

Chapitre 10. Bâtiments en béton armé.

10.1. Introduction

L'effondrement de nombreuses structures en béton armé soumises à séisme (El Asnam 1980, Mexico 1987, Arménie 1989, Turquie 1999, Grèce 2000, Algérie 2003 – Figure 10.1) semble accréditer l'idée commune d'un matériau mal adapté à une dissipation d'énergie dans le domaine plastique.

C'est une vision simpliste des choses : le béton armé peut être ductile si on respecte des règles favorisant l'existence de comportements dissipatifs locaux et globaux.



Figure 10.1. Effet du séisme de Boumerdes (Algérie, 2003).

10.2. Phénomène local ductile permettant le développement de zones dissipatives

Il n'existe qu'un **seul mécanisme local ductile** utilisable en béton armé : la **flexion plastique**.

Elle est obtenue en créant des conditions convenables de section et de matériaux favorisant les 2 phénomènes ductiles disponibles au niveau des matériaux :

- La plastification de l'acier en traction
- La déformation plastique du béton comprimé

L'acier des barres à béton des classes B et C de l'Eurocode 2 (voir Tableau ci-dessous), qui sont prescrites dans les applications sismiques, est un matériau ductile dont l'allongement $\varepsilon_{u,k}$ correspondant à la résistance à la rupture est supérieur à 5%, soit $50 \cdot 10^{-3}$ (classe B, projet DCM) ou

7,5% (classe C, projet DCH). Comme l'allongement à la limite élastique ε_y est de l'ordre de $500 / 200.000 = 2,5 \cdot 10^{-3}$, la ductilité du matériau $\varepsilon_{s,max} / \varepsilon_y$ est donc au minimum de l'ordre de 20.

Tableau 10.1. Définition des classes d'armature dans l'Eurocode 2.

Product form	Bars and de-coiled rods			Wire Fabrics			Requirement or quantile value (%)
Class	A	B	C	A	B	C	-
Characteristic yield strength f_{yk} or $f_{0,2k}$ (MPa)	400 to 600						5,0
Minimum value of $k = (f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
Characteristic strain at maximum force, ε_{uk} (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0
Bendability	Bend/Rebend test			-			
Shear strength	-			$0,3 A f_{yk}$ (A is area of wire)			Minimum
Maximum deviation from nominal mass (individual bar or wire) (%)	Nominal bar size (mm) ≤ 8 > 8			$\pm 6,0$ $\pm 4,5$			5,0

Note : $\varepsilon_{ud} = 0,9 \varepsilon_{uk}$

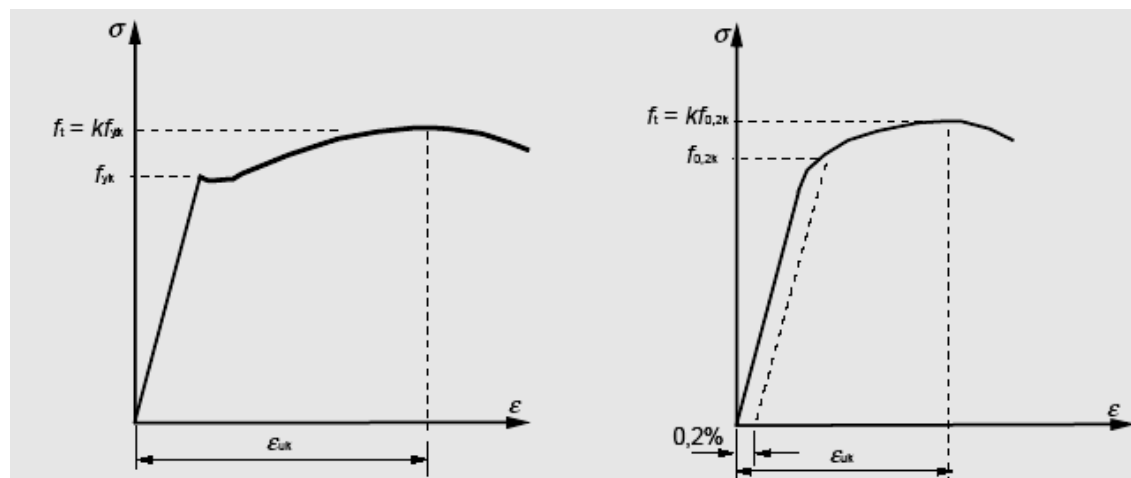


Figure 10.2. Diagrammes contrainte- déformation des aciers à béton.

A gauche, fabriqué à chaud. A droite, fabriqué à froid.

