compter les armatures verticales présentes dans cette zone du poteau pour d'autres raisons comme partie ou totalité des armatures verticales requises par le transfert d'effort de la poutre vers le

poteau. Ces armatures verticales doivent être maintenues par les armatures transversales mentionnées ci - dessus.

Pour assurer la bonne tenue de la poutre et du béton à l'appui, la présence de raidisseurs de la poutre est exigée dans le plan de la face extérieure du béton. En raison de leur rôle de confinement du béton, ces raidisseurs sont désignés par le terme « plaques de confinement » dans l'Eurocode 8. Figure 12.3.a. Le confinement augmente considérablement la raideur du nœud mixte et sa résistance au cisaillement, contribuant à retarder la fissuration et l'écrasement du béton.

Pour des raisons de mise en place, la largeur des ailes des poutres ne devrait pas dépasser la demi-largeur du poteau mixte.

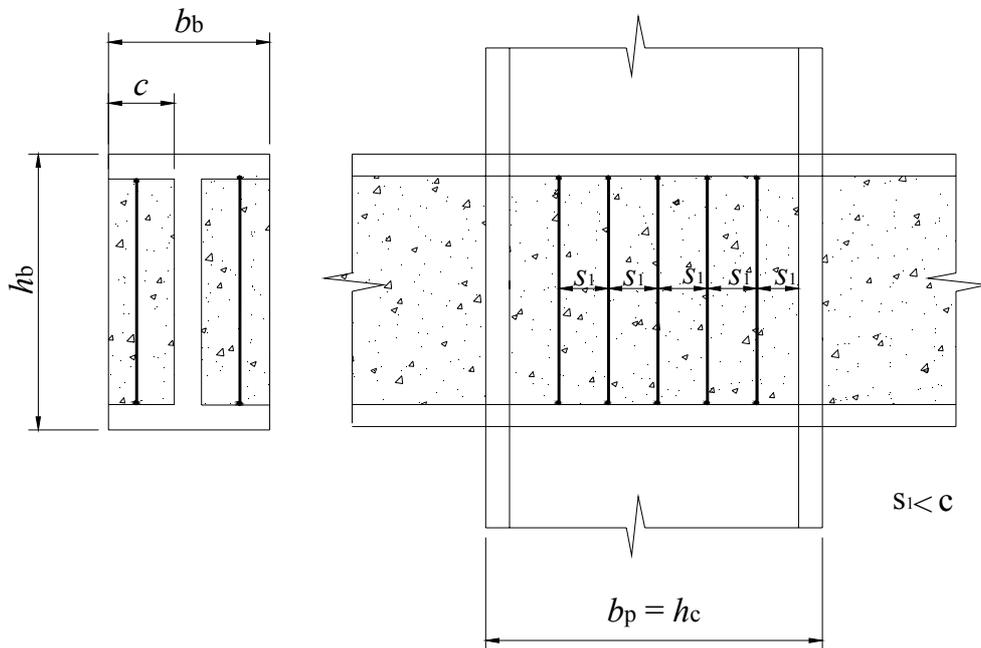
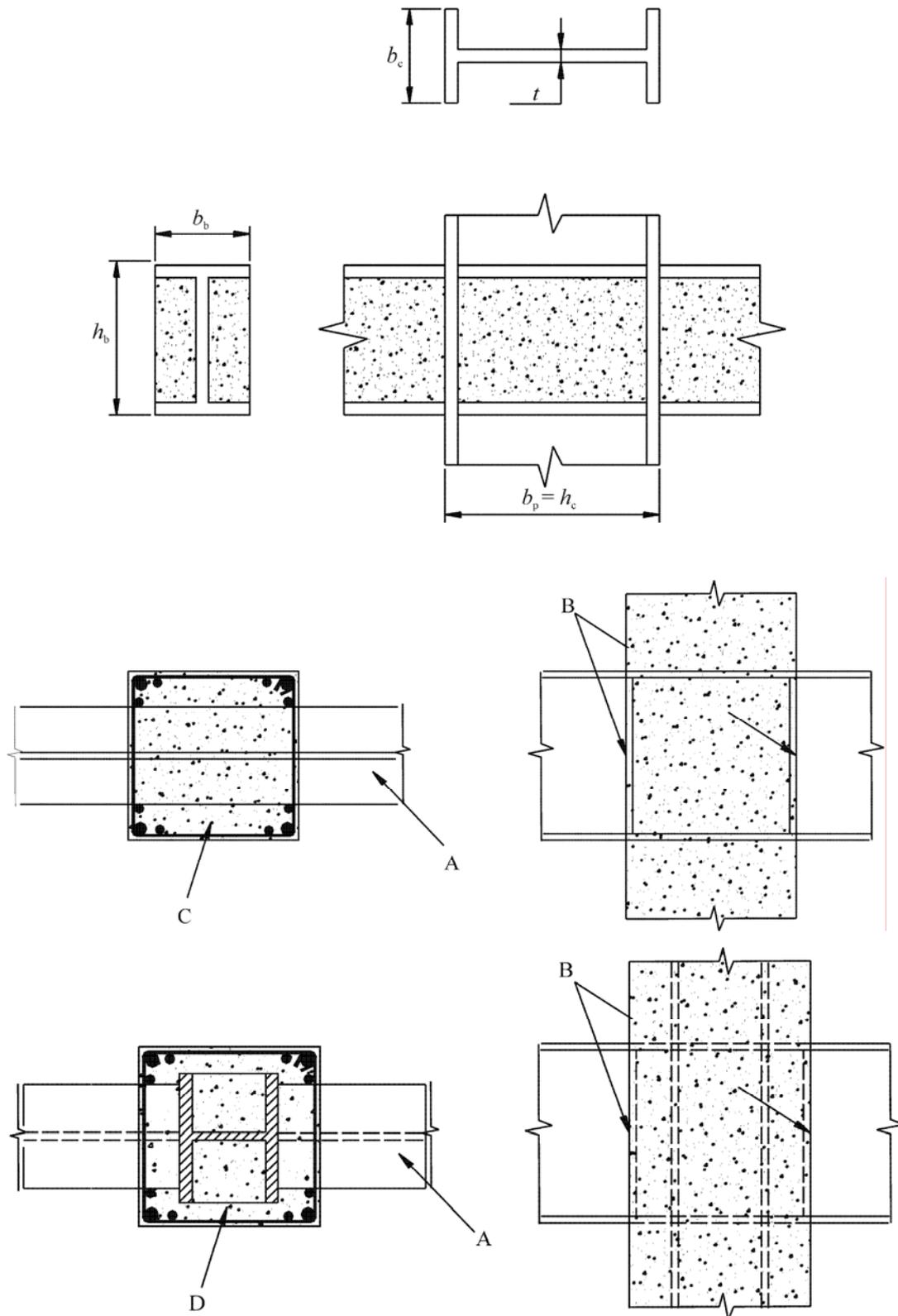


Figure 12.3.b. Confinement du panneau d'âme mixte.



Légende :

A = poutre en acier

B = plaques de confinement

C = poteau en béton armé

D = poteau mixte enrobé

Figure 12.3.a. Assemblages mixtes de type poteau – poutre.

12.10. Influence favorable de l'enrobage de béton sur la ductilité locale des profils aciers.

Le béton d'enrobage placé autour d'un profil ou entre ses ailes empêche la formation d'ondes de voilement vers l'intérieur de la section, ce qui réduit la dégradation de la résistance par voilement sous sollicitation cyclique. Pour cette raison, certaines limites d'élançement de parois sont moins contraignantes pour les sections mixtes que pour les profils en acier seul.

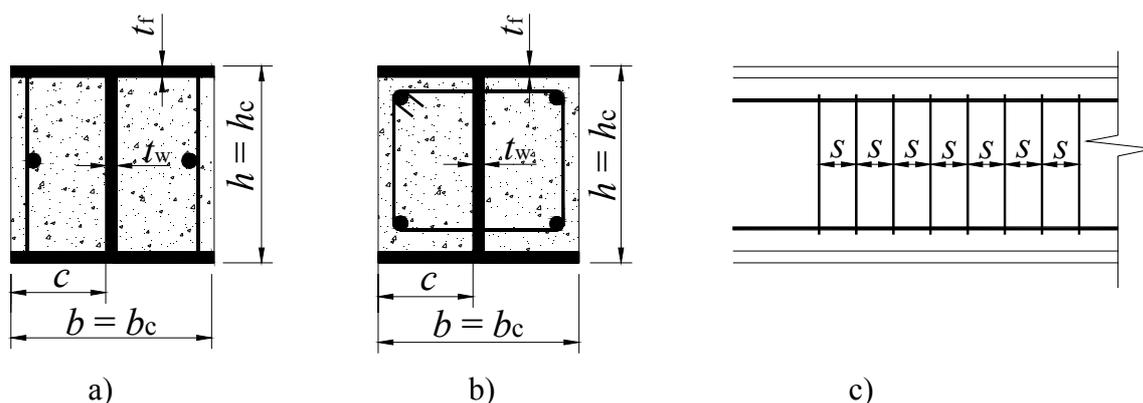
Ces limites peuvent encore être relevées de 50% si on dispose:

- des armatures de confinement (cas des profils complètement enrobés)
- des barres droites de liaisons soudées à l'intérieur des ailes (cas des profils partiellement enrobés) – voir Figure 12.4.a – à condition que ces barres soient placées avec un espacement longitudinal s inférieur au débordement d'aile c : $s/c < 1,0$

On présente au Tableau 12.4 les limites d'élançement d'aile et d'âme des éléments structuraux de section H ou I dans différentes hypothèses.

Dans ce Tableau, l'indication « avec liaison du béton à l'âme » se réfère aux prescriptions de l'Eurocode 4: ces liaisons peuvent être des étriers soudés à l'âme comme à la Figure 12.4.b ou des barres de diamètre 6mm au moins passant au travers de trous et/ou par des connecteurs de diamètre 10mm au moins soudés à l'âme. Les « liaisons des ailes par des barres droites » sont représentées à la Figure 12.4.a.

On précise plus loin, sous les titres « Poteaux enrobés » et « Poteaux partiellement enrobés », le détail des conditions à respecter pour bénéficier des relèvements des limites d'élançement.



- a. Barres de liaison additionnelles soudées aux ailes
- b. Etriers soudés à l'âme du profil acier assurant .
- c. Pas s des étriers ou des barres.

Figure 12.4. Armature des sections partiellement enrobées.

Tableau 12.4. Limites d'élancement pour les éléments structuraux de section H ou I enrobés en fonction des détails réalisés et du coefficient de comportement q choisi.

Classe de Ductilité de Structure	DCM		DCH
	$1,5 < q \leq 2$	$1,5 < q < 4$	$q > 4$
<u>Limites d'élancement d'aile c/t_f</u> Référence : Section H ou I, en acier seul EN1993-1-1:2004 Tableau 5.2	14 ε	10 ε	9 ε
<u>Limites d'élancement d'aile c/t_f</u> Section H ou I, partiellement enrobée, avec liaison du béton à l'âme par des étriers soudés - Figure 12.4.b) - ou par des goujons soudés à l'âme EN1994-1-1:2004 Tableau 5.2	20 ε	14 ε	9 ε
<u>Limites d'élancement d'aile c/t_f</u> Section H ou I, partiellement enrobée, avec liaison des ailes par des barres droites placées à $s/c \leq 0,5$ - Figure 12.4.a) EN1998-1-1:2004	30 ε	21 ε	13,5 ε
<u>Limites d'élancement d'aile c/t_f</u> Section H ou I, complètement enrobée, avec confinement du béton par des armatures transversales placées à $s/c \leq 0,5$ EN1998-1-1:2004	30 ε	21 ε	13,5 ε
<u>Limites d'élancement d'âme</u> $c_w/t_w = h - 2t_f$ Référence : Section H ou I, en acier seul, âme complètement en compression EN1993-1-1:2004 Tableau 5.2	42 ε	38 ε	33 ε
<u>Limites d'élancement d'âme</u> Section H ou I, âme complètement en compression, section partiellement enrobée avec liaison du béton à l'âme ou complètement enrobées avec armature de confinement EN1993-1-1:2004 Table 5.2 EN1994-1-1, cl.5.5.3(3)	38 ε	38 ε	33 ε

Note: $\varepsilon = (f_y/235)^{0.5}$ avec f_y en MPa

12.11. Règles générales relatives au dimensionnement des éléments structuraux mixtes dissipatifs et non dissipatifs.

La structure résistant aux séismes est dimensionnée selon un mécanisme plastique global impliquant des zones dissipatives locales ; ce mécanisme global identifie les éléments dans lesquels se situent des zones dissipatives et indirectement les éléments sans zone dissipative.

Les poteaux peuvent être dimensionnés pour que des zones dissipatives se forment aux endroits indiqués par le mécanisme global plastique, comme par exemple, au pied des poteaux et au sommet des poteaux du dernier niveau dans les ossatures en portique autostable.

Des règles spécifiques s'appliquent à ces zones des poteaux, mais aussi aux autres zones pour lesquelles existe une incertitude quant à la non formation de rotules plastiques, comme en haut et en bas de chaque niveau pour les poteaux enrobés, qui sont désignées par le terme « zones critiques » en béton armé. Dans ces zones critiques, une armature de confinement est imposée, aussi bien dans les poteaux dissipatifs que non dissipatifs.

Dans le dimensionnement des poteaux mixtes dissipatifs ou non dissipatifs, on peut prendre en compte la seule résistance en flexion du profil acier ou la combiner à la résistance du béton armé.

Lorsqu'on considère que l'enrobage ou le remplissage en béton contribue à la résistance d'un poteau non dissipatif vis-à-vis de l'effort normal et/ou du moment fléchissant, les règles permettant d'assurer la transmission complète du cisaillement entre les parties en béton et en acier d'une section et de protéger les zones dissipatives contre une rupture inélastique prématurée s'appliquent. Toutefois, en raison du caractère cyclique des sollicitations sismiques, il faut, pour assurer l'efficacité des transmissions d'effort, considérer des résistances de dimensionnement réduites qui sont obtenues en divisant par 2 les résistances de calcul à l'effort tranchant de l'Eurocode 4.

Lorsque, pour des besoins de dimensionnement en capacité, la résistance mixte complète d'un poteau est utilisée, il convient d'assurer la transmission complète en cisaillement entre les parties en acier et en béton armé. Si l'adhérence et le frottement ne permettent pas d'obtenir une transmission en cisaillement suffisante, il convient de prévoir des connecteurs pour assurer une interaction mixte complète.

Lorsqu'un poteau mixte est soumis principalement à de l'effort normal, une transmission du cisaillement suffisante doit être établie pour s'assurer que les parties en acier et en béton se partagent les charges appliquées au poteau au niveau des assemblages avec les poutres et avec les éléments d'entretoise.

Dans le dimensionnement des poteaux mixtes non dissipatifs, la résistance au cisaillement du profil acier peut être considérée seule ou combinée avec la résistance au cisaillement du béton armé.

L'Eurocode 4 s'applique dans ce cas.

Dans les éléments dissipatifs, la résistance au cisaillement est celle du profil acier seul, sauf si des détails de conception assurent la contribution du béton à la résistance au cisaillement.

Les dimensions minimales b et h des poteaux enrobés travaillant comme poteaux mixtes est 250 mm.

12.12. Dispositions pour ancrages et jonctions.

Les impositions suivantes relatives à l'armature des structures en béton armé soumises aux tremblements de terre s'appliquent aux structures mixtes acier - béton.

Pour les armatures transversales utilisées en tant qu'armatures de confinement dans les poutres, les poteaux ou les murs des sections complètement enrobées, on doit utiliser des cadres fermés avec des

extrémités coudées à 135° et ayant des retours de longueur $10 d_{bw}$. Ce détail peut être délicat à réaliser en raison de la présence du profil acier. Figure 12.5.

Dans les structures de ductilité DCH, la longueur d'ancrage des armatures des poutres et des poteaux ancrées dans les nœuds poteaux - poutres doit être mesurée à partir d'un point de l'armature situé à une distance de $5d_{bL}$ de la face du nœud, vers l'intérieur du nœud, pour prendre en compte l'extension de la zone plastifiée due aux déformations cycliques post-élastiques. Voir Figure 10.36.

Lorsqu'on calcule la longueur d'ancrage ou de recouvrement des armatures des poteaux qui contribuent à la résistance à la flexion des éléments dans les zones critiques, le rapport entre la section d'armatures exigée et la section prévue $A_{s,req}/A_{s,prov}$ doit être pris égal à 1.

Si, dans la situation sismique de calcul, l'effort normal dans un poteau est une traction, les longueurs d'ancrage doivent être augmentées de 50 % par rapport aux longueurs spécifiées dans l'Eurocode 2.

12.13. Poteaux mixtes entièrement enrobés dissipatifs.

Les règles pour les poteaux entièrement enrobés dissipatifs sont les mêmes que les règles relatives aux éléments en béton armé dans l'Eurocode 8.

Dans les structures dissipatives, des zones critiques sont présentes aux deux extrémités de toutes les longueurs libres de poteau dans les ossatures en portique et dans la portion des poteaux adjacente aux tronçons d'excentrement dans les ossatures avec triangulation à barres excentrées. Les longueurs l_{cr} de ces zones critiques sont :

$$l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl}/6; 0,45\text{m}\} \text{ pour la classe de ductilité DCM}$$

$$l_{cr} = \max\{1,5h_c; l_{cl}/6; 0,6\text{m}\} \text{ pour la classe de ductilité DCH.}$$

h_c est la hauteur de la section mixte – Figure 12.5 - et l_{cl} est la hauteur libre du poteau.