Le béton non armé possède une capacité de déformation proportionnelle (accourcissement) à rupture ε_{cu2} très limitée, de l'ordre de $3,5 \cdot 10^{-3}$. Cette valeur est 14 fois plus petite que la déformation $\varepsilon_{u,k}$ minimale de l'armature ($50 \cdot 10^{-3}$). La déformation à rupture ε_{cu2} est de l'ordre de 2 fois le raccourcissement élastique maximum ε_{c2} du béton et la ductilité du matériau est donc de l'ordre de 2 seulement, soit 20 fois moins que celle de l'armature.

ε_{cu2} peut être relevé par un facteur de l'ordre de 2 à 4 si le béton est bien confiné par une armature transversale, circonstance qui augmente aussi sa résistance. L'armature de confinement empêche

l'expansion transversale du béton (effet Poisson) ; elle est soumise à une pression perpendiculaire à la surface, qui la met en traction (de type « circonférentielle »). La Figure 10.3 montre le relèvement de la déformation à rupture ϵ_{cu2} et de la résistance par un confinement: f_{ck} devient $f_{ck,c}$ et ϵ_{cu2} devient $\epsilon_{cu2,c}$. L'Eurocode 2 donne :

$$f_{ck,c} = f_{ck} (1,125 + 2,5 \sigma_2 / f_{ck}) \quad (\text{pour } \sigma_2 > 0,05 f_{ck})$$

$$\epsilon_{cu2,c} = \epsilon_{cu2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2 \quad \epsilon_{cu2,c} = \epsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2 / f_{ck}$$

Dans ces relations, σ_2 ($=\sigma_3$) est la contrainte de compression latérale effective due au confinement.

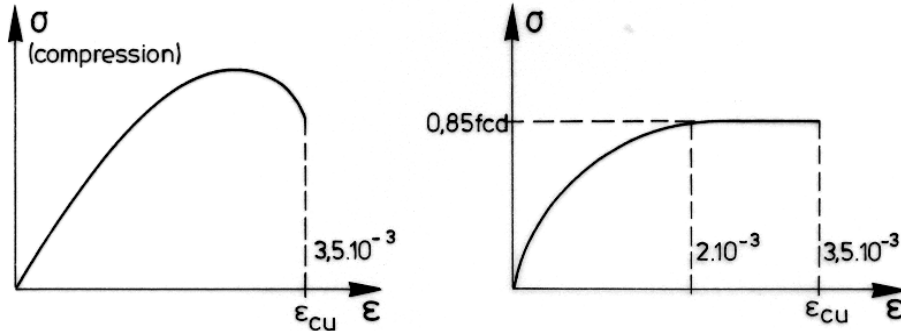
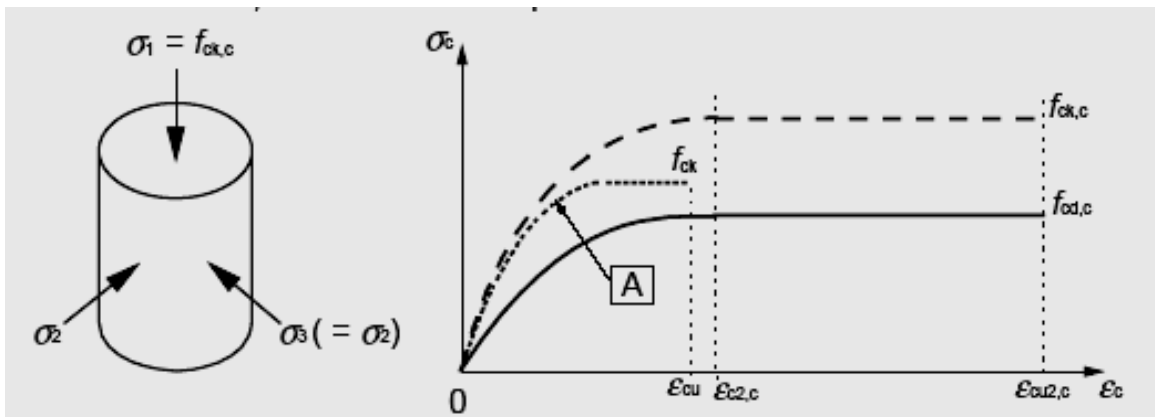


Diagramme contrainte- déformation du béton. A gauche: réel. A droite : conventionnel.



A: f_{ck} , non confiné ; $f_{cd} = f_{ck}/1,5$

Figure 10.3. Effet positif du confinement sur la résistance et la ductilité.

Diagrammes σ - ϵ conventionnels.

La ductilité du béton est alors de l'ordre de 4 ou plus, mais seulement dans la zone intérieure au confinement ; la zone extérieure à l'armature transversale se désagrège en cas de déformation importante. La déformation à rupture $\epsilon_{cu2,c}$ du béton confiné peut être estimée en fonction de l'armature transversale, caractérisée par $\alpha \omega_{wd}$: $\epsilon_{cu2,c} = \epsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2 / f_{ck} = 0,0035 + 0,1 \alpha \omega_{wd}$ ω_{wd} est le rapport mécanique en volume des armatures de confinement dans les zones critiques et α est un coefficient d'efficacité du confinement. On définit ces paramètres en 10.8.4. La Figure 10.13 montre des armatures de confinement. Compte tenu de leur rôle de reprise de traction

« circonférentielle », il est obligatoire que les armatures de confinement constitue des boucles fermées et donc que leur ancrage soit effectif : des crochets recourbés à 135° terminés par une portion droite de longueur 10Φ constituent l'ancrage nécessaire pour que l'armature de confinement ne s'ouvre pas. Ce type d'armature transversale est imposé par l'Eurocode 8 dans les zones dissipatives (dites aussi « critiques »). Les armatures de confinement servent aussi à empêcher le flambement des armatures en zone comprimée, ce qui impose une entre distance s limitée.

10.3 Phénomènes locaux non dissipatifs.

Cisaillement alterné

L'expérience montre que les dégradations dues au cisaillement alterné de poutres ou poteaux rendent les structures inutilisables ou causent leur effondrement. Les zones dégradées par cisaillement alterné ont un aspect en "diabolo". Figure 10.4. Ces dégradations résultent de fissurations inclinées alternées (à 45° en cas de cisaillement pur) générées par l'alternance des mouvements de la structure. Cet ensemble de fissures croisées transforme le matériau béton en un amas de pierres disjointes, ce qui entraîne une perte totale de résistance et de raideur tant axiale que flexionnelle de l'élément structural. On empêche la ruine des sections par cisaillement en les surdimensionnant selon le principe du dimensionnement capacitif : il convient que les armatures longitudinales (de flexion) entrent en plasticité alors que les armatures transversales (d'effort tranchant) et les bielles inclinées de béton restent en régime élastique. En effet, pour atteindre en premier la résistance en flexion, il faut que le rapport du moment de flexion sollicitant au moment de flexion résistant soit plus grand que le rapport de l'effort tranchant sollicitant à la résistance à l'effort tranchant, soit : $M_{Ed}/M_{Rd} > V_{Ed}/V_{Rd}$

Les sollicitations M_{Ed} et V_{Ed} sont liées ; ainsi dans un élément bi-encasté de longueur L , on a :

$$M_{ED} = V_{Ed} \times L/2 \text{ (Figure 10.4a).}$$

On déduit des expressions précédents que pour réaliser la plastification par flexion avant d'épuiser la résistance en cisaillement et une ruine locale fragile, il faut:

$$[(V_{Ed} \times L)/2M_{Rd}] > V_{Ed}/V_{Rd} \quad \text{soit: } L > 2M_{Rd}/V_{Rd,max}.$$

On préconise: $L > 3M_{Rd}/V_{Rd,max}$.

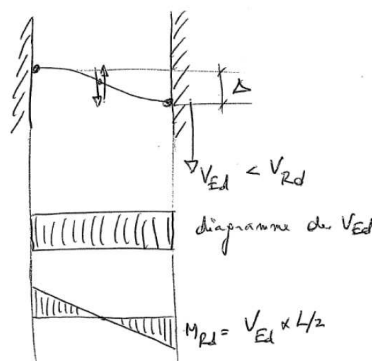


Figure 10.4 a). Pourquoi la ruine d'un élément court survient par cisaillement.

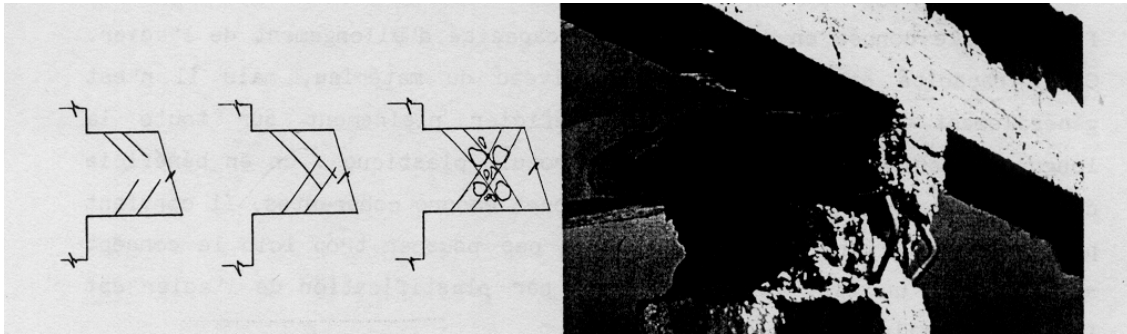


Figure 10.4.b). En l'absence d'armature transversale convenable, le cisaillement alterné détruit les sections.