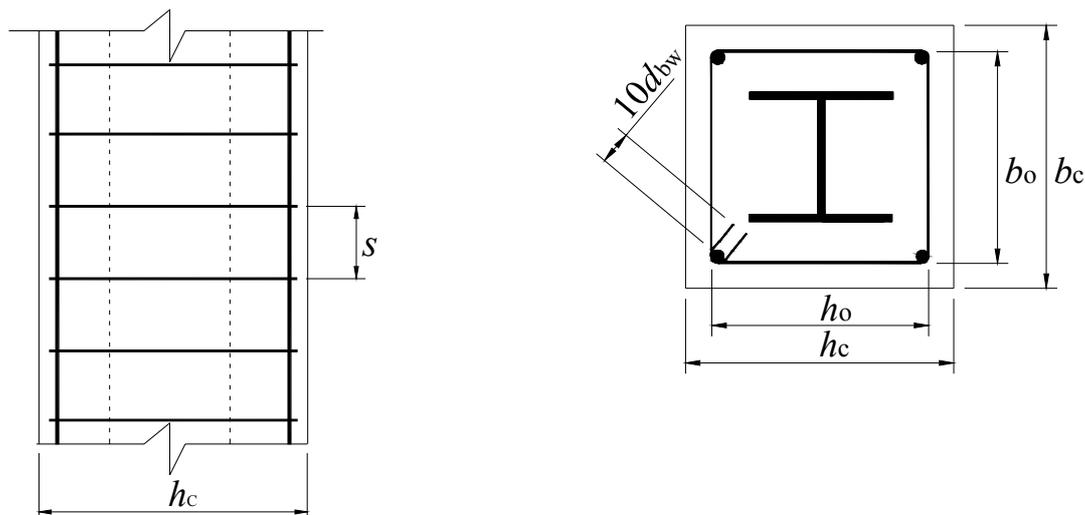


Figure 12.5. Section complètement enrobée où l'exécution de cadres fermés avec des extrémités coudées à 135° et une longueur d'ancrage de $10 d_{bw}$ est imposée, mais peut être délicate.

Pour répondre aux demandes de rotation plastique et compenser la perte de résistance due à l'éclatement du béton d'enrobage, il convient de vérifier la condition suivante dans les zones critiques définies ci-dessus :

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035$$

$$\nu_d = N_{Ed}/N_{pl,Rd} = N_{Ed}/(A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd})$$

ω_{wd} est le rapport mécanique en volume des armatures de confinement de confinement dans les zones critiques, qui se calcule par la relation :

$$\left[\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \times \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right]$$

μ_{ϕ} est la valeur requise du coefficient de ductilité en courbure ; ν_d est l'effort normal réduit de calcul ($\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$) ; $\varepsilon_{sy,d}$ est valeur de calcul de la déformation de l'acier en traction à la limite d'élasticité ; h_c est hauteur brute de la section transversale (parallèle à la direction horizontale dans laquelle la valeur de μ_{ϕ} s'applique) ; h_o est la hauteur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement) ; b_c est la largeur brute de la section transversale ; b_o est la largeur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement). Les symboles h_o , h_c , b_o , b_c sont définis à la Figure 12.5.

A_c est l'aire de la section de béton ; A_s est l'aire de la section des armatures longitudinales ; A_a est l'aire de la section du profil acier ; f_{cd} est la valeur de calcul de la résistance du béton à la compression ; f_{yd} est la valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier des profils ; f_{ys} est la valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier des barres. α est le coefficient d'efficacité du confinement, égal à $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$,

avec pour les sections transversales rectangulaires : $\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_o h_o$ et

$$\alpha_s = (1 - s / 2b_o)(1 - s / 2h_o)$$

n est le nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ; b_i est la distance entre des barres maintenues consécutives.

L'espacement s (en millimètres) des armatures de confinement dans les zones critiques ne doit pas dépasser :

$$s = \min(b_o/2, 260, 9 d_{bL}) \text{ pour la classe de ductilité DCM}$$

$$s = \min(b_o/2, 175, 8 d_{bL}) \text{ pour la classe de ductilité DCH}$$

où d_{bL} est le diamètre minimal des armatures longitudinales (en millimètres).

Le diamètre des armatures de confinement, d_{bw} , doit être au moins égal à :

$$d_{bw} = 6 \text{ mm pour la classe de ductilité DCM}$$

$$d_{bw} = \max(0,35 d_{bL,max} [f_{ydL}/f_{ydw}]^{0,5}, 6) \text{ pour la classe de ductilité DCH.}$$

$d_{bL,max}$ est le diamètre maximal des armatures longitudinales (en millimètres). f_{ydL} et f_{ydw} sont respectivement les valeurs de calcul de la limite d'élasticité des armatures longitudinales et de confinement.

Dans les zones critiques, il convient que la distance entre barres longitudinales consécutives maintenues par des extrémités coudées ou des épingles, ne dépasse pas 250 mm pour la classe de ductilité DCM et 200 mm pour la classe de ductilité DCH.

Dans les deux étages inférieurs d'un bâtiment, des armatures de confinement conformes aux indications ci-dessus doivent être présentes au-delà des zones critiques, sur une longueur supplémentaire égale à la moitié de la longueur des zones critiques.

Le diamètre d_{bw} des armatures de confinement utilisées pour empêcher le voilement des semelles ne devrait pas être inférieur à :

$$d_{bw} = \left[(b \cdot t_f / 8) (f_{ydf} / f_{ydw}) \right]^{0,5}$$

b et t_f sont respectivement la largeur et l'épaisseur de la semelle; f_{ydf} et f_{ydw} sont respectivement les valeurs de calcul de la limite d'élasticité des semelles et de l'armature.

12.14. Éléments partiellement enrobés dissipatifs.

Dans les zones dissipatives où l'énergie est dissipée par flexion plastique d'une section mixte, l'espacement longitudinal s des armatures transversales doit vérifier :

$$s = \min (b_o/2, 260, 9 d_{bL}) \text{ mm} \quad \text{en classe DCM}$$

$$s = \min (b_o/2, 175, 8 d_{bL}) \text{ mm} \quad \text{en classe DCH}$$

sur une longueur supérieure ou égale à :

- l_{cr} pour les zones dissipatives situées aux extrémités de l'élément
- $2 l_{cr}$ pour les zones dissipatives dans l'élément.

Comme expliqué précédemment, des barres droites soudées entre les semelles, comme illustré à la Figure 12.4, complémentaires aux armatures requises par l'Eurocode 4, peuvent retarder le voilement local dans les zones dissipatives.

Le diamètre d_{bw} de ces barres doit être au moins égal à 6 mm ou $d_{bw} = \left[(b \cdot t_f / 8) (f_{ydf} / f_{ydw}) \right]^{0,5}$

b et t_f sont respectivement la largeur et l'épaisseur de l'aile du profil; f_{ydf} et f_{ydw} sont respectivement les limites élastiques de l'aile et des armatures.

Les barres droites supplémentaires doivent être soudées aux semelles aux deux extrémités et la capacité des soudures ne peut pas être inférieure à la résistance plastique en traction des barres droites. Il faut prévoir pour ces liaisons un enrobage de béton compris entre 20 et 40 mm.

Le dimensionnement des éléments mixtes partiellement enrobés peut prendre en compte la résistance de la seule section d'acier ou la résistance de la section mixte acier-béton.

Le dimensionnement des éléments mixtes partiellement enrobés dans lesquels seule la section en acier est supposée contribuer à la résistance de l'élément peut être effectué comme dans les structures acier, mais le dimensionnement en capacité doit se référer à la section mixte, comme expliqué plus haut.

12.15. Poutre avec dalle.

Degré de connexion et de collaboration du béton.

Les poutres destinées à se comporter comme des éléments mixtes dans les zones dissipatives de la structure résistant aux séismes peuvent être conçues avec une connexion complète ou partielle, mais le degré minimal de connexion η défini dans l'Eurocode 4 ne peut pas être inférieur à 0,8 et la résistance totale des connecteurs dans toute zone de moment négatif ne peut pas être inférieure à la résistance plastique des armatures. La résistance de calcul des connecteurs dans les zones dissipatives est obtenue à partir de la résistance de calcul indiquée dans l'Eurocode 4, multipliée par un coefficient de réduction de 0,75.

Une connexion complète est requise lorsque des connecteurs non ductiles sont utilisés.

Lorsqu'une tôle mince profilée en acier avec des nervures transversales par rapport aux poutres qui la supportent est utilisée, le coefficient de réduction k_r de la résistance de calcul au cisaillement des connecteurs donné dans l'Eurocode 4 doit encore être réduit par un coefficient d'efficacité de forme des nervures k_r . Figure 12.6.

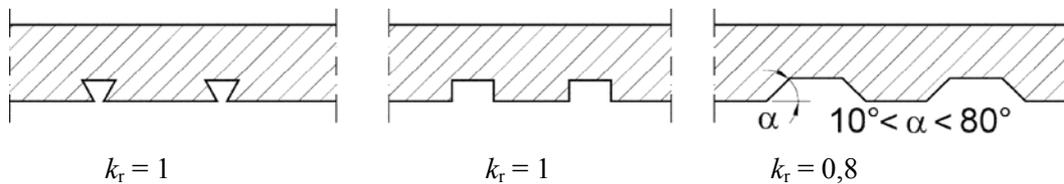


Figure 12.6. Valeur du coefficient d'efficacité de forme des nervures.

On notera aussi que pour assurer un bon fonctionnement mixte et pour empêcher le soulèvement de la dalle, en particulier dans les zones dissipatives, il convient que l'armature de dalle soit positionnée sous le niveau de la tête des connecteurs (ou au moins la nappe inférieure s'il y a deux nappes d'armatures). Figure 12.7.



Figure 12.7. L'armature de dalle est placée sous le niveau des têtes de connecteurs. A droite, dalle sur bacs acier. A gauche, dalle coulée sur coffrage traditionnel.

Ductilité des zones dissipatives.

On réalise des zones mixtes ductiles en proportionnant les sections de telle sorte que le rapport x/d soit limité aux valeurs définies en 12.8. Si les zones dissipatives des poutres sont voisines de la zone d'assemblage entre poutre et poteau, des armatures spécifiques de dalle appelées "**armatures sismiques**" doivent être placées (voir Figures 12.18 et 12.23 à 12.25). On explique leur dimensionnement en 12.17.

Largeur participante de dalle. Problème posé.

Dans section donnée d'une poutre mixte en T, l'acier et le béton collaborent à la résistance, mais la distribution des contraintes longitudinales dans le béton n'est pas constante sur la largeur de la dalle. Les contraintes sont maximales à l'aplomb du profil acier et diminuent lorsqu'on s'écarte de ce point. Pour permettre le calcul, on définit une « largeur participante » de dalle : sous moment positif, c'est une largeur telle que si la contrainte dans le béton est uniforme et égale à celle qu'on ne trouve en réalité qu'à l'aplomb du profil acier, la résultante de compression sur cette « largeur participante » est égale à la résultante réelle. Et idem avec $M < 0$ et la traction.

La définition d'une « largeur participantes » n'est pas aisée, car, en étudiant le problème, on constate :

- qu'elle varie suivant le niveau de chargement (elle est plus grande si on s'approche de la résistance plastique de la section)
- que sa distribution sur la portée n'est pas constante
- qu'elle n'est pas nécessairement la même sous moment sollicitant positif ou négatif.

L'Eurocode 4 définit des largeurs participantes adaptées aux chargements gravitaires, mais elles ne correspondent pas aux largeurs participantes sous sollicitations sismiques, car les diagrammes de M sont fort différents. Sous action sismique, des moments positifs aux nœuds sont possibles et les changements de signe entre côté gauche et côté droit du nœud sont abrupts, ce qui rend la largeur participante très dépendante de la conception du nœud (armatures de la dalle, connecteurs, poutres transversale, sur-largeurs d'aile du poteau,...). Figure 12.8.

De plus, le problème de la définition de largeurs participantes sous sollicitations sismiques est plus délicat que sous charges gravitaires, car il faut permettre des évaluations correctes :

- des périodes T des structures, ce qui est une question de raideur élastique et qui a un impact sur les sollicitations de calcul par le biais du spectre de réponse, car les raideurs fixent T
- des résistances plastiques des éléments, nécessaires pour ne pas surestimer la résistance globale de la structure
- des résistances plastiques des éléments, qu'il ne faut pas non plus sous estimer, car par exemple, dans les ossatures en portique, le dimensionnement capacitif des poteaux ne peut pas être basé sur une sous estimation des moments plastiques de poutre.

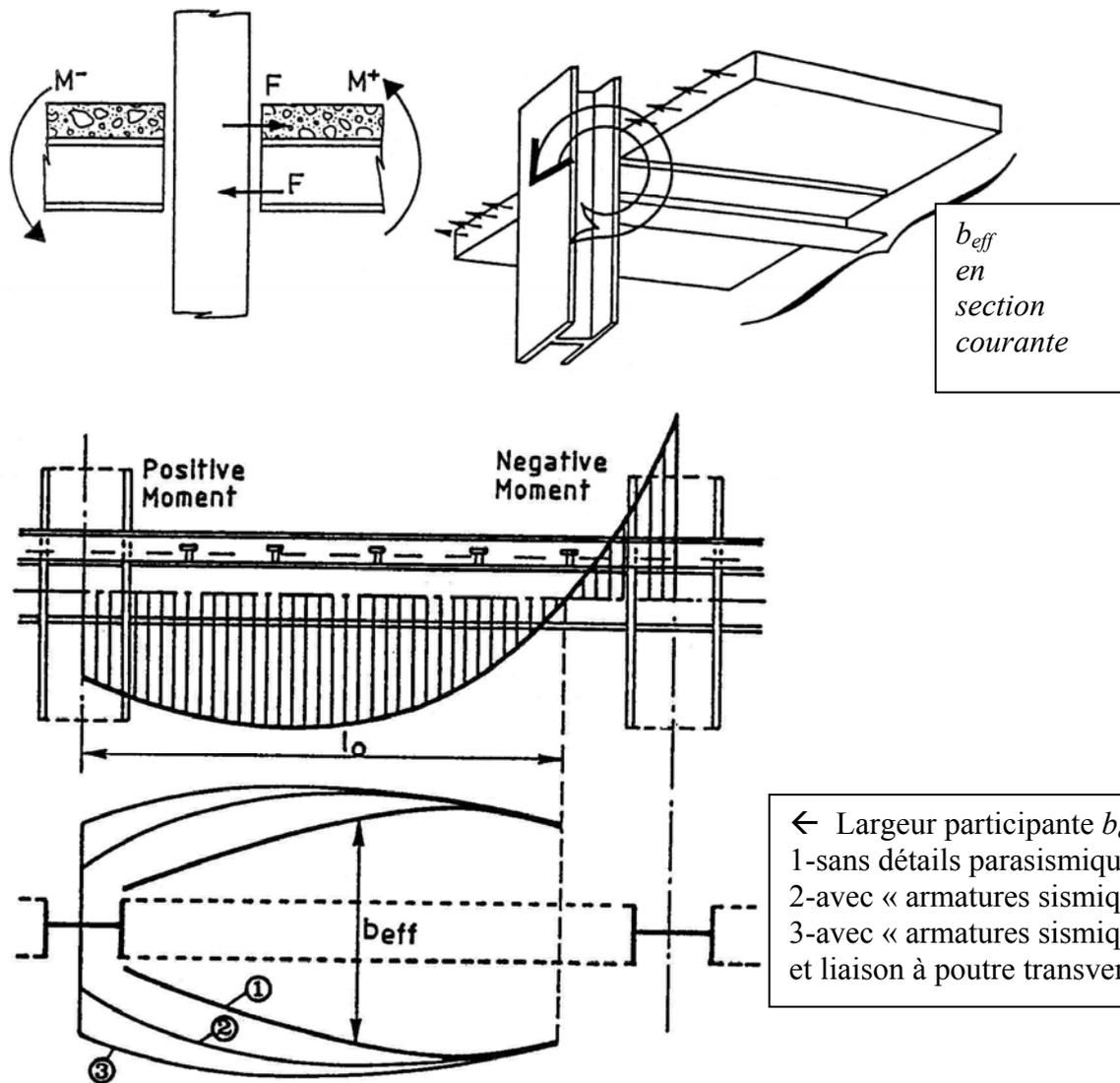


Figure 12.8. Le problème de la définition d'une largeur participante au nœud poteau-poutre.

Toutefois, il faut noter que ni l'inertie I d'une section mixte en T, ni ses moment plastiques + et -, ne sont proportionnels à la largeur participante de dalle : la fonction est croissante, mais atteint vite un palier quasi horizontal. Figure 12.9.

Les règles qui suivent ont été établies sur une base expérimentale, dans une campagne impliquant des essais multiples, dont celui sur structure en vraie grandeur de la Figure 12.10. Ces expérimentations ont été suivies d'une analyse détaillée des résultats [Plumier-Doneux, 2001].

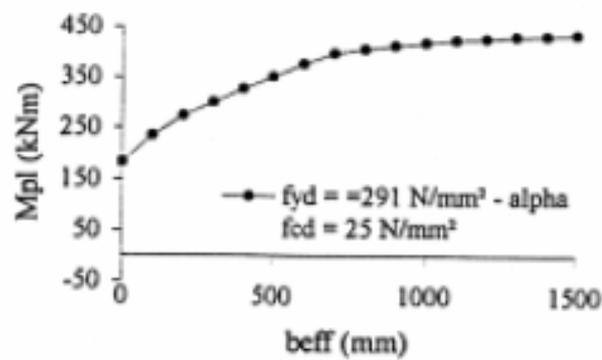
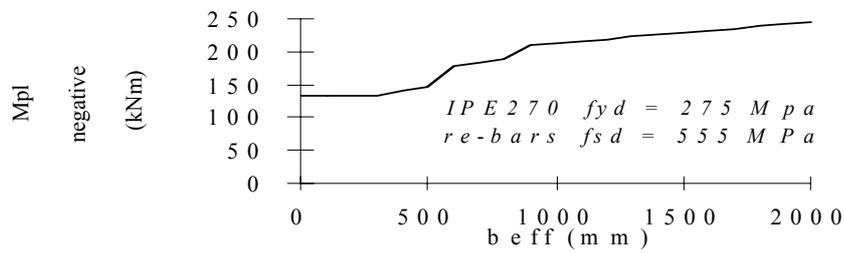


Figure 12.9. Relation entre le moment plastique $M_{pl,Rd}^-$ (en haut) et $M_{pl,Rd}^+$ (en bas) et la largeur participante b_{eff} de dalle (profil IPE 270 + dalle de 100 mm).



Figure 12.10. Essai en vraie grandeur sur ossature mixte en portique exécuté au CCR Ispra (I). (Plumier&Doneux, 2001).

Largeur participante de dalle. Règles de l'Eurocode 8.

La largeur participante totale b_{eff} de la membrure en béton associée à chaque âme en acier est égale à la somme des largeurs participantes partielles b_{e1} et b_{e2} de la portion de membrure de chaque côté de l'axe de l'âme en acier (Figure 12.11). La largeur participante partielle de chaque côté de l'axe est égale à la valeur de b_e indiquée dans les Tableaux 12.5 et 12.6, mais pas supérieure aux largeurs b_1 et b_2 réellement disponibles.

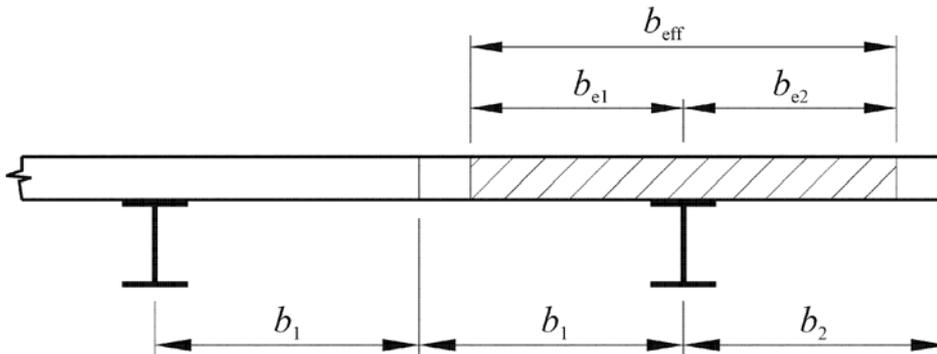
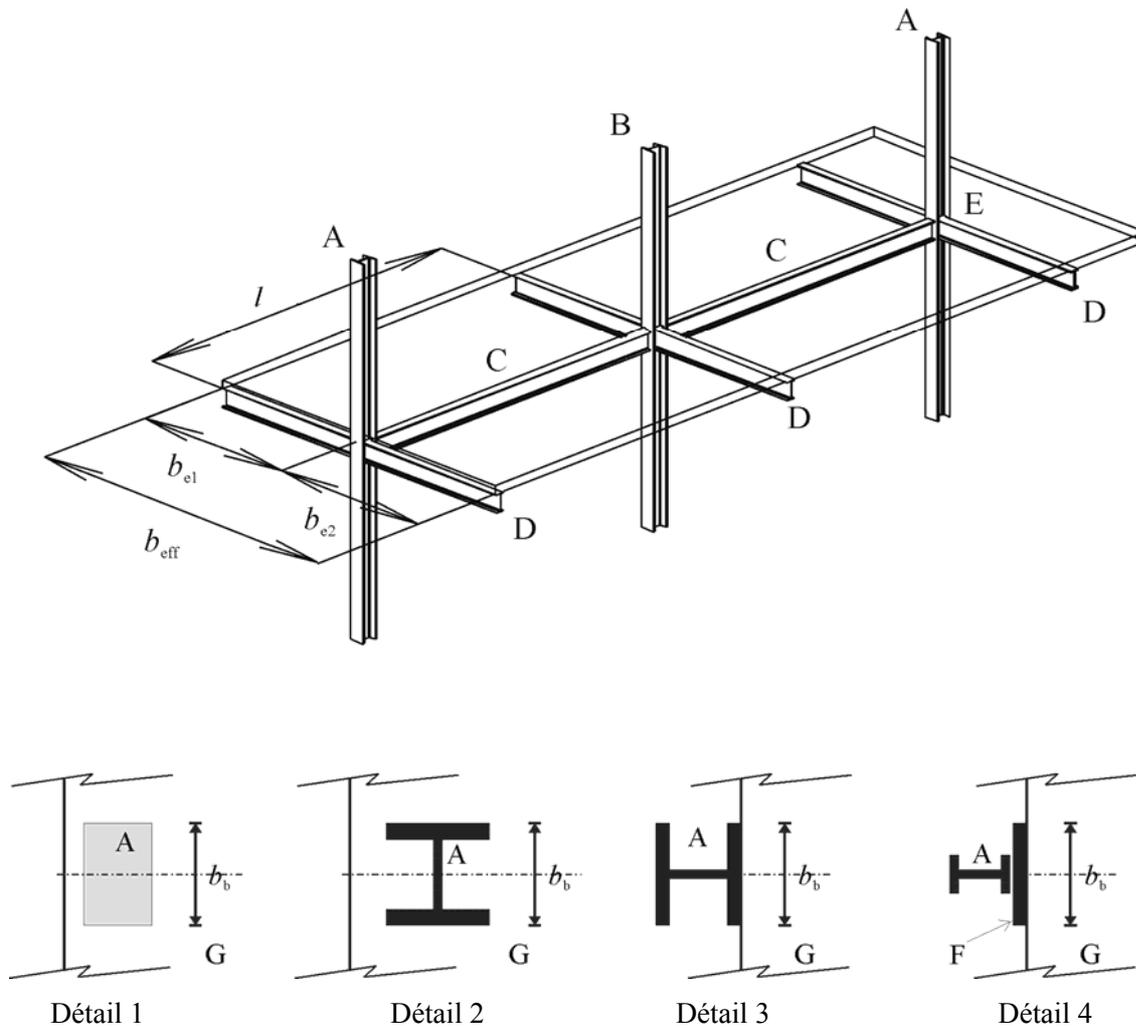


Figure 12.11. Définition des largeurs participantes b_{e1} , b_{e2} et b_{eff}

La largeur réelle b de chaque portion est prise comme la moitié de la distance de l'âme à l'âme adjacente, sauf au niveau d'un bord libre, la largeur réelle étant alors la distance entre l'âme et le bord libre. Les portions b_e de largeur participante partielle de dalle utilisées pour la détermination des propriétés élastiques et plastiques des sections mixtes en T composées d'un profilé en acier connecté à une dalle sont définies aux Tableaux 12.5 et 12.6 et aux Figures 12.11 et 12.12.

Ces largeurs participantes sont valides pour les poutres positionnées comme les poutres C de la Figure 12.12 et si le dimensionnement des armatures de la dalle et de la connexion de la dalle avec les poutres et les poteaux en acier sont réalisés suivant les principes développés en 12.17. Au Tableau 14, on considère comme positifs les moments qui induisent de la compression dans la dalle et comme négatifs les moments qui induisent de la traction dans la dalle. Les symboles b_b , h_c , b_e , b_{eff} et l utilisés dans les Tableaux 12.5 et 12.6 sont définis dans les Figures 12.11 et 12.12. b_b est la largeur d'appui sur le poteau, dans la direction horizontale perpendiculaire à l'axe de la poutre pour laquelle une largeur participante est calculée ; cette largeur comprend éventuellement des plaques additionnelles ou des équipements permettant d'obtenir une plus grande capacité d'appui de la dalle sur le poteau.



A = poteau de façade

B = poteau intermédiaire

C = poutre longitudinale

D = poutre transversale ou poutre de façade en acier

E = bande de rive en béton en console

F = appui étendu

G = dalle en béton

Figure 12.12. Définition des éléments dans les structures à ossature en portique

Tableau 12.5. Largeur participante partielle b_e de dalle pour le calcul des inerties I utilisées dans l'analyse élastique de la structure.

b_e	Élément transversal	b_e pour I (ELASTIQUE)
Au niveau du poteau intermédiaire	Présent ou non	pour M négatif: $0,05 l$
Au niveau du poteau de façade	Présent	pour M positif : $0,0375 l$
Au niveau du poteau de façade	Non présent, ou armatures non ancrées	pour M négatif : 0 pour M positif : $0,025 l$

Tableau 12.6. Largeur participante partielle b_e de dalle pour l'évaluation des moments plastiques résistants.

Signe du moment fléchissant M	Localisation	Élément transversal	b_e pour M_{Rd} (PLASTIQUE)
M négatif	Poteau intermédiaire	Armatures sismiques	$0,1 l$
M négatif	Poteau de façade	Toutes situations où les armatures sont ancrées dans une poutre de façade ou dans une bande de rive en béton.	$0,1 l$
M négatif	Poteau de façade	Toutes situations où les armatures ne sont pas ancrées dans une poutre de façade ou dans une bande de rive en béton.	0,0
M positif	Poteau intermédiaire	Armatures sismiques	$0,075 l$
M positif	Poteau de façade	Poutre transversale en acier avec connecteurs. Dalle en béton s'étendant jusqu'à la face externe d'un poteau ayant une section en H avec l'axe de plus grande résistance orienté comme sur la Fig. 12.6 ou s'étendant au-delà (bande de rive en béton). Armatures sismiques	$0,075 l$
M positif	Poteau de façade	Pas de poutre transversale en acier ou poutre transversale en acier sans connecteur Dalle en béton s'étendant jusqu'à la face externe d'un poteau ayant une section en H avec l'axe de plus grande résistance orienté comme sur la Fig. 12.6 ou s'étendant au-delà (bande de rive en béton) . Armatures sismiques	$b_b/2 + 0,7 h_c/2$
M positif	Poteau de façade	Toutes les autres situations. Armatures sismiques	$b_b/2 \leq b_{e,max}$ $b_{e,max} = 0,05l$

12.16. Ossatures en portique.

Objectif du dimensionnement.

L'objectif du projet est de former un mécanisme global plastique, ce qui correspond à une ossature où des rotules plastiques sont formées dans les poutres ou leurs assemblages et non dans les poteaux.

Ce mécanisme global, dit "poutres faibles – poteaux forts" est schématisé aux Figures 5.21a) et 7.2.

On y accepte la formation de rotules plastiques en base des poteaux où elles sont inévitables et à leur sommet, où elles n'ont pas un effet différent de rotules en bout de poutres.

Ce mécanisme global a plusieurs caractéristiques favorables :

- on évite un mécanisme partiel peu dissipatif du type "étage transparent". Figure 5.8 ;
- dans les poutres, on bénéficie de la pleine résistance plastique en flexion de la section ; ce n'est pas le cas dans les poteaux où il faut tenir compte de l'interaction entre flexion et effort

normal ; de plus la présence de rotules plastiques dans les poutres poserait des problèmes difficiles de stabilité locale et globale ;

- l'effet $P-\Delta$ est moins important que si les rotules plastiques étaient dans les poteaux- Figure 5.21b); une ruine partielle, affectant l'extrémité d'une poutre, n'entraîne généralement pas l'effondrement de l'ossature ; le problème peut se résumer à l'effondrement d'une poutre. Par contre, la ruine d'un poteau est normalement catastrophique pour toute la structure

Un choix de départ : le degré du caractère mixte.

Sous séisme, dans les ossatures autostables en portique, des rotules plastiques se forment normalement en extrémité des poutres. Il y a deux options pour y réaliser des zones ductiles :

- réaliser des zones ductiles **mixtes**, en respectant les conditions spéciales relatives aux armatures
- réaliser des zones ductiles en **acier seul**, en faisant travailler le seul profil acier comme zone dissipative

Comme expliqué en 12.3, cette 2^e option simplifie le dimensionnement, mais le modèle utilisé pour l'analyse doit représenter correctement un comportement réel qui exige une déconnection effective du béton et de l'acier dans la zone de rotule plastique.

On a établi que cette déconnection est effective si la dalle est totalement déconnectée de l'ossature en acier dans une zone circulaire de diamètre $2b_{\text{eff}}$ autour d'un poteau, b_{eff} représentant la plus grande des largeurs participantes des poutres reliées à ce poteau ; « totalement déconnectée » signifie qu'il n'y a pas de contact entre la dalle et toute face verticale de tout élément en acier (par exemple, poteaux, connecteurs, plaques de jonction, membrures ondulées, platelage en tôle cloué à la semelle d'un profilé en acier).

Analyse

Dans l'analyse, on considère, pour les poutres, deux rigidités en flexion distinctes :

- EI_1 pour la partie de la portée soumise au moment positif (section non fissurée)
- EI_2 pour la partie de la portée soumise au moment négatif (section fissurée).

L'analyse peut également être effectuée en attribuant à l'ensemble de la poutre un moment d'inertie équivalent I_{eq} constant sur toute la portée, donné par : $I_{\text{eq}} = 0,6 I_1 + 0,4 I_2$

Cette relation est approchée, car I_{eq} dépend en fait du diagramme des moments sollicitants.

Si la charge gravitaire était égale à 0, on aurait en toute rigueur :
$$I_{\text{eq}} = \frac{I_1^2 + I_2^2}{I_1 + I_2}$$

Pour $I_1 = 2 I_2$, cette relation donne $I_{\text{eq}} = 1,66 I_2$, alors que $I_{\text{eq}} = 0,6 I_1 + 0,4 I_2$ donne $I_{\text{eq}} = 1,60 I_2$.

La rigidité à la flexion des poteaux mixtes est donnée par : $(EI)_c = 0,9 (EI_a + r E_{cm} I_c + E I_s)$

E et E_{cm} sont les modules d'élasticité de l'acier et du béton respectivement ; r est coefficient de réduction dépendant du type de section du poteau et dont la valeur recommandée est $r = 0,5$.

I_a , I_c et I_s désignent respectivement le moment d'inertie de la section en acier, de la section en béton et des armatures.

Les poutres doivent être vérifiées vis-à-vis du déversement en supposant la formation d'un moment plastique négatif à l'extrémité de la poutre.

Il n'est pas admis d'utiliser de poutres en treillis mixtes en tant que poutres dissipatives.

Dans les poteaux où des rotules plastiques se forment, la vérification suppose que $M_{pl,Rd}$ est atteint dans ces rotules plastiques.

Il faut que la condition suivante soit satisfaite pour tous les poteaux mixtes : $N_{Ed}/N_{pl,Rd} < 0,30$

12.17. Dimensionnement des dalles des poutres mixtes acier - béton aux nœuds poteaux - poutres des ossatures en portique.

Généralités

L'assemblage d'une poutre à un poteau dans une ossature en portique implique nécessairement, à l'intersection de ces éléments, une zone de discontinuité qui demande une attention particulière : assemblages poutre – poteau et panneau d'âme du poteau en charpente métallique, confinement des zones critiques du poteau et du nœud en béton armé et en mixte.

Dans les ossatures en portique, la position des rotules plastiques conforme au schéma global du mécanisme plastique implique la formation des rotules aux extrémités des poutres, aussi bien sous moment positif que négatif.

Pour pouvoir construire des ossatures en portique mixtes dans lesquelles les poutres sont des poutres mixtes en T comprenant un profil acier et une dalle, il faut que les zones plastiques possèdent 2 caractéristiques fondamentales:

- les résistances plastiques $M_{pl,Rd}^+$ et $M_{pl,Rd}^-$ des zones dissipatives sont calculables avec assez de précision
- des rotations plastiques cibles de 25 à 35 mrad sont effectivement assurées.

Lors des travaux de recherche qui ont sous tendu le développement de la partie de l'Eurocode 8 relative aux constructions mixtes [Plumier, Doneux, 2001], on a montré que ces caractéristiques nécessaires pouvaient être obtenues par des choix adéquats des proportions de section, des caractéristiques de matériaux, des positions et densités d'armatures et de connecteurs acier - béton adéquates et en utilisant des assemblages rigides.