On assure un dimensionnement surabondant des armatures d'effort tranchant dans une poutre en considérant comme effort tranchant de calcul celui basé sur l'équilibre de la poutre sous l'effet des moments plastiques d'extrémité $M_{i,d}$ des rotules flexionnelles et ce à la fois pour les sens positif et négatif de l'action sismique.

En pratique, la contre mesure à la ruine de section par cisaillement implique donc en une densification des armatures transversales par rapport au projet non sismique.

Rupture d'adhérence.

La ruine par rupture d'adhérence est de type fragile et doit absolument être évitée.

On atteint ce but en évitant de placer les ancrages et les transferts d'effort par recouvrement de barre dans les zones les plus sollicitées ou, à défaut, en prévoyant des longueurs d'ancrage ou de recouvrement nettement plus importantes qu'en situation non sismique.

Comme on le sait, l'équilibre local du mécanisme de transfert d'effort par adhérence implique l'existence d'armatures transversales capables de reprendre en traction un effort égal à celui de l'armature longitudinale ancrée ou dont on assure un transfert d'effort par recouvrement de barres – Figure 10.5. Si on est proche d'une rotule plastique, c'est l'effort de traction plastique des barres longitudinales qui fixe les dimensions des armatures transversales. En pratique, l'allongement des longueurs d'ancrage ou de recouvrement et le dimensionnement capacitif se référant à une section d'acier en traction plastique entraînent un accroissement de l'armature transversale par rapport à un projet non sismique.

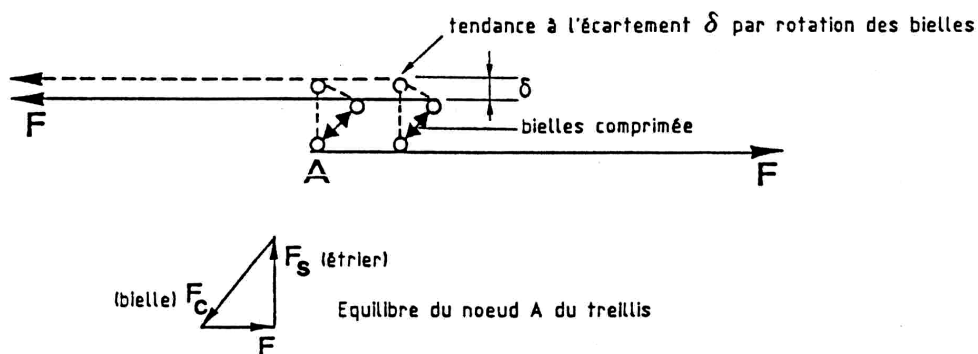


Figure 10.5. Transfert d'effort par recouvrement de barres.

Flambement individuel d'une armature.

Une barre longitudinale d'un élément en béton comprimé est sujette à flambage. Le risque est accru si la contrainte dans la barre est plus élevée, ce qui est le cas dans les zones très sollicitées (flexion plastique, compression élevée). Le phénomène de flambage se produit si la barre est insuffisamment maintenue transversalement par des étriers trop espacés. En pratique, la contre mesure au flambement d'armature est une densification des armatures transversales par rapport à un projet non sismique.

Cisaillement induit par les cloisons de remplissage dans les ossatures en béton armé.

Des murs de remplissage induisent dans une ossature en portique des efforts internes différents de ceux qu'on obtiendrait dans une ossature de même masse sans remplissage. En particulier, les remplissages agissent comme des diagonales comprimées dans les cellules rectangulaires de l'ossature et introduisent des efforts de cisaillement dans les poutres et les colonnes. Ces efforts, qui ne sont pas considérés dans un modèle mathématique "ossature en portique", peuvent entraîner des ruines fragiles par cisaillement des poteaux et poutres. Les remplissages, qui ne sont généralement pas ductiles, peuvent aussi introduire une réponse globale non maîtrisée de la structure en créant un niveau « transparent » à l'étage où ils sont ruinés en premier. Ce problème a été présenté en 5.2.4.

On peut résoudre le problème des sollicitations additionnelles introduites par la présence de remplissages :

- en utilisant des matériaux de remplissage de résistance assez faible, qui s'écrasent avant d'induire des dommages dans l'ossature ; on peut alors les ignorer dans l'analyse de la réponse de la structure ;
- en réalisant des joints entre remplissage et structure pour éviter l'interaction structurelle ;
- en tenant compte du cisaillement additionnel, ce qui conduit à augmenter l'armature transversale des poutres et poteaux dans les zones proches des nœuds poutres – poteaux.

Instabilité.

Les efforts internes réellement développés dans une structure par l'action sismique ne sont pas parfaitement connus. Dans nos approches, ils sont dépendants du modèle mathématique choisi pour représenter la structure, qui comporte toujours des approximations: les sollicitations torsionnelles des barres sont souvent négligées, les termes d'inertie (de masse) correspondant à des masses excentrées d'éléments porteurs sont ignorées, les axes neutres des éléments sont concourants dans le modèle même s'ils ne le sont pas en réalité. Ces approximations peuvent être optimistes et conduire à sous estimer le risque d'instabilité d'éléments structuraux.