On a écarté a priori les assemblages semi – rigides ou à résistance partielle parce qu'ils présentent divers inconvénients :

- au nœud, les déformations locales exigées du béton sont nécessairement plus importantes qu'avec des assemblages rigides, ce qui est peu souhaitable compte tenu de la faible capacité de déformation du béton avant rupture. On montre schématiquement à la Figure 12.13 pourquoi les assemblages semi – rigides ou à résistance partielle provoquent une plus grande demande de déformation du béton : ils possèdent une flexibilité locale plus importante dans l'assemblage, qui est la flexibilité des composants de l'assemblage. Celle – ci se traduit par un gradient de déformation plus important sur l'épaisseur de la dalle et un risque d'atteindre prématurément l'écrasement ou la ruine par cisaillement du béton, ce qui se traduit par une diminution du moment résistant $M_{pl,Rd}$.
- on a expliqué précédemment que l'utilisation d'assemblages semi rigides est un non sens économique pour la structure primaire des portiques auto – stables en acier soumis à une action sismique significative, car, dans ce contexte, le projet est en recherche de raideur pour limiter l'effet $P - \Delta$ et pour satisfaire les limites de déformabilité sous séisme de service. On peut suspecter qu'il en est de même pour les portiques mixtes.
- il existe une infinité d'assemblages semi- rigides possibles et il est donc plus difficile de les traiter de façon exhaustive que le cas unique de l'assemblage rigide.
- enfin, les données font encore défaut pour évaluer la ductilité des assemblages métalliques ; or ce pas est nécessaire pour mener à bien le développement d'assemblages semi - rigides qui possèdent les 2 caractéristiques souhaitables définies plus haut.

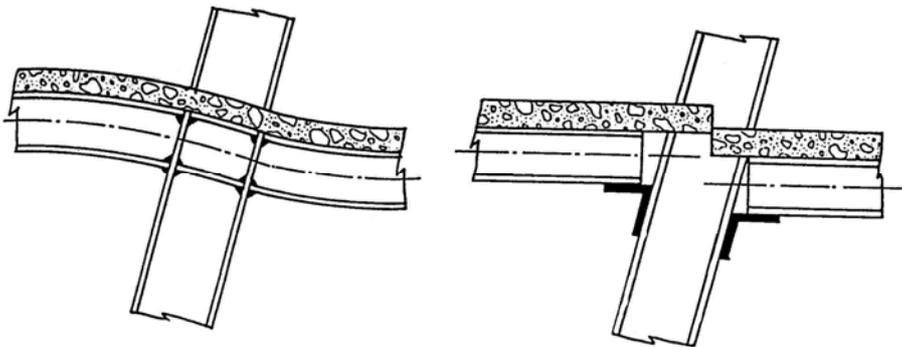


Figure 12.13. L'exigence de déformation du béton peut être plus élevée en cas d'assemblage semi rigide.

Les éléments de dimensionnement des poutres mixtes acier – béton aux nœuds présentés ci-après permettent de définir des positions et densités d'armatures et de connecteurs acier - béton assurant d'obtenir au nœud la résistance plastique $M_{pl,Rd}$ de la poutre mixte calculée avec les largeurs participantes définies au Tableau 12.6 et une ductilité convenable.

Comme dans les éléments en béton armé (qui ne sont jamais qu'une forme particulière d'éléments mixtes...), on réalise la ductilité de section en exploitant la ductilité du matériau acier, en évitant l'écrasement du béton et en évitant le voilement précoce du profil en acier

Les approches de dimensionnement sont basées sur la considération de la situation plastique dans la section et sur des équilibres soit selon l'axe longitudinal, soit dans le plan situé à mi épaisseur de la dalle dans des triangles de force avec « bielles tendues – bielles comprimées ».

Les relations de dimensionnement obtenues ont un caractère approximatif, car elles additionnent les contributions de résistance de plusieurs mécanismes plastiques, alors que ces résistances ne sont pas nécessairement atteintes pour le même état de déformation et qu'ils se pourraient donc en principe que certaines soient épuisées par défaut de ductilité alors que d'autres prennent seulement leur pleine valeur. Toutefois, les développements présentés ont été validés par des expérimentations multiples.

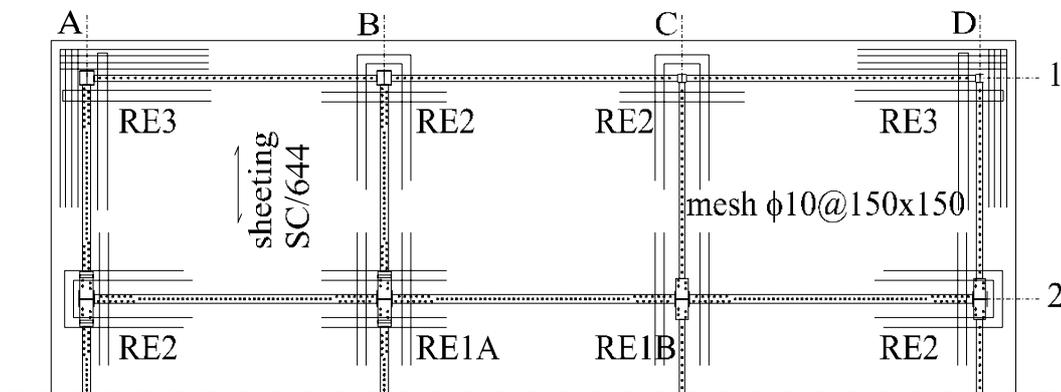


Figure 12.14. Dispositions d'armatures de dalle testées dans l'essai en vraie grandeur sur ossature mixte en portique exécuté au CCR Ispra (I) de la Figure 12.10.

Dans ce qui suit, on établit les résistances de calcul F_{Rdi} de différents modes de reprise de force au nœud, tant pour la reprise des tractions F_{st} des armatures longitudinales de dalle si le moment de flexion M au nœud est négatif $M < 0$, que pour la reprise des compressions F_{sc} développées dans la dalle au nœud, si le moment M au nœud est positif $M > 0$.

En un nœud extérieur, on devra vérifier :

$$1,2 F_{sc} \leq \Sigma F_{Rdi,c}$$

$$1,2 F_{st} \leq \Sigma F_{Rdi,t}$$

En un nœud intérieur, on devra vérifier :

$$1,2 (F_{sc} + F_{st}) \leq \Sigma F_{Rdi}$$

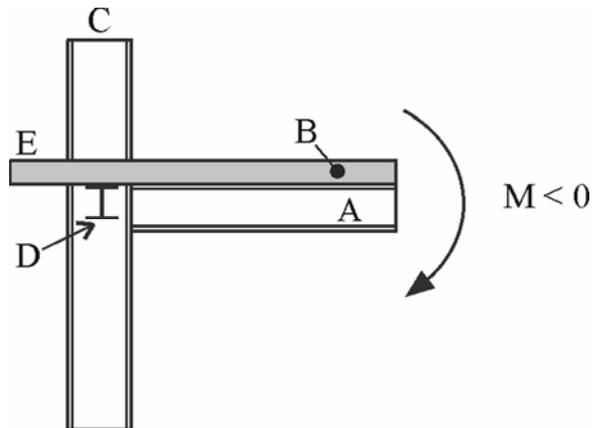
Transfert d'un moment négatif $M < 0$ de poutre à un poteau de façade.

Transmission des efforts de traction des armatures de dalle.

Sous un moment négatif $M < 0$, la section mixte n'est pas mécaniquement mixte, car les parties actives de la section se limite au profil acier et aux armatures longitudinales tendues de la dalle. Le béton sert à tenir ces dernières à leur niveau.

Le transfert du moment $M < 0$ implique de la traction en partie supérieure de la section et de la compression en partie inférieure. Comme l'assemblage de la partie acier de la section mixte est pleinement résistant, le moment M transmis n'est dépendant que du mode de liaison des armatures longitudinales de la dalle.

S'il n'y a pas de poutre de façade et donc d'accrochage des armatures à une poutre de façade - cas a) de la Figure 12.16, M est égal à $M_{pl,Rd}$ de la section acier.



A = poutre principale B = dalle C = poteau de façade D = poutre de façade en acier
E = bande de rive en béton en console

Figure 12.15. Transfert d'un moment négatif M à un poteau de façade.

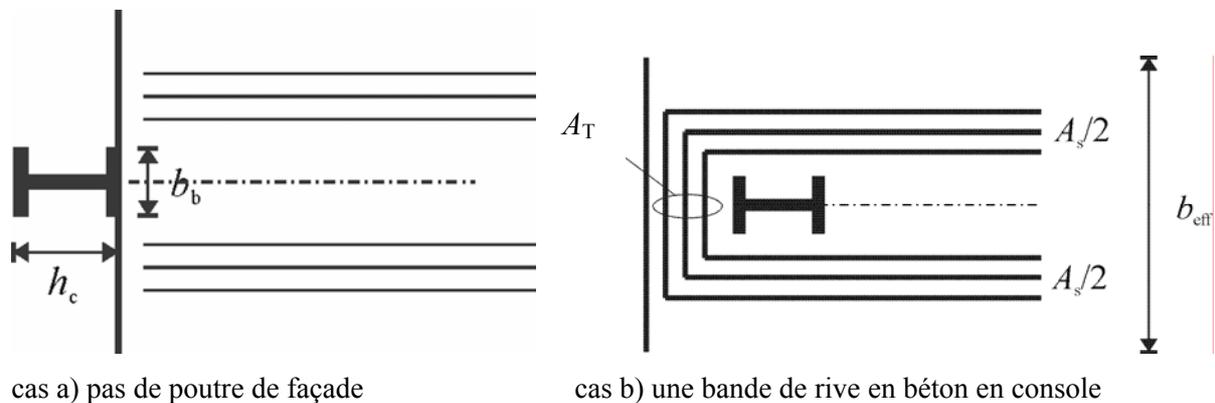


Figure 12.16. Transfert d'un moment négatif M à un poteau de façade.

Lorsqu'il existe une bande de rive en béton en console, cas b) de la Figure 12.16, mais pas de poutre de façade en acier, on se trouve dans un cas traité par l'Eurocode 4 pour le calcul du moment résistant du nœud. L'équilibre est assuré dans la bande de rive par des bielles de béton comprimées inclinées prenant appui sur le poteau et équilibrées par des bielles de traction constituées des armatures parallèles à la rive. Le poteau donne réaction aux bielles comprimées.

Cette réaction vaut au maximum : $F_{Rd0} = 1.1 (0.85 f_{ck}/\gamma_c) b_c d_{eff} = 0.94 f_{cd} b_c d_{eff}$

d_{eff} est l'épaisseur de la dalle, épaisseur au-dessus des nervures de la tôle nervurée dans le cas de dalles mixtes ; b_c est la largeur du poteau.

Les armatures longitudinales sont dimensionnées pour reprendre l'effort de « bielle tendue » -Figure 12.17. La condition pour réaliser la plastification des armatures longitudinales est:

$$A_S f_{ydL} \leq 0.94 b_c d_{eff} f_{cd}$$

On place les armatures longitudinales de sorte que le distance e_L de l'axe du profil à la résultante des armatures placées de chaque côté du poteau soit dans les limites suivantes : $0.7 b_c \leq e_L \leq 2.5 b_c$

La section A_T nécessaire pour équilibrer la traction développée dans les armatures A_S vaut :

$$A_T \geq \frac{A_S}{2 \tan \delta} \frac{f_{ydL}}{f_{ydT}} \quad \text{avec} \quad \tan \delta = 1.35 \left(\frac{e_T}{e_L} - 0.2 \right)$$

Si les bielles comprimées sont inclinées à 45° : $\tan \delta = 1$ et $A_T \geq 0.5 A_S \frac{f_{ydL}}{f_{ydT}}$

Si $f_{ydL} = f_{ydT}$, la condition est : $A_T \geq 0.5 A_S$

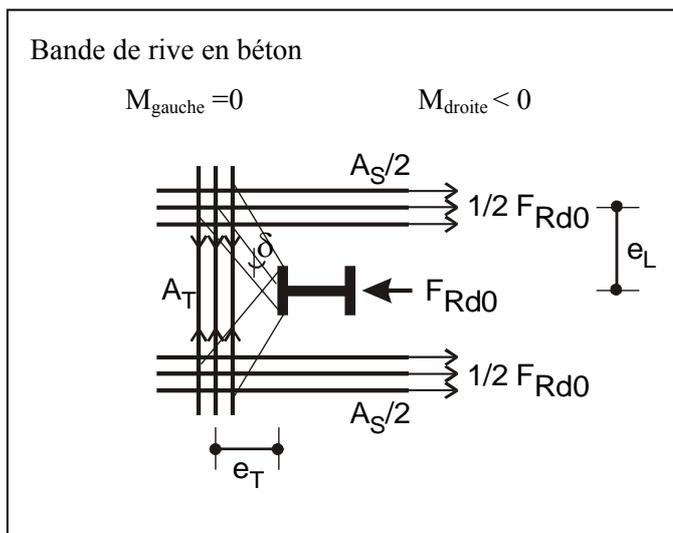


Figure 12.17. Armatures selon l'Eurocode 4.

Lorsqu'il y a une poutre de façade en acier, cas c) à la Figure 12.18, le moment résistant du nœud peut inclure la contribution des armatures de dalle si ces dernières sont ancrées de manière efficace aux connecteurs de la poutre de façade et que cette poutre est encastree sur le poteau.

Si on désigne par P_{Rd} la résistance de calcul d'un connecteur et par n le nombre de connecteurs dans la largeur participante, la résistance en traction offerte est: $F_{Rd3} = n \cdot P_{Rd}$

Pour assurer la ductilité, il faut que les armatures de la dalle plastifient en traction avant qu'il y ait rupture d'ancrage, ce qui limite la section A_s des armatures longitudinales.

Pour cela on doit réaliser : $F_{Rd3} = n \cdot P_{Rd} \geq 1,1 A_s \cdot f_{yd}$

A_s et f_{yd} sont respectivement la section et la limite élastique de calcul des armatures de dalle présentes dans la largeur participante.

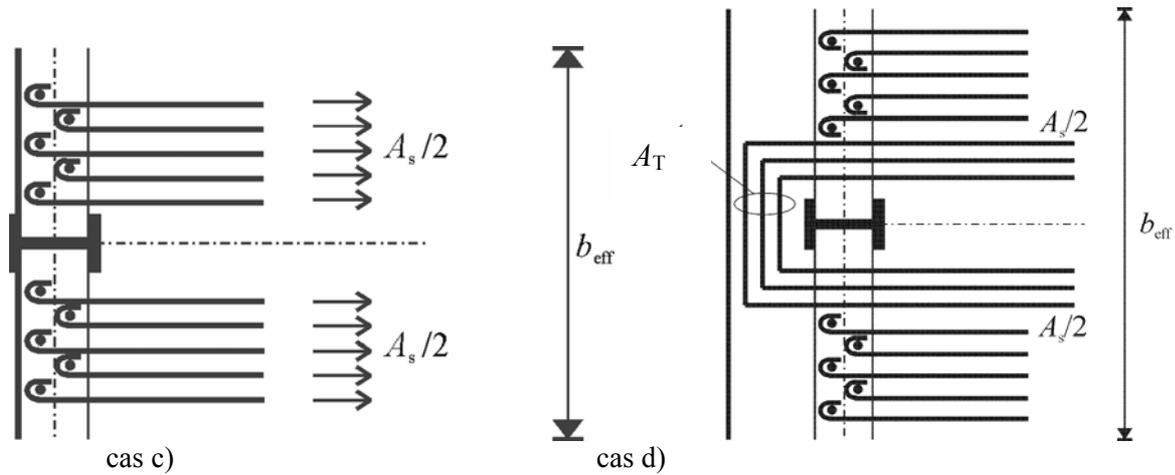


Figure 12.18. Transfert d'un moment négatif $M < 0$ à un poteau de façade. Cas c) Détails pour le transfert de M en cas de poutre de façade en acier. Cas d) Cas combiné : bande de rive en béton + poutre de façade en acier.

Il faut aussi vérifier la résistance de la poutre de façade en flexion, effort tranchant et torsion sous l'action des forces horizontales appliquées aux connecteurs. Ce calcul peut être complexe s'il est traité en toute rigueur, mais si les poutres de façade sont des profils I ou H, on peut effectuer un calcul simplifié. Comme la raideur en torsion des I ou H est faible, la torsion est reprise par flexion horizontale des ailes, alors que le cisaillement et la flexion sont essentiellement repris par l'aile supérieure. Figure 12.27.

Lorsqu'il y a à la fois une poutre de façade en acier et une bande de rive en béton en console, cas d) de la Figure 12.18, la traction des armatures de dalle peut être reprise suivant les 2 systèmes de réaction précédents et répartie en fonction de leurs capacités respectives.

Transfert d'un moment négatif $M < 0$ de poutre à un poteau de façade.

Le risque de voilement de la partie inférieure de la section en acier.

Le risque de voilement du profil acier existe principalement sous moment négatif ($M < 0$, aile inférieure comprimée). Le voilement précoce du profil en acier est plus susceptible de se produire dans des poutres mixtes en T comprenant une section en acier et une dalle (section dissymétrique), en raison de la position élevée de l'axe neutre qui entraîne, à rotation égale, des raccourcissements ϵ plus importants dans une section mixte en T que dans un profil acier symétrique (voir 12.8).

La condition de non voilement du profil acier se traduit par un choix de classe de section adéquat, qui est celui défini au Tableau 12.7.

En pratique, ce choix conduit à une limitation des élancements de l'âme et de l'aile inférieure.

La limitation de l'éclatement d'âme fixe une limite supérieure de la position de l'axe neutre de la section mixte en T, qui sous $M < 0$ se traduit par la limitation de la section A_s des armatures longitudinales dans la largeur participante de dalle.

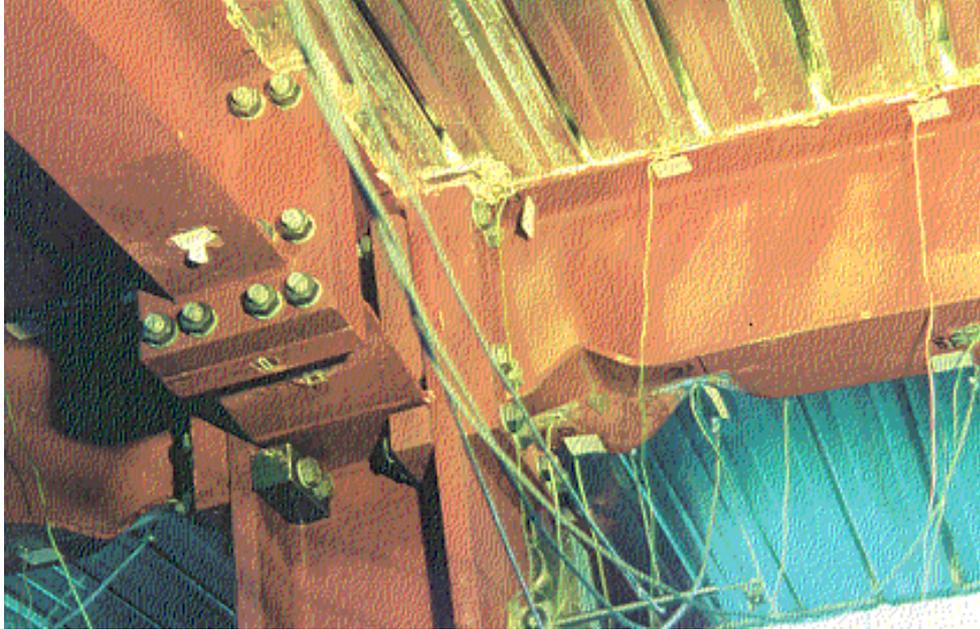


Figure 12.19. Voilement dans une poutre mixte constitué d'un IPE300 et d'une dalle de 120mm sur bac acier.

Tableau 12.7.

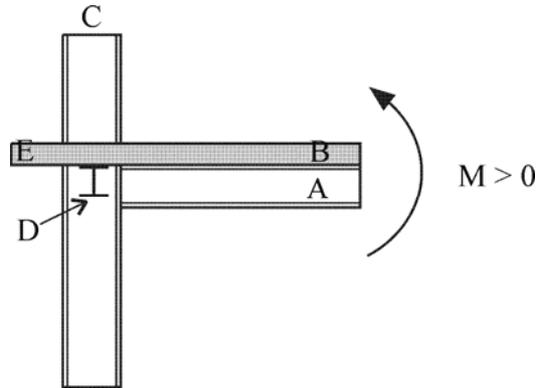
Mécanismes de transfert de traction de la dalle suivant les détails constructifs.

Poteau extérieur. $M < 0$

Détails constructifs	Le moment résistant du nœud est basé sur les forces F_{Rd1} ci-dessous.
<u>Détails constructifs 1</u> Pas de poutre de façade en acier Pas de bande de rive en béton en console Dalle en contact avec la face intérieure du poteau	$F_{Rd} = 0$ $b_{eff,conn} = 0$
<u>Détails constructifs 2</u> Dalle s'étendant au-delà du poteau en tant que bande de rive en béton en console	$F_{Rd0} = 0,94 f_{cd} b_c d_{eff}$ $b_{eff,conn,max} = 3 b_b$
<u>Détails constructifs 3</u> Poutre de façade en acier avec connecteurs	$F_{Rd3} = n \cdot P_{Rd}$ n dans b_{eff} .
<u>Détails constructifs 4</u> Poutre de façade en acier avec connecteurs + Dalle s'étendant au-delà du poteau en tant que bande de rive en béton en console	$F_{Rd0} + F_{Rd3}$

Transfert d'un moment positif $M > 0$ de poutre à un poteau de façade.

Mécanismes de transfert de la compression de la dalle.



A = poutre principale B = dalle C = poteau de façade D = poutre de façade en acier
E = bande de rive en béton en console

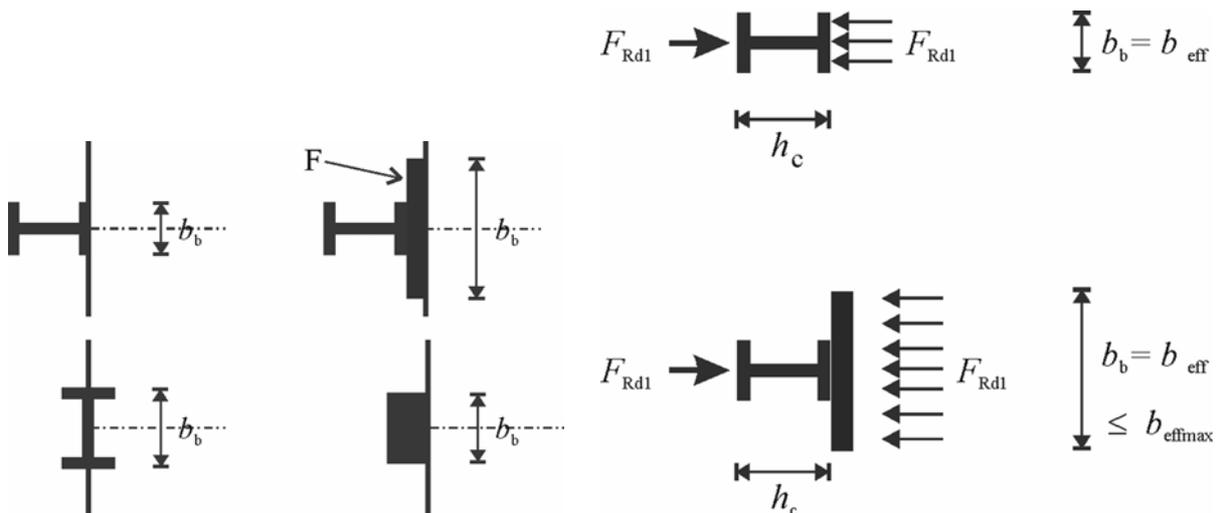
Figure 12.20. Transfert de $M > 0$.

Le moment résistant du nœud dépend de la possibilité de transmettre la force de compression du béton de la dalle. On peut définir 3 mécanismes de transfert de cette compression. Leur étude permet de calculer les armatures sismiques présentées aux Figures 12.23, 12.24 et 12.25.

Mécanisme 1 : compression directe sur la largeur de la face du poteau, équilibrée de façon directe sur cette face.

La compression du béton est reprise de façon directe par l'appui sur l'aile du poteau.

La largeur b_b d'appui du béton sur le poteau peut être la largeur d'origine du poteau ou une largeur épanouie. Figure 12.21.



F = dispositif supplémentaire fixé au poteau pour épanouir l'appui de dalle

Figure 12.21. Mécanisme 1 : compression directe sur la largeur de la face du poteau éventuellement épanouie.

La valeur maximale de la force transmise à la dalle vaut : $F_{Rd1} = b_b d_{eff} f_{cd}$

d_{eff} est l'épaisseur de la dalle, épaisseur au-dessus des nervures de la tôle nervurée dans le cas de dalles mixtes. Comme dans tous les cas d'application d'une force concentrée sur du béton, une armature « anti - éclatement » est nécessaire pour empêcher la fissuration suivant l'axe de la force. Cette fissuration résulte de la diffusion de la force sur une largeur plus grande, qui implique des bielles comprimées inclinées équilibrées par des bielles tendues, selon le schéma de la Figure 12.22.

La diffusion de la force F_{Rd1} a lieu sur une distance environ égale à la moitié de la largeur participante b_{eff} de la dalle en section courante de poutre et elle engendre une force de traction transversale F_{t1} qui peut être calculée si b_{eff} est définie :

$$F_{t1} = \frac{F_{Rd1}}{4} \frac{b_{eff} - b_b}{b_{eff}} = 0,25 f_{cd} \cdot b_b \cdot d_{eff} \cdot \frac{0,15l - b_b}{0,15l} = A_T f_{yd,T}$$

$f_{yd,T}$ est la limite élastique de calcul des armatures transversale de la dalle. L'aire A_T de section des armatures de confinement s'exprime donc:

$$A_T \geq 0,25 d_{eff} b_b \frac{0,15l - b_b}{0,15l} \frac{f_{cd}}{f_{yd,T}}$$

Au prix d'une hypothèse, on peut établir une relation plus explicite.

Si on estime $b_b \cong 0,05 l$, on a : $A_T \geq 0,14 d_{eff} b_b \frac{f_{cd}}{f_{yd,T}}$

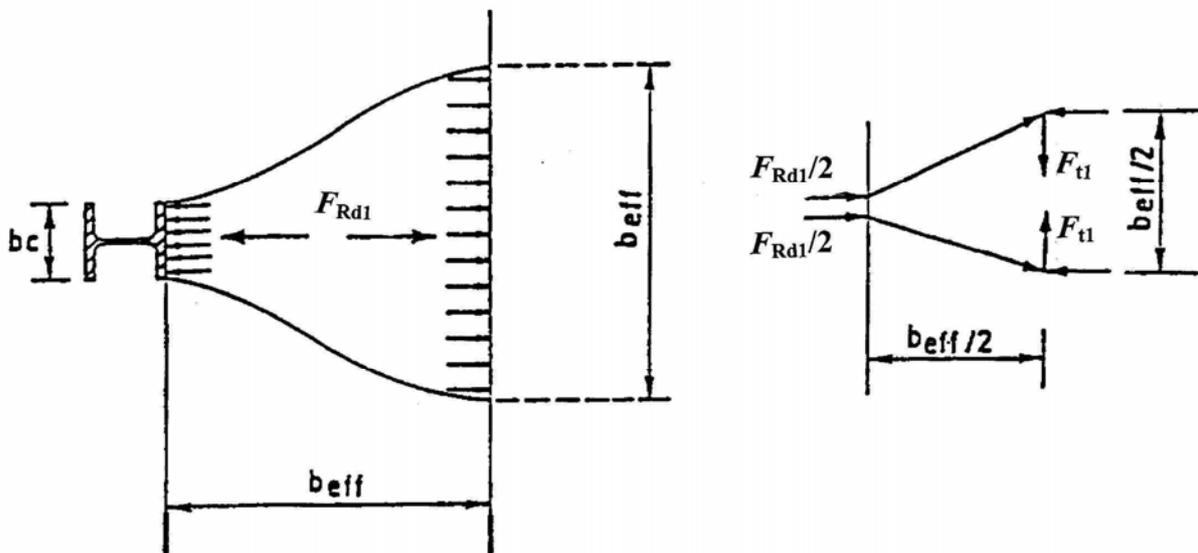


Figure 12.22. La diffusion de F_{Rd1}

L'aire A_T doit être uniformément répartie sur une longueur égale à b_{eff} et la première armature doit se trouver à moins de 30 mm de la surface du béton en contact avec l'aile du poteau. L'aire A_T de la section des armatures de confinement peut être partiellement ou entièrement réalisée par des armatures placées pour d'autres besoins, par exemple pour la résistance à la flexion de la dalle. Dans

des circonstances courantes, telle que béton C25/30 et armature S500, le pourcentage d'acier nécessaire est de l'ordre de 0,3 %.

Mécanisme 2 : la compression en dehors de la largeur de la face du poteau, équilibrée par des bielles de béton inclinées et comprimées.

La compression en dehors de la largeur de la face du poteau est reprise comme dans un corbeau en béton armé, c'est-à-dire par des bielles de béton inclinées comprimées, qui s'appuient sur les faces latérales du profil, si celles-ci offrent cet appui :

- parties creuses du profil H s'il est orienté comme à la Figure 12.23
- connecteurs, cornières,...soudés sur les faces latérales

Ces bielles de béton inclinées sont équilibrées par des armatures tendues perpendiculaires aux forces appliquées – Figure 12.23.

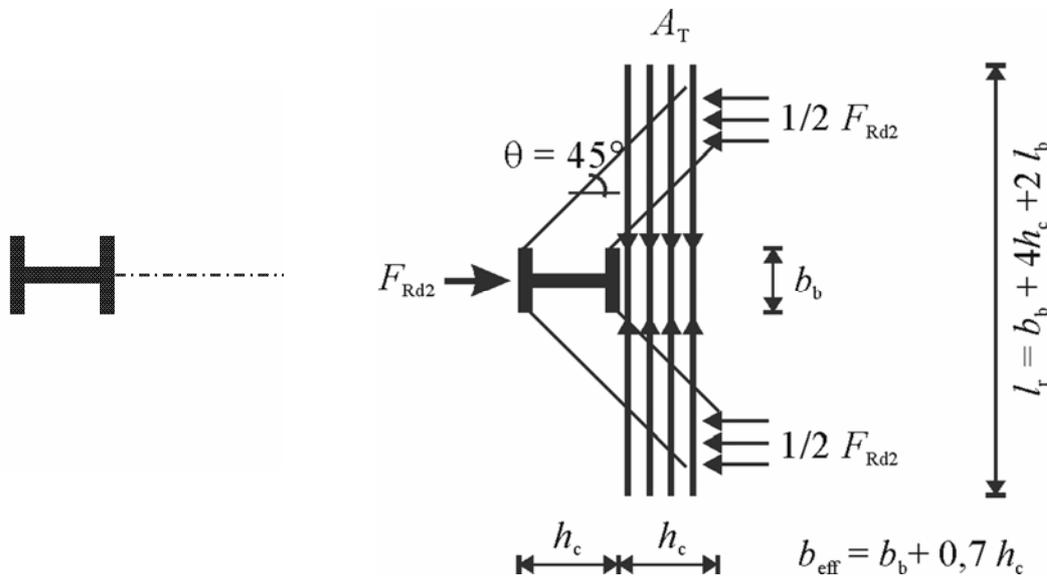


Figure 12.23. Mécanisme 2 : la compression en dehors de la largeur de la face du poteau est équilibrée par des bielles de béton comprimées et des armatures tendues.

On désigne par h_c la hauteur de la section du poteau et par d_{eff} l'épaisseur de la dalle. Comme en béton armé, on admet que la résistance de calcul d'une bielle de béton est égale à $0,7 f_{\text{cd}}$.

Si l'angle d'inclinaison des bielles de béton est égal à 45° :

- $\cos 45^\circ = \sqrt{2}/2 \approx 0,7$
- la résistance en compression d'une bielle vaut : $F_c = 0,7 h_c d_{\text{eff}} \times 0,7 f_{\text{cd}}$
- la projection de cette force sur l'axe x vaut : $0,7 F_c = 0,7 \times 0,7 h_c d_{\text{eff}} \times 0,7 f_{\text{cd}} = F_{\text{Rd}2} / 2$
- on trouve ainsi que la résistance de calcul de ce mécanisme vaut :

$$F_{\text{Rd}2} = 2 \times 0,7 \times 0,7 \times 0,7 h_c d_{\text{eff}} f_{\text{cd}} \approx 0,7 h_c d_{\text{eff}} f_{\text{cd}}$$

- la force de traction dans la bielle tendue est $F_{Rd2}/2$ et la section A_T des armatures de « bielle tendue » doit être telle que: $A_T \geq \frac{F_{Rd2}}{2f_{yd,T}}$

Il convient qu' A_T soit répartie sur une longueur de poutre égale à h_c et qu'elle soit totalement ancrée au-delà des bielles de compression. Si on désigne par l_b la longueur d'ancrage, la longueur requise des armatures est égale à : $l_t = b_b + 4h_c + 2l_b$ Figure 12.23.

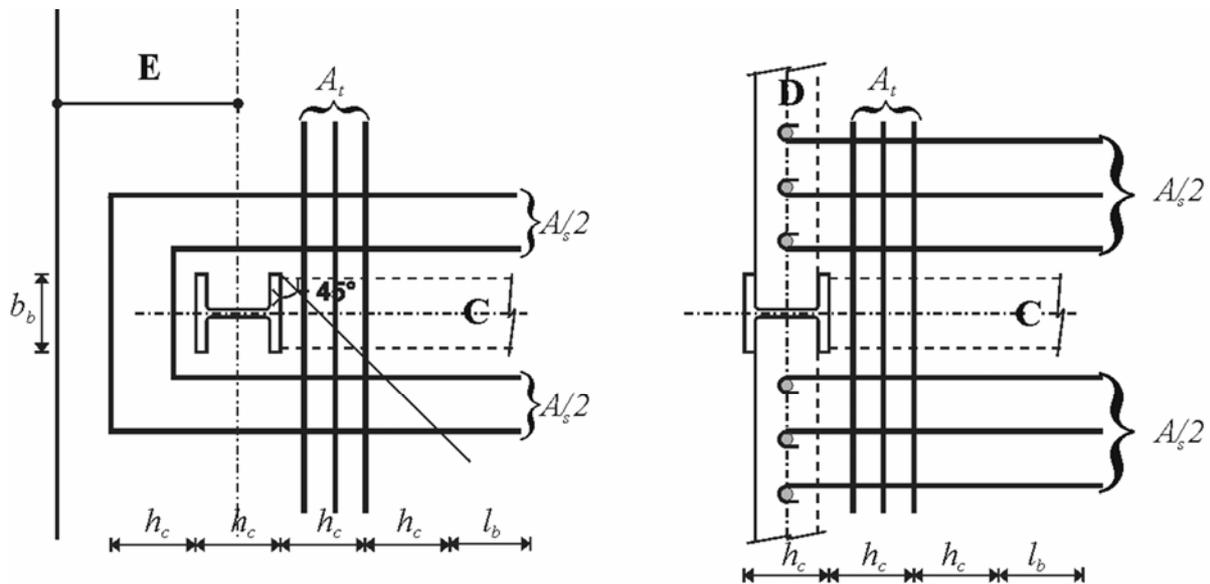
Pour un béton C25/30 et une armature S500, on trouve un pourcentage d'acier transversal à la poutre de 1,1 à 1,5%.