On se prémunit contre ces incertitudes liées au modèle par diverses contre mesures – voir 10.6.3.

Poinçonnement. Planchers dalles.

La ruine par poinçonnement d'une dalle est atteinte si la résistance en compression de bielles de béton est dépassée. C'est un problème qu'on rencontre si on réalise des « **planchers-dalles** » sans poutre (voir cours de béton armé). Le mode de ruine par écrasement de bielles de béton dans la zone d'appui de la dalle sur des poteaux ou voiles est fragile. On ne sait pas à l'heure actuelle comment rendre ductile ce type de conception.

Glissement sur une surface de reprise.

La résistance au cisaillement sur des surfaces de reprise peut être faible et permettre un glissement relatif entre les bétons coulés à des dates différentes. Ce problème est sérieux lorsque la reprise a lieu en tête des poteaux, sous poutre, comme il est de pratique habituelle. Si la résistance au cisaillement à l'interface béton-béton est insuffisante, la résistance sera offerte seulement par les armatures verticales du poteau, qui ne sont pas calculées pour cette fonction, et une ruine du poteau s'ensuivra, qui conduit à une ruine d'étage, suivie de l'effondrement global.

On se prémunit contre cette possibilité en respectant l'Eurocode 2 (EN 1992-1:2004, cl 6.2.5).

Localisation des déformations plastiques dans une zone restreinte.

Si les sections d'acier et de béton, les matériaux et l'exécution sont corrects, on atteint une ductilité de courbure adéquate dans les rotules plastiques. Il faut que cette courbure soit réalisée sur une longueur suffisante pour qu'on puisse parler de « rotule plastique » et de « rotation plastique » dont la valeur doit pouvoir atteindre plusieurs degrés d'angle (ordre de grandeur : 3° ou 3% ou 30 mrad). Si la conception est telle que les déformations plastiques se développent dans une zone très restreinte, la capacité de rotation offerte par cette zone est faible et peut être inférieure aux exigences du projet. On atteint alors une ruine par excès de déformation plastique de l'armature longitudinale dans cette zone de longueur restreinte, comme résultat de ce qu'on appelle une « localisation » des déformations. Ce problème concerne surtout les zones d'assemblage des ossatures préfabriquées.

Compression dans des éléments où le confinement du béton est inégal sur la section.

Sous une action alternée dans le domaine plastique, un élément comprimé en béton armé se dégrade dans la partie de section qui se trouve en dehors du confinement réalisé par les armatures transversales. Dans les sections en L ou en T où la table de compression n'est pas armée transversalement (étriers), le confinement est inégal sur la section et seule l'âme est capable d'assurer un comportement ductile du béton comprimé sous action cyclique, si elle est bien confinée par des cadres. Un dessin particulier des armatures transversales peut seul améliorer la situation. On tient compte de ce comportement inégal de la section en limitant la largeur de dalle des poutres en T à une partie considérée comme efficace pour reprendre un moment plastique.

10.4 Les types de structure, leurs coefficients de comportement et autres spécificités.

10.4.1. Types de structure en béton armé.

Il existe 3 types fondamentaux de structure de contreventement en béton armé :

- **les ossatures en portiques**, dans lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des barres. Les explications données en 9.5 pour les portiques acier valent pour les portiques en béton armé. Si les dispositions sont prises pour réaliser un mécanisme plastique global (poutres faibles – poteaux forts par exemple), leur coefficient de comportement q est compris entre 3,3 et 5,85. –Figure 10.6 a).

- **les voiles ou murs ductiles**, qui sont des éléments de structure généralement verticaux, de section transversale allongée, avec un rapport longueur / épaisseur l_w/b_w supérieur à 4. Fixés à la base de sorte que la rotation relative de la base par rapport au reste du système structural soit empêchée, ils sont dimensionnés et conçus dans le détail des armatures pour dissiper l'énergie dans une zone de rotule plastique de flexion juste au-dessus de leur base ; cette zone, dont la hauteur est de l'ordre de la largeur l_w du mur, ne peut pas présenter d'ouverture ou perforation large. Le coefficient de comportement q des ossatures contreventées par des voiles ou murs ductiles est compris entre 3,0 et 4,4. –Figure 10.6 b)

- **les murs de grandes dimensions faiblement armés**, qui ont une dimension horizontale l_w égale à la plus petite des 2 valeurs suivantes : 4,0 m ou deux tiers de leur hauteur h_w . Ils développent une fissuration limitée et transforment en partie l'énergie sismique en énergie potentielle, par soulèvement temporaire des masses de la structure, et en énergie dissipée dans le sol, par rotation de corps rigide.