On montre à la Figure 12.24 la disposition des armatures correspondant au mécanisme 2, dans le cas d'un poteau de façade.

A la Figure 12.25, on voit ces mêmes types d'armature dans le cas d'un poteau intérieur au bâtiment (poteau « intermédiaire »). On note que dans ce cas, il faut disposer une section A_T calculée par

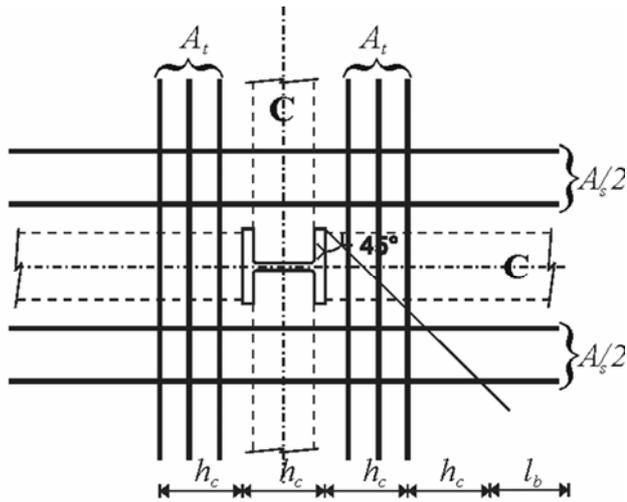
$$A_T \geq \frac{F_{Rd2}}{2f_{yd,T}} \text{ de chaque côté du poteau, car, sous séisme, il y a renversement de signe du moment } M.$$

De plus, comme le séisme peut frapper suivant x ou suivant y, c'est un quadrillage d'armature autour du poteau qui doit être défini.



C = poutre acier E = bande de rive en console en béton armé D = poutre de façade acier

Figure 12.24. "Armatures sismiques" à un poteau de façade.



C = poutre en acier

Figure 12.25. "Armatures sismiques" à un poteau intermédiaire.

Mécanisme 3 : la compression en dehors de la largeur de la face du poteau, reprise par des connecteurs présents sur une poutre de façade en acier.

Lorsqu'il existe une poutre de façade en acier et que cette poutre est encastree sur le poteau, un troisième mécanisme de transmission des forces de compression F_{Rd3} est possible. Figure 12.26.

Si n est le nombre de connecteurs dans la largeur participante calculée et par P_{Rd} la résistance de calcul d'un connecteur, on trouve comme force de compression transmissible: $F_{Rd3} = n \cdot P_{Rd}$

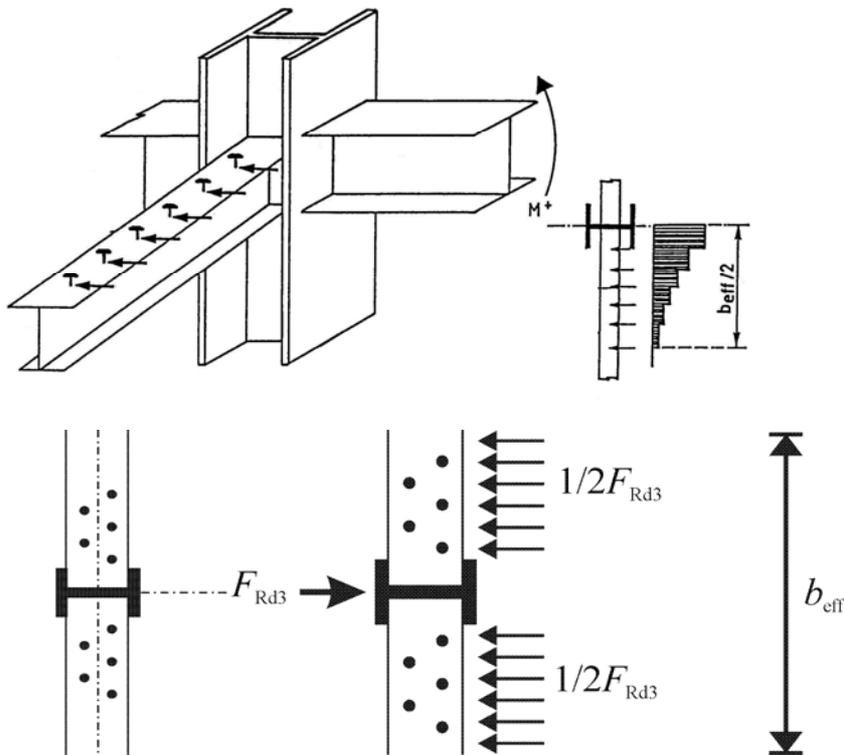


Figure 12.26. Mécanisme 3 : la compression en dehors du poteau reprise par les connecteurs d'une poutre de façade en acier.

Comme précédemment sous $M < 0$ pour la traction appliquée par les armatures de la dalle, il faut vérifier la résistance de la poutre de façade en flexion, effort tranchant et torsion sous l'action des forces horizontales F_{Rds} appliquées aux connecteurs. On a mentionné que ce calcul peut être complexe, mais que, si les poutres de façade sont des profils I ou H, on peut effectuer un calcul simplifié. Comme la raideur en torsion des I ou H est faible, la torsion est reprise par flexion horizontale des ailes, alors que le cisaillement et la flexion sont essentiellement repris par l'aile supérieure. Figure 12.27.

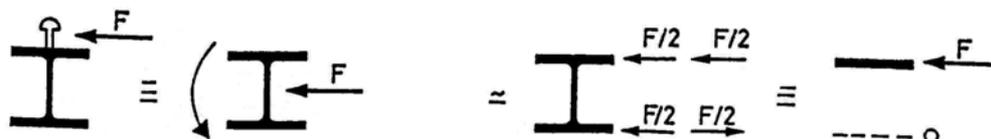


Figure 12.27. Reprise par cisaillement et flexion des ailes de la poutre transversale des sollicitations des connecteurs disposés sur cette poutre.

Transfert d'un moment positif $M > 0$ de poutre à un poteau de façade.

Combinaison des mécanismes 1, 2 et 3 de transfert de la compression de la dalle.

Les éléments structuraux et les assemblages sont fonction de la conception générale d'une structure et on peut rencontrer des situations diverses de transfert de la compression de la dalle. On reprend ces circonstances et combinaisons au Tableau 12.8 ci-dessous.

Tableau 12.8. Mécanismes de transfert de compression de la dalle suivant les détails constructifs. Poteau extérieur. $M > 0$

Détails constructifs	Le moment résistant du nœud est basé sur les forces de compression F_{Rd1} ci-dessous.
<u>Détails constructifs 1</u> Pas de poutre de façade en acier Dalle en contact avec la face intérieure du poteau	F_{Rd1} $b_{eff} = b_b$.
<u>Détails constructifs 2</u> Pas de poutre de façade en acier Dalle s'étendant jusqu'à la face extérieure du poteau ou au-delà en tant que bande de rive en béton en console	$F_{Rd1} + F_{Rd2}$ $b_{eff} = 0,7h_c + b_b$
<u>Détails constructifs 3</u> Poutre de façade en acier présente Dalle s'étendant jusqu'à la face extérieure du poteau ou au-delà en tant que bande de rive en béton en console	La valeur de calcul de la force de compression maximale est $b_{eff} d_{eff} f_{cd}$. Elle est transmise si : $F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} > b_{eff} d_{eff} f_{cd}$ Le moment résistant plastique mixte "complet" est obtenu en choisissant le nombre n de connecteurs pour obtenir F_{Rd3} adéquat. La largeur participante maximale correspond à $b_{eff} = 0,15 l$.

On peut s'interroger sur la capacité de ces différents mécanismes à fournir au droit du nœud une largeur participante égale à celle en section courante.

Dans le cas où il n'y a pas de poutre de façade en acier ou une extension de la dalle en tant que bande de rive en béton en console (détails constructifs 2), on a :

$$b_{\text{eff,connec}} = 0,7h_c + b_b$$

Le Tableau 12.6 des largeurs efficaces pour le calcul du moment résistant (plastique) donne

$b_e = 0.075 \ell$ sous M^+ , ce qui correspond à $b_{\text{eff}}^+ = 2b_e = 0.15 \ell$. Cette valeur est identique à la valeur (unique) donnée par l'Eurocode 4 pour le calcul de la raideur et du moment résistant.

Dans un cas pratique où on aurait $b_c \cong h_c$ et $b_c \cong 0.05 \ell$, on trouve $b_{\text{eff,connec}}^+$:

$$b_{\text{eff,connec}}^+ = 0.7 h_c + b_c \cong 1.7 b_c \cong 0.085 \ell \ll b_{\text{eff}}^+ = 0.15 \ell$$

$$b_{\text{eff,connec}}^+ \cong 0.5 b_{\text{eff}}^+ \quad (\text{Eurocode 4})$$

On conclut de ce résultat qu'il n'est pas possible de réaliser au noeud le plein moment plastique de la poutre si on ne prévoit pas de dispositif additionnel tel qu'une poutre transversale avec des connecteurs (détails constructifs 3 du Tableau 12.8).

Transfert des moments positif $M > 0$ et négatif $M < 0$ à un nœud poutre - poteau intermédiaire en l'absence de poutre transversale.

Sous action sismique, les moments appliqués à un assemblage poutre - poteau intermédiaire sont $M > 0$ d'un côté et $M < 0$ de l'autre. Figure 12.28.

Lorsqu'il n'y a pas de poutre transversale, le moment résistant du nœud peut être calculé à partir de la force de compression obtenue par combinaison des mécanismes 1 et 2.

F_{Rd1} , F_{Rd2} et A_T sont calculés comme indiqué plus haut, mais il faut que la même aire de la section A_T soit placée de chaque côté du poteau afin de prendre en compte le changement de signe des moments de flexion.

La valeur de calcul de la force de compression obtenue par combinaison des deux mécanismes est comme précédemment: $F_{Rd1} + F_{Rd2} = (0,7 h_c + b_b) d_{\text{eff}} f_{cd}$

L'effet total de l'action développée dans la dalle par les moments fléchissants appliqués aux deux faces opposées du poteau et devant être transmise au poteau par le moyen des deux mécanismes 1 et 2 est la somme de la force de traction F_{st} dans les armatures parallèles à la poutre du côté $M < 0$ et de la force de compression F_{sc} dans le béton du côté $M > 0$:

$$F_{st} + F_{sc} = A_s f_{yd} + b_{\text{eff}} d_{\text{eff}} f_{cd}$$

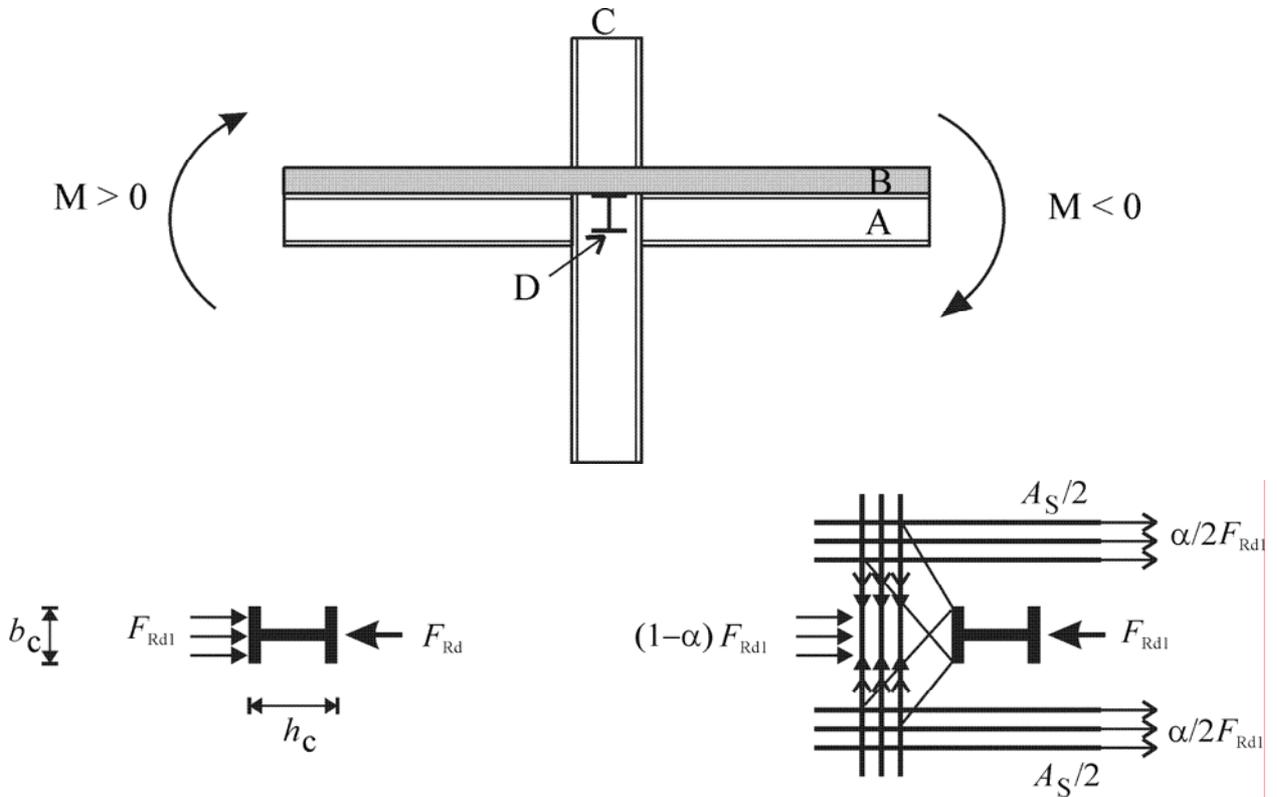
A_s est l'aire des armatures dans la largeur participante pour un moment négatif b_{eff}^-

b_{eff} est la largeur participante pour un moment positif: $b_{\text{eff}} = 0,15 \ell$.

Pour obtenir la plastification dans la semelle inférieure du profil de poutre sans écrasement du béton de la dalle, on applique un dimensionnement capacitif de la zone d'assemblage par rapport aux résistances de calcul des armatures de dalles (côté $M < 0$) et du béton de la dalle (côté $M > 0$) :

$$1,2 (F_{sc} + F_{st}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2}$$

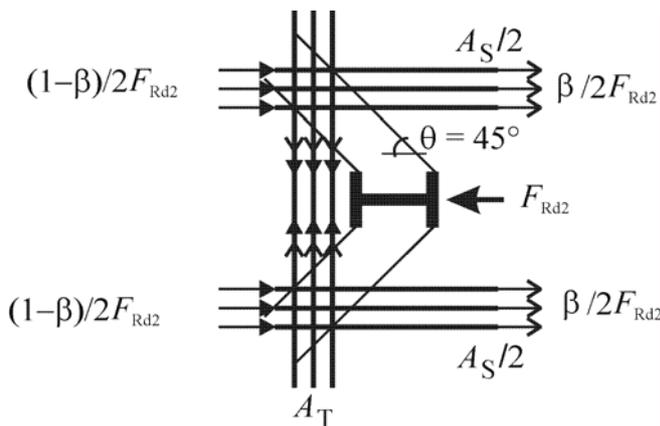
On a vu plus haut qu'il n'est déjà pas possible de transmettre, à un nœud extérieur, le moment plastique en section courante de poutre sans avoir recours à une poutre transversale connectée ou autres détails additionnels. C'est à fortiori vrai à un nœud intérieur, puisque F_{st} est sommé à F_{sc} .



Reprise de $M > 0$ par le Mécanisme 1.

Reprise de $M < 0$ par le Mécanisme 1

(note : bielles de béton appuyées sur l'aile du profil).



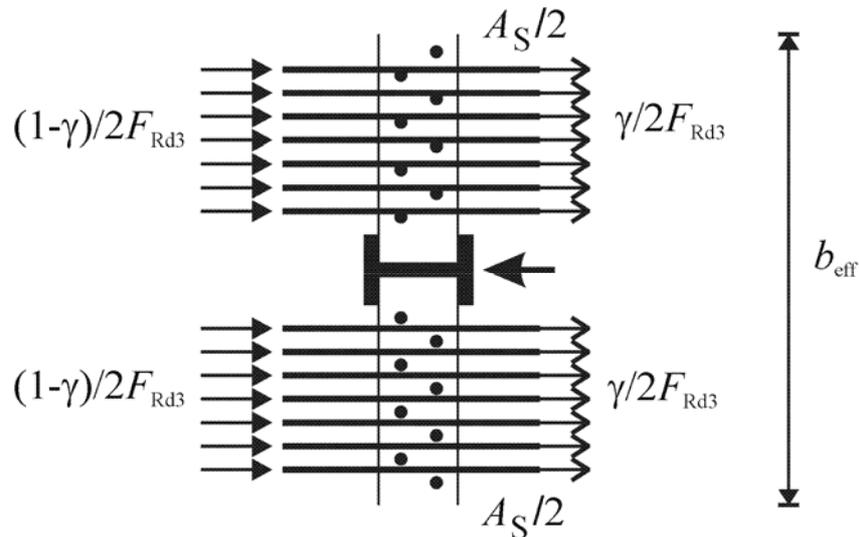
Reprise de $M > 0$ et $M < 0$ par le Mécanisme 2.