a) portiques

b) mur ou voile

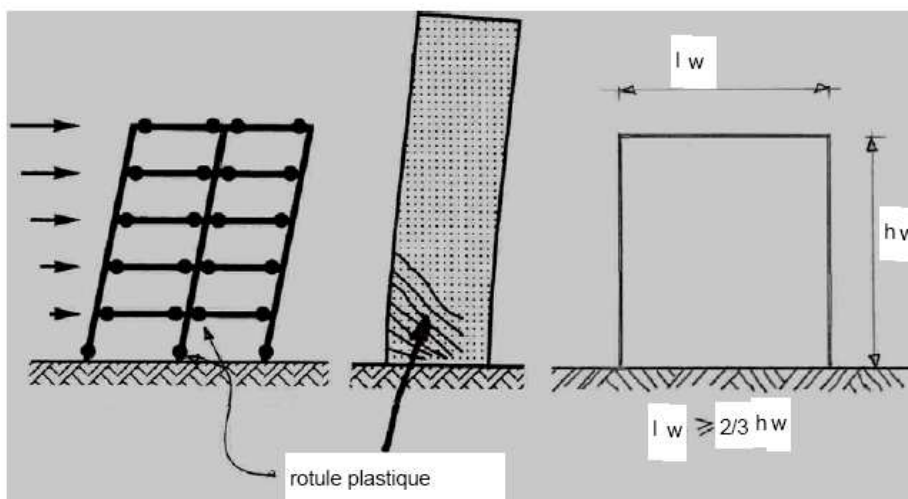
c) mur de grandes dimensions
faiblement armé

Figure 10.6. Les 3 types fondamentaux de structures parasismiques en béton armé.

En raison de leurs dimensions, du manque de fixité à la base ou de la connectivité avec des murs de grandes dimensions transversaux empêchant les rotules plastiques à la base, ils ne peuvent pas dissiper efficacement l'énergie dans une rotule plastique à la base. Leur classe de ductilité est au maximum la classe DCM et leur coefficient de comportement q est au maximum égal à celui des murs ductiles de classe DCM, soit 3,0. –Figure 10.6 c).

Dans les projets de bâtiments, on combine souvent ces 3 types de contreventement et on forme des types hybrides, de capacité dissipative diverse. Pour associer un facteur de comportement q à ces types hybrides, l'Eurocode 8 les catégorise comme suit:

- **murs couplés**, composition de murs liaisonnés de façon régulière par des poutres ou linteaux ductiles capables de réduire d'au moins 25 % la somme des moments de flexion en base des murs par rapport au cas où les murs travailleraient séparément. Figure 10.7.

systèmes de murs, système dans lequel la résistance aux charges verticales et latérales est assurée principalement par des murs, couplés ou non, dont la résistance à l'effort tranchant à la base du bâtiment dépasse 65 % de la résistance totale à l'effort tranchant du système.

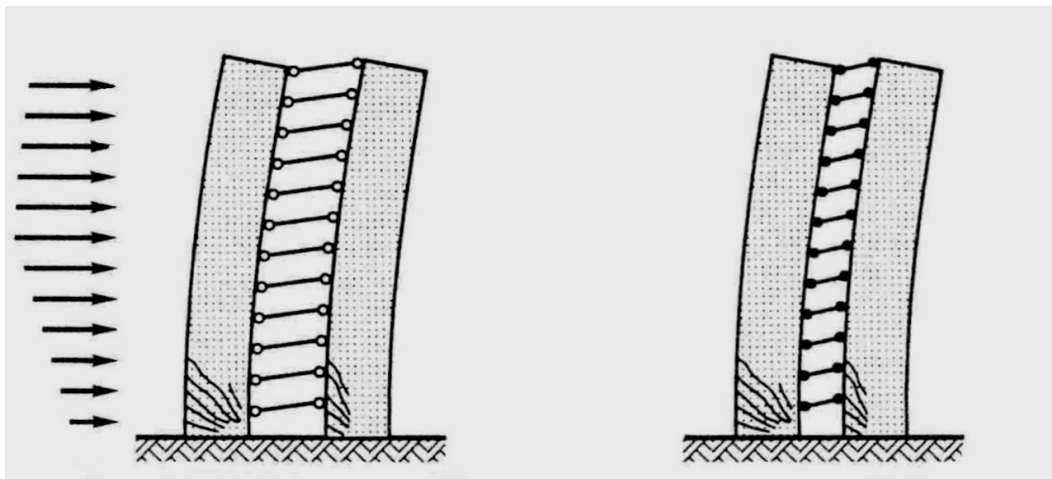


Figure 10.7. Murs non couplés (à gauche). Murs couplés (à droite).

- **système à ossature**, dans lequel la résistance aux charges verticales et aux charges latérales est assurée principalement par des ossatures en portique dont la résistance à l'effort tranchant à la base du bâtiment dépasse 65 % de la résistance totale à l'effort tranchant du système.
- **système à contreventement mixte**, dans lequel le transfert des charges verticales est assuré principalement par une ossature en portique et le contreventement est assuré en partie par l'ossature et en partie par des murs, couplés ou non. (« en partie » : \approx entre 35% et 65%). On distingue les systèmes à contreventement mixte équivalent à une ossature et système à contreventement mixte équivalent à des murs :
 - o **les systèmes à contreventement mixte équivalent à une ossature** dans lesquels la résistance à l'effort tranchant à la base de l'ossature est supérieure à 50 % de la résistance totale à l'effort tranchant du système. On considère que le risque d'un

mécanisme partiel (ruine d'étage) existe et le critère $\sum M_{Rc} \geq 1,3\sum M_{Rb}$ est d'application [EN1998-1:2004, cl 5.2.3.3(2)]. Figure 10.8 gauche.

- **système à contreventement mixte équivalent à des murs**, système à contreventement mixte dans lequel la résistance à l'effort tranchant des murs, à la base du bâtiment, est supérieure à 50 % de la résistance totale à l'effort tranchant du système. On considère que les murs empêchent l'existence de mécanismes de ruine d'étage. La formation de rotules plastiques dans les poteaux ne pose pas de problème et il n'est pas requis de vérifier $\sum M_{Rc} \geq 1,3\sum M_{Rb}$ [EN1998-1:2004, cl 5.2.3.3(2)].

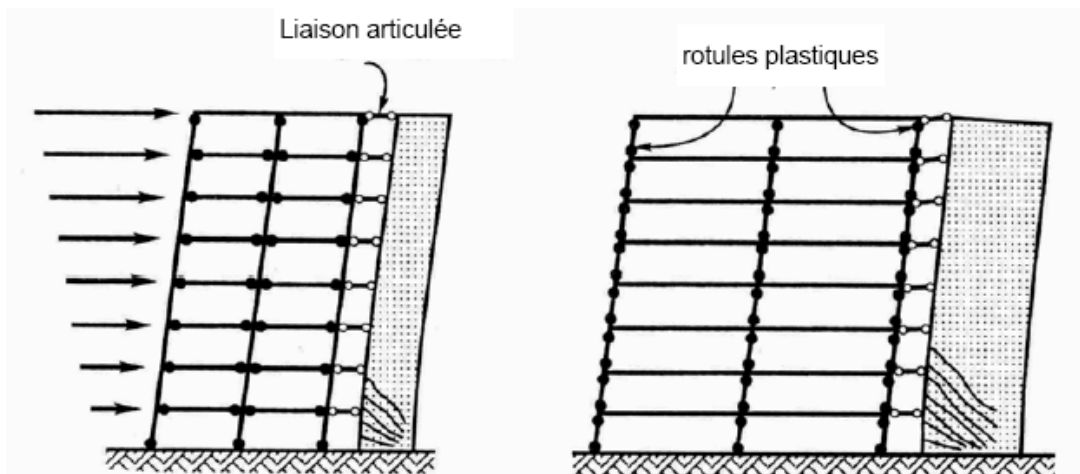


Figure 10.8. Système à contreventement mixte.

A gauche, système équivalent à une ossature, dans lesquels la résistance à l'effort tranchant à la base de l'ossature est supérieure à 50 % de la résistance totale à l'effort tranchant du système. On considère que le risque d'un mécanisme partiel (ruine d'étage) existe et le critère

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3\sum M_{Rb} \text{ est d'application [EN1998-1:2004, cl 5.2.3.3(2)].}$$

A droite, système à contreventement mixte équivalent à des murs, dans lequel la résistance à l'effort tranchant des murs, à la base du bâtiment, est supérieure à 50 % de la résistance totale à l'effort tranchant du système. On considère que les murs empêchent l'existence de mécanismes de ruine d'étage. La formation de rotules plastiques dans les poteaux ne pose pas de problème et il n'est pas requis de vérifier $\sum M_{Rc} \geq 1,3\sum M_{Rb}$ [EN1998-1:2004, cl 5.2.3.3(2)]

- **système à noyau**, système à contreventement mixte ou système de murs dont la rigidité à la torsion n'atteint pas une valeur minimale prescrite. C'est le cas des ossatures flexibles combinées avec des murs concentrés en plan à proximité du centre du bâtiment.
- **système en pendule inversé**, dans lequel 50 % ou plus de sa masse est située dans le tiers supérieur de la hauteur de la structure ou dans lequel l'essentiel de la dissipation de l'énergie a lieu à la base d'un élément unique du bâtiment. Les ossatures à un seul niveau, avec les têtes

de poteaux liées dans les deux directions principales du bâtiment et où l'effort normal réduit des poteaux $v_d < 0,3$, n'appartiennent pas à cette catégorie.