(note : bielles de béton appuyées sur les côtés du profil).

Figure 12.28. Transmission des forces de la dalle à un assemblage poutre – poteau intermédiaire par les Mécanismes 1 et 2.

Transfert des moments positif $M > 0$ et négatif $M < 0$ à un nœud poutre - poteau intermédiaire en présence de poutre transversale.

Lorsqu'une poutre transversale est présente, le troisième mécanisme de transmission des forces, qui utilise la poutre dans la transmission de M peut entrer en action. Figure 12.29.



Reprise de $M > 0$ et $M < 0$ par le Mécanisme 3.

Figure 12.29. Transmission des forces de la dalle à un assemblage poutre – poteau intermédiaire par le Mécanisme 3.

On a vu qu'il offrait une résistance F_{Rd3} : $F_{Rd3} = n \cdot P_{Rd}$, n étant le nombre de connecteurs dans la largeur participante et P_{Rd} la résistance de calcul d'un connecteur.

Alors, la valeur de calcul de la force de compression obtenue par combinaison des trois mécanismes est : $F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3} = (0,7 h_c + b_b) d_{eff} f_{cd} + n \cdot P_{Rd}$

Comme dans le cas précédent, on applique, pour obtenir la plastification dans la semelle inférieure du profil de poutre et éviter l'écrasement du béton de la dalle, un dimensionnement capacitif de la zone d'assemblage par rapport aux résistances de calcul des armatures de dalles (côté $M < 0$) et du béton de la dalle (côté $M > 0$). La relation s'écrit :

$$1,2 (F_{sc} + F_{st}) \leq F_{Rd1} + F_{Rd2} + F_{Rd3}$$

12.18. Ossatures mixtes avec triangulations avec triangulations à barres centrées.

Selon les prescriptions de l'Eurocode 8, dans le cas d'une ossature dissipative :

- les éléments non dissipatifs, poteaux ou poutres peuvent être en acier ou mixtes
- les éléments dissipatifs, qui sont les diagonales, doivent être en acier.

Deux raisons justifient cette disposition :

- des diagonales mixtes contribueraient à surcharger les poutres et poteaux dans la situation avant flambement des diagonales
- on n'a pas de référence relative à des diagonales mixtes et il existe donc des incertitudes sur le comportement réel sous sollicitations cycliques en traction et compression

Le dimensionnement des ossatures mixtes à triangulation centrée **dissipatives dans les diagonales** est donc similaire à celui des ossatures acier.

Toutefois, il ne faudrait pas négliger l'intérêt possible:

- d'ossatures non dissipatives qui tirent avantage de la résistance en compression des diagonales mixtes.
- d'ossatures à triangulation centrée dont les assemblages sont les zones dissipatives.

12.19. Ossatures mixtes avec triangulations à barres excentrées.

En principe, tous les éléments de ce type d'ossature peuvent être mixtes. Toutefois, les déformations plastiques dans les tronçons d'excentrement sont nettement supérieures à celles développées dans les poutres de portique (≈ 80 mrad contre ≈ 30 mrad), ce qui laisse une incertitudes quant à la possibilité et à la résistance de rotules plastique en flexion. Si la résistance des tronçons d'excentrement est sous estimée, cela peut entraîner un sous dimensionnement des diagonales et poteaux causant leur ruine. Le manque de connaissance existe aussi en ce qui concerne la « déconnexion » de la dalle pour des rotations plastiques du niveau mentionné. Par conséquent, des tronçons dissipatifs mixtes situés dans les poutres et impliquant des rotules plastiques en flexion posent problème.

Pour cette raison, les ossatures mixtes avec triangulation à barres excentrées doivent être dimensionnées de telle sorte que l'action dissipative se produise principalement par la plastification en cisaillement des tronçons d'excentrement. Tous les autres éléments doivent rester élastiques et la rupture des assemblages, évitée.

Les poteaux, les poutres et les entretoises peuvent être en acier ou mixtes.

Les entretoises, les poteaux et les parties de poutres, situées en dehors des tronçons d'excentrement, doivent être dimensionnés pour rester élastiques sous l'effet des sollicitations correspondant à la plastification avec écrouissage des tronçons d'excentrement.

Pour l'analyse, on considère deux rigidités en flexion des poutres (voir en 12.16).

Les tronçons d'excentrement composés de profilés en acier associés à des dalles correspondent à une situation bien maîtrisée, parce que la contribution de la dalle à la résistance au cisaillement est négligeable. Ceci implique que les tronçons d'excentrement soient de longueur courte ou intermédiaire, avec une longueur maximale e :

- $e = 2M_{p, \text{link}} / V_{p, \text{link}}$ dans les structures où deux rotules plastiques se formeraient aux extrémités du tronçon d'excentrement

- $e = M_{p, \text{link}} / V_{p, \text{link}}$ dans les structures où une rotule plastique se formerait à une seule des extrémités du tronçon d'excentrement

Les définitions de $M_{p, \text{link}}$ et de $V_{p, \text{link}}$ sont données au Chapitre 9. Pour $M_{p, \text{link}}$, seuls les composants en acier de la section du tronçon d'excentrement sont pris en compte dans l'évaluation, la dalle en béton étant négligée. Des détails spécifiques sont requis :

- des plaques de confinement des deux côtés du tronçon d'excentrement, au niveau de la face du poteau et dans la section d'extrémité de la liaison, lorsque le tronçon d'excentrement sismique est fixé à un poteau en béton armé ou à un poteau enrobé.
- des armatures transversales au-dessus et en dessous de l'assemblage du tronçon d'excentrement, lorsqu'il est adjacent à un poteau mixte entièrement enrobé.

En dehors de ces aspects, le projet d'ossatures mixtes à triangulation excentrée est similaire à celui d'une ossature en acier.

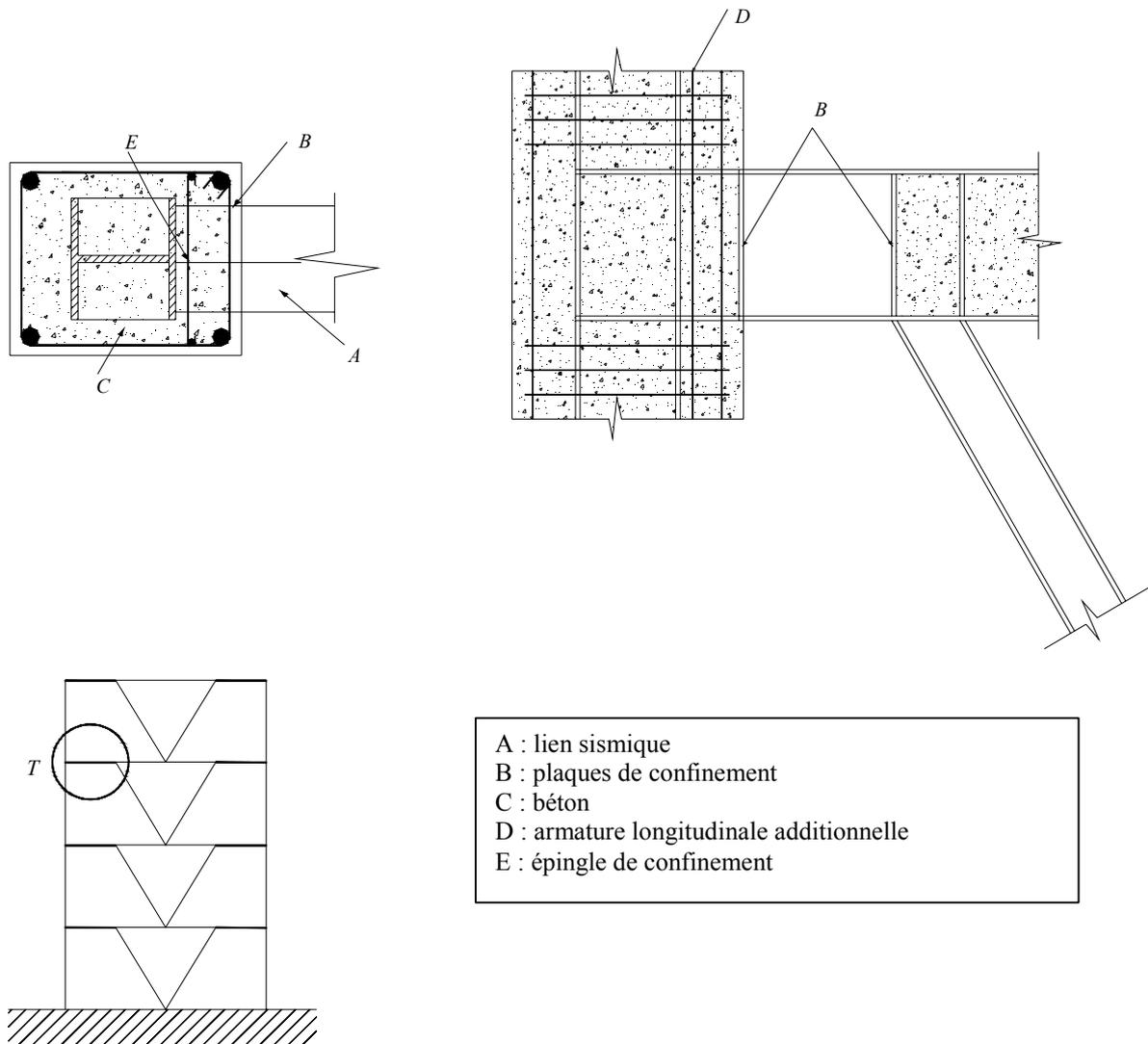


Figure 12.29.b. Détail de la zone T d'assemblage poutre – poteau – tronçon d'excentrement dans une ossature mixte à triangulation excentrée.

12.20 . Ossatures à murs mixtes acier - béton et systèmes mixtes à murs.

Définition des divers types de murs mixtes et objectifs du dimensionnement.

Les systèmes à murs mixtes bien dimensionnés possèdent une résistance au cisaillement et une raideur similaire à celle des murs en béton armé. Les profilés en acier constituant la périphérie apportent toutefois une augmentation significative de résistance en flexion, ce qui retarde la formation d'une rotule plastique par rapport à une solution en béton armé. Comme dans les structures en béton armé, il y a, pour les murs mixtes dissipatifs, deux niveaux de ductilité auxquels correspondent deux valeurs du coefficient de comportement q .

Les systèmes structuraux des Types 1 et 2 (Figure 12.1 et 12.30) sont conçus, comme les voiles de contreventement élancés en béton armé, pour former une rotule plastique en base du mur. Les déformations plastiques ont lieu dans les profilés verticaux en acier et dans les armatures verticales.

Le système structural de Type 3 comporte des murs, qui forment des rotules plastiques en base comme dans les Types 1 et 2, mais il y a également dissipation d'énergie dans les poutres de couplage.

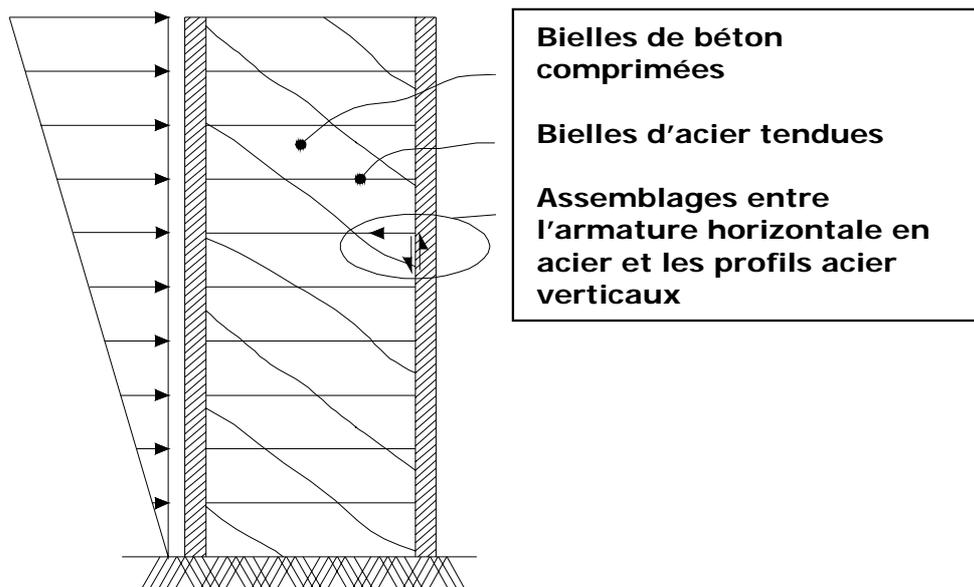


Figure 12.30. Comportement mécanique des murs mixtes pour la reprise du cisaillement.

Analyse.

L'analyse de la structure est basée sur les propriétés de section définies pour les murs en béton et pour les poutres mixtes.

Dans un système structural de Type 1 ou 2, lorsque des profilés en acier verticaux entièrement ou partiellement enrobés agissent en tant qu'éléments de rive de panneaux de remplissage en béton armé, l'analyse doit être effectuée en supposant que les sollicitations sismiques sur ces éléments de rive verticaux sont uniquement des efforts normaux. Ces efforts normaux sont déterminés en supposant que

les efforts tranchants sont repris par le mur en béton armé et que toutes les forces gravitaires et le moment de renversement sont reprises par le mur agissant en structure mixte avec les éléments de rive verticaux.

Dans un système structural de Type 3, si des poutres de liaison mixtes sont utilisées, on considère deux rigidités distinctes des poutres en flexion (voir en 12.16).

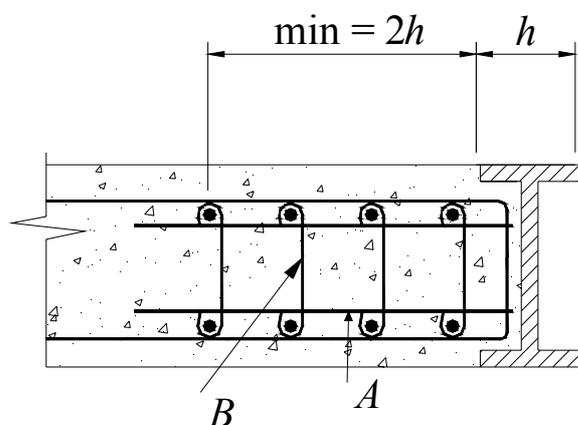
Détail des murs mixtes de classe de ductilité DCM.

Les panneaux de remplissage en béton armé dans le Type 1 et les murs en béton armé dans les Types 2 et 3 doivent respecter les exigences des murs ductiles de classe DCM.

Les profilés en acier partiellement enrobés utilisés en tant qu'éléments de rive de panneaux en béton armé doivent appartenir à la classe de section liée au coefficient de comportement de la structure, comme indiqué au Tableau 12.4.

Les profilés en acier entièrement enrobés ou partiellement enrobés utilisés comme éléments de rive dans des panneaux en béton armé doivent être dimensionnés comme expliqué en 12.13 et 12.14.

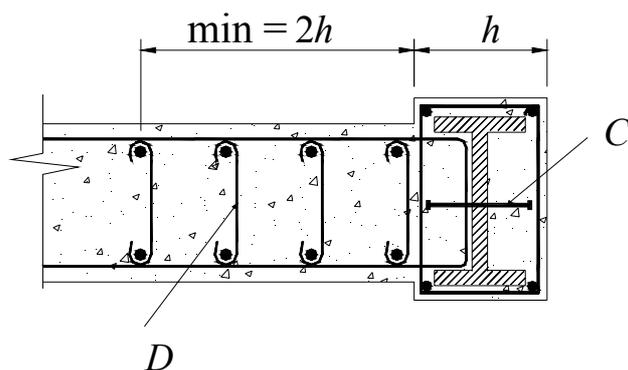
Des goujons à tête ou des armatures de liaison (soudées, ancrées par des orifices dans les éléments en acier ou ancrées autour de l'élément en acier) sont nécessaires pour transmettre les efforts tranchants verticaux et horizontaux entre l'acier des éléments de rive et le béton armé. Figures 12.31 et 12.32.



A = barres soudées au poteau

B = armature transversale

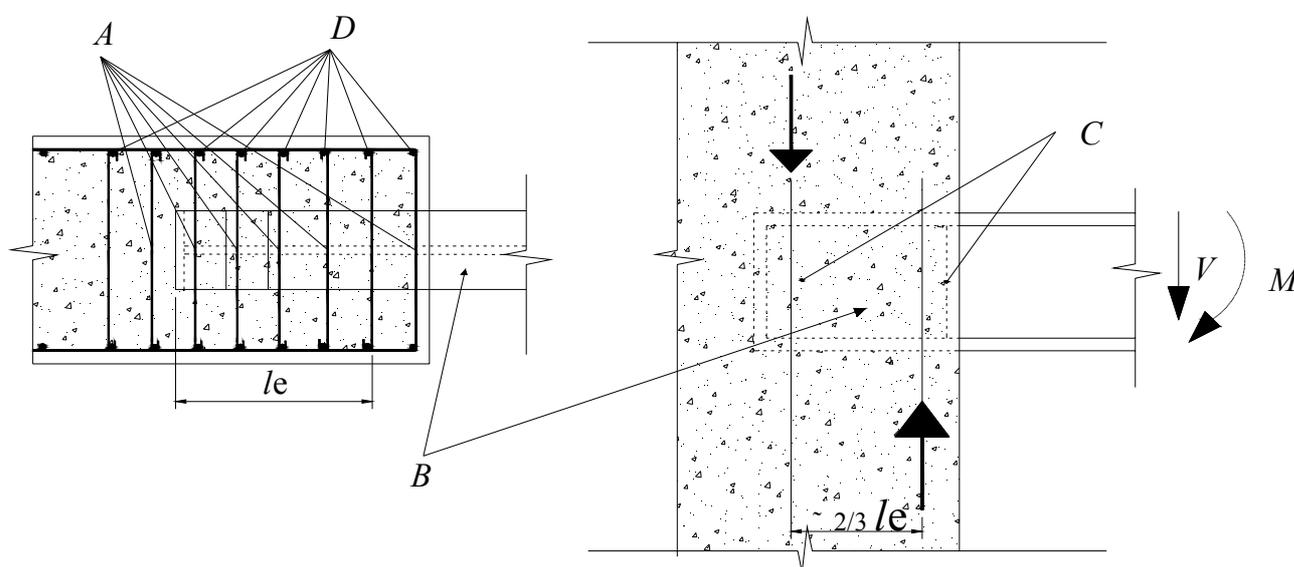
Figure 12.31. Dispositions constructives des éléments de rive mixtes partiellement enrobés (détail des armatures transversales pour la classe de ductilité DCH).



C = connecteurs

D = épingle

Figure 12.32. Dispositions constructives des éléments de rive mixtes entièrement enrobés (détail des armatures transversales pour la classe de ductilité DCH).



A = armature de confinement au niveau de l'encastrement de la poutre en acier

B = linteau en acier

C = plaque de confinement

Figure 12.33. Détails d'un linteau fixé dans un mur (détails pour la classe de ductilité DCH)

Règles de détail de conception des poutres de couplage de classe de ductilité DCM.

Les « Règles de détail pour les assemblages mixtes dans les zones dissipatives » présentées en 12.9. s'appliquent.

Lorsqu'une poutre dissipative en acier ou mixte « linteau » est connectée à un mur en béton armé (voir Figure 12.33), le transfert du moment d'encastrement et de l'effort tranchant de l'extrémité de la poutre vers le poteau, ce qui se réalise par un couple de forces verticales.

Pour assurer l'intégrité du poteau, il faut assurer :

- la capacité du mur à reprendre sans écrasement du béton chacune de ces forces verticales de compression. Pour cela, la longueur d'encastrement des poutres de couplage dans le mur en béton

armé doit être suffisante pour assurer la résistance au moment plastique $M_{pl,Rd}$ en bout de poutre et aux efforts tranchants de calcul V_{Ed} qui y correspondent. On considère que la longueur d'encastrement l_e débute à hauteur du premier lit d'armature de confinement en rive du mur. Figure 12.33. La longueur d'encastrement l_e ne doit pas être inférieure à 1,5 fois la hauteur de la poutre. Des armatures de confinement du béton disposées horizontalement et formant cadre sont disposées sur toute la longueur d'encastrement

- la capacité du mur à résister localement à des sollicitations de traction engendrées par ces forces verticales de compression ; en effet, à cause du renversement de signe des moments plastiques en bout de poutre, la réaction d'appui de la poutre est dirigée alternativement vers le haut, puis vers le bas suivant le sens du mouvement de l'ossature, ce qui peut placer le mur en traction. Pour cette raison, une règle de l'Eurocode 8 prescrit de placer dans le mur, à proximité du raidisseur de poutre (« plaque de confinement ») adjacent à la zone dissipative, des armatures verticales dont la résistance axiale de calcul est au moins égale à la résistance à l'effort tranchant de la poutre. Il est permis de compter les armatures verticales présentes dans cette zone du mur pour d'autres raisons comme partie ou totalité des armatures verticales requises par le transfert d'effort de la poutre vers le mur. Ces armatures verticales doivent être maintenues par les armatures transversales mentionnées ci-dessus. Pour assurer la bonne tenue de la poutre et du béton à l'appui, la présence de raidisseurs de la poutre est exigée dans le plan de la face extérieure du béton. En raison de leur rôle de confinement du béton, ces raidisseurs sont désignés par le terme « plaques de confinement » dans l'Eurocode 8. Figures 12.3.a et 12.33.

Règles supplémentaires pour la classe de ductilité DCH

Des armatures transversales doivent être mises en place pour le confinement des éléments de rive mixtes partiellement ou entièrement enrobés. Ces armatures doivent s'étendre sur une distance de $2h$ dans les murs en béton, h étant la largeur de l'élément de rive dans le plan du mur (voir Figures 12.31 et 12.32).

Les exigences relatives aux tronçons d'excentrement dans les ossatures avec triangulation à barres excentrées s'appliquent aux poutres de couplage.

12.21. Murs de contreventement mixtes avec âme d'acier.

Les murs de cisaillement mixtes avec plat d'âme en acier doivent être conçus pour se plastifier en cisaillement de la plaque en acier. Il convient de raidir le plat d'acier par un enrobage en béton sur une ou deux faces ; l'enrobage doit être liaisonné à l'acier pour empêcher le voilement.

On vérifie que : $V_{Ed} < V_{Rd}$. La résistance V_{Rd} à l'effort tranchant donnée par : $V_{Rd} = A_{pl} \times f_{yd} / \sqrt{3}$
 f_{yd} est la limite d'élasticité de calcul et A_{pl} l'aire de la section horizontale de la plaque.

Les connexions de la plaque aux éléments de rive (poteaux et poutres) ainsi que les connexions de la plaque à l'enrobage de béton doivent être dimensionnées de telle sorte que la pleine résistance plastique de la plaque puisse être développée. A cette fin, la plaque en acier doit être connectée en continu sur tous les bords de l'ossature en acier et des éléments de rive avec des soudures et/ou des boulons. Les éléments de rive doivent être dimensionnés de manière à satisfaire aux exigences de stabilité.

L'épaisseur minimale du béton est de 200 mm lorsqu'il n'est présent que sur une face et de 100 mm de chaque côté s'il est présent sur les deux faces. Le pourcentage minimal d'armatures dans les deux directions est de 0,25 %. Les ouvertures éventuelles dans la plaque en acier doivent être raidies.

12.22. Poteaux mixtes et ossatures en béton armé.

Définition du problème.

En parallèle au projet purement mixte acier-béton, il a été envisagé dans une recherche récente soutenue par ARCELOR d'effectuer un usage restreint de poteaux mixtes dans une structure qui, par ailleurs, reste essentiellement du béton armé. Cette utilisation locale d'élément mixte a été envisagée afin de mettre à un niveau convenable la sécurité de ce type de construction. Le contexte est le suivant.

Le mode de ruine le plus fréquent des ossatures autostables en portique de béton armé est le mécanisme local "d'étage" affectant le rez-de-chaussée du bâtiment .Figure 12.34.

Les raisons des effondrements sont les suivantes :

- le rez-de-chaussée est souvent un niveau "transparent" pour des raisons d'usage : bureau, commerces,Au contraire, des cloisons et murs de remplissage bloquent la géométrie des niveaux supérieurs ;
- la fissuration alternée due au cisaillement conduit à la décohésion du béton ;
- la combinaison de compression et de flexion fait périr le béton.

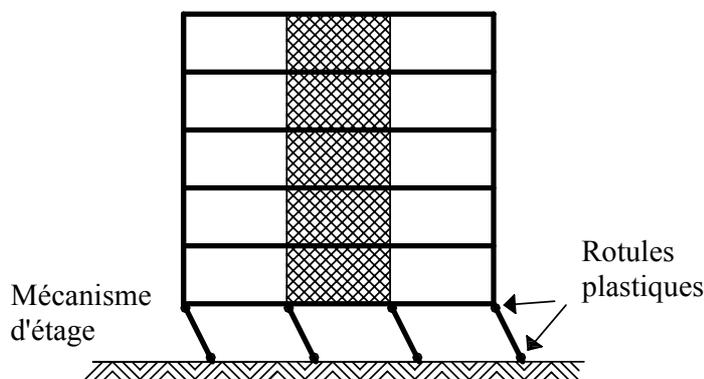


Figure 12.34. Le mécanisme d'étage que des poteaux mixtes peuvent limiter.

Dimensionnement d'un poteau mixte conçu comme une "ceinture de sécurité" pour poteaux d'une ossature en béton armé.

La recherche a démontré que des poteaux mixtes en partie basse d'un bâtiment en béton armé contreventé par portique apporte une résistance fiable en cisaillement, flexion et compression.

On a défini les critères de dimensionnement suivants :

- la section d'acier doit pouvoir porter à elle seule la compression dans la situation sismique de calcul :

$$N_{Rd} \geq N_{Sd}(\gamma_g \cdot G + \gamma_q \cdot Q) \text{ avec } \gamma_g = 1 \text{ et } \gamma_q = 0,3$$

- la section d'acier doit être capable de se substituer à la section de béton armé déficiente pour la reprise du moment de flexion et du cisaillement :

$$M_{Rd,acier} > M_{Rd,béton \text{ armé}} \text{ et}$$

$$V_{Rd,acier} > V_{Rd,béton \text{ armé}}$$

- la section d'acier ne devrait pas modifier la raideur EI du poteau, afin de garder à la structure sa raideur originelle d'ossature en béton armé et d'éviter d'attirer des sollicitations sismiques plus élevées ;

- ces critères doivent être respectés tant pour la flexion d'axe fort que pour la flexion d'axe faible.

On a développé et testé deux conceptions d'ancrage des profils acier à la structure en béton armé : C1 qui s'étend jusqu'à mi hauteur du 2^e niveau et C2 qui est interrompu dans la hauteur de poutre – Figure 12.35.

Les poteaux ont été soumis en essai à une compression de valeur constante et à de la flexion alternée cyclique. Les diagrammes moment de flexion – rotation obtenus montrent que les poteaux mixtes apportent une résistance accrue et bien plus de ductilité que le poteau en béton armé seul – Figure 12.36.

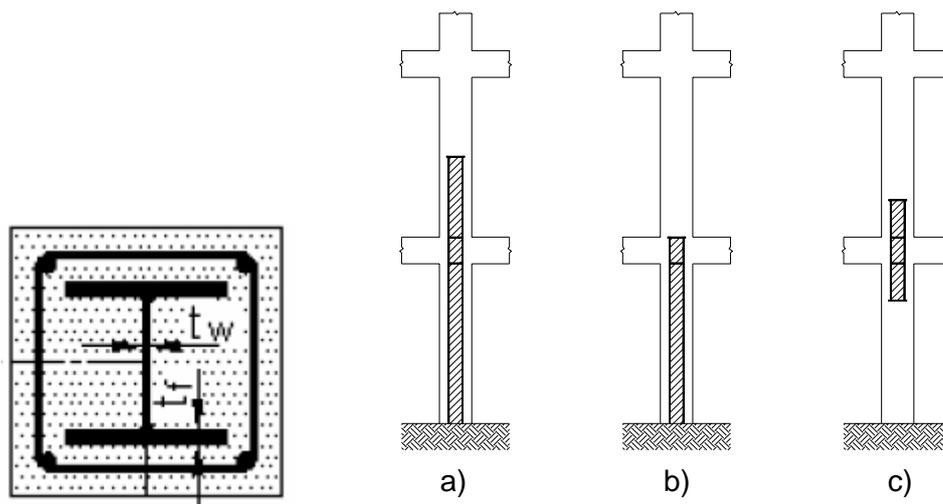


Figure 12.35. A gauche : la section mixte réalisée. A droite les renforts de type C1, C2. et C3.

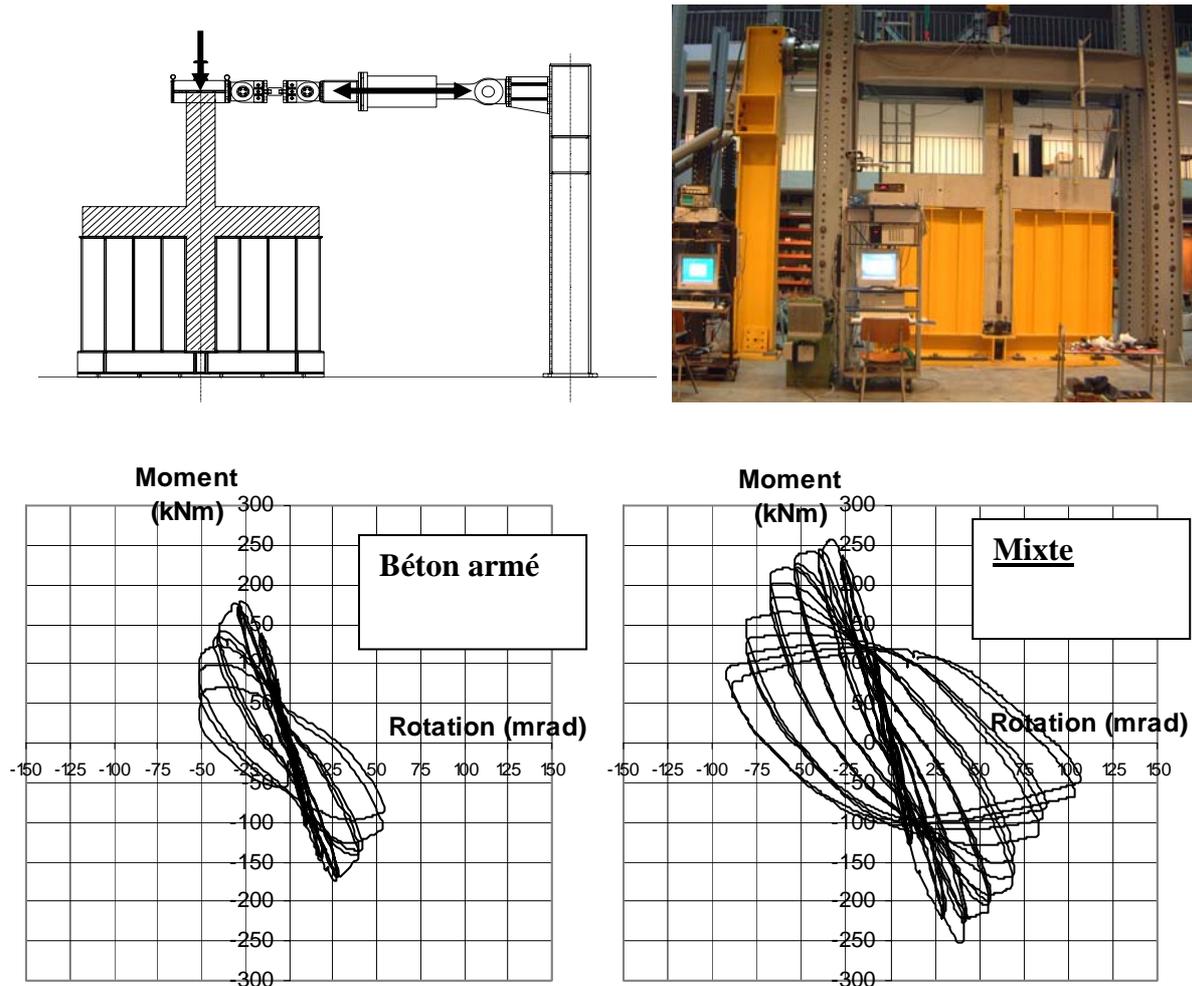


Figure 12.36. En haut : le principe du banc d'essai et sa réalisation. En bas : courbes Moment – Rotation montrant l'amélioration de résistance et de ductilité due au caractère mixte de la section.

Comportement de poteaux mixtes sollicités en compression et flexion.

La recherche démontre l'apport positif du caractère mixte des poteaux, qui offre une capacité de résistance au séisme bien plus élevée à section extérieure égale. En détail, on observe :

- le plein moment résistant mixte est développé ($M_{pl,exp} = M_{pl,th}$);
- la résistance au cisaillement du poteau mixte est celle du profil acier ;
- la capacité de rotation θ_{comp} du poteau mixte pour laquelle il offre une résistance égale au maximum offert par le poteau en béton armé est 2 fois supérieure à celle du poteau en béton armé θ_{BA} ;
- le poteau mixte résiste en moyenne à 1,5 fois plus de cycles de chargement jusqu'à la fin d'essai (fixée à une perte de résistance de 50 %) ; en moyenne, il dissipe 3 fois plus d'énergie ;
- on n'a pas observé de différence entre les ancrages C1 et C2 ;
- la raideur des poteaux béton et mixte était bien la même ;
- l'amélioration apportée par le caractère mixte est plus élevée en cas de mauvais béton.

Des informations détaillées sont fournies dans la référence [Plumier & al, 2006].

Bibliographie.

Certains de ces documents sont téléchargeables sur le site www.argenco.ulg.ac.be

A. Plumier, C. Doneux, Editors (2001). ICONS Report 4. « Composite Steel Concrete Structures ». Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisbon-Portugal. ISBN 972-49-1890-4

C. Doneux, A. Plumier, Distribution of stresses in the slab of composite steel concrete moment resisting frames submitted to earthquake action. Der Stahlbau 6/1999.

G. Thermou, A.S. Elnashai, A. Plumier, Seismic Design and Performance of Composite Frames, Journal of Constructional Steel Research 60 (2004).

A. Plumier & al, Two Innovations for Earthquake Resistant Design: the INERD Project. Rapport EUR 22044 EN, ISBN 92-79-01694-6, 2006. Publication of the Commission of European Communities, Publication Office, Publications.europa.eu