Remarques :

- *pour simplifier la distinction entre les divers types de structures comportant à la fois des murs et des portiques, il est admis, dans l'Eurocode 8, de faire porter les critères relatifs aux pourcentages de **résistance** à l'effort tranchant sur les pourcentages d'effort tranchant **sollicitant** dans la situation sismique de calcul.*
- *si un système comporte des murs isolés et des murs couplés et que la plus grande part de la résistance des murs à l'effort tranchant est procurée par des murs couplés, on peut adopter le coefficient q d'un système de murs couplés.*
- *des murs qui contiennent de très nombreuses perforations ne présentent pas le comportement d'un mur ; on doit en tenir compte pour définir le type de système structural et son coefficient q et pour établir le modèle représentant la structure pour l'analyse.*
- *Pour qu'un système de murs de grandes dimensions en béton peu armé soit acceptable, il doit comporter dans la direction horizontale considérée au moins deux murs qui portent collectivement au moins 20 % de la charge gravitaire totale dans la situation sismique de calcul. La période fondamentale T_1 du système, dont la base est dans l'analyse supposée fixe vis-à-vis de la rotation, doit être $\leq 0,5$ s. Il est suffisant qu'un seul mur respecte ces conditions dans une direction, si on divise la valeur de base du coefficient de comportement q_0 dans cette direction par 1,5 et si deux murs au moins respectent ces conditions dans la direction orthogonale.*

10.4.2. Coefficient de comportement des structures en béton armé dans l'Eurocode 8.

Pour les structures en béton armé, la valeur supérieure du coefficient de comportement q est calculée comme suit pour chaque direction de calcul :

$$q = q_0 k_w \geq 1,5$$

q_0 est la valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de système structural et de la régularité en élévation. On donne au Tableau 10.3 les valeurs de q_0 associées aux différents types de structures. Pour les bâtiments qui ne sont pas réguliers en élévation, il faut réduire q_0 de 20 %.

k_w est un coefficient reflétant le mode de rupture prédominant dans les systèmes structuraux de murs. $k_w = 1,0$ si la ruine est atteinte par flexion, ce qui est le cas des systèmes de type ossature ou équivalent à des ossatures.

k_w est inférieur à 1 si la ruine est atteinte plutôt par cisaillement, c'est-à-dire dans les systèmes à murs ; $k_w = (1 + \alpha_0)/3$, avec des limites: $0,5 \leq k_w \leq 1$.

α_0 est le rapport de forme prédominant des murs du système structural, déterminé par :

$$\alpha_o = \sum h_{wi} / \sum l_{wi}$$

l_{wi} et h_{wi} sont respectivement la longueur et la hauteur du mur i . Note : par hauteur, on attend la hauteur totale ; dans un bâtiment de hauteur H , pour un mur présent sur toute la hauteur, $h_{wi} = H$

Tableau 10.3. Valeurs de base q_o du coefficient de comportement

Type structural	Variantes du type structural	α_q / α_1	q_o DCM	q_o DCH
Système à ossature ou Système à contreventement mixte équivalent à une ossature	- bâtiments d'un étage -----> - une travée, plusieurs étages -----> - bâtiment à plusieurs travées & plusieurs étages----->	1,1 1,2 1,3	3,0 α_q / α_1	4,5 α_q / α_1
Système de murs couplés ou Système à contreventement mixte équivalent à des murs		1,2	3,0 α_q / α_1	4,5 α_q / α_1
Système de murs non couplés	- avec uniquement deux murs non couplés par direction horizontale -> - autres systèmes de murs non couplés -- ----->	1,0 1,1	3,0	4,0 α_q / α_1
Système de murs de grande dimension faiblement armé		1,0	3,0	Non
Système à noyau		1,0	2,0	3,0
Système en pendule inversé		1,0	1,5	2,0

10.5. Critères de projet et principes de contre – mesures aux incertitudes communs à tous les types de structures en béton.

10.5.1. Introduction.

Ces critères et principes s'appliquent à la structure **primaire**.

Ils constituent l'esprit de règles détaillées d'application dont le volume est important : 50 pages dans l'Eurocode 8. Ce volume s'explique par le fait que les règles portent sur plusieurs types d'éléments (poutres et poteaux des portiques, murs ductiles, grands murs faiblement armés, constructions préfabriquées, poutres de couplages, présence de remplissages) et 3 classes de ductilité DCL, DCM et DCH. On se reportera à l'Eurocode 8 pour connaître tout le détail des règles. On en mentionne seulement des aspects aux paragraphes 10.6 à 10.15., où on fournit aussi des Tableaux résumés.

10.5.2. Critères généraux conduisant à la ductilité globale.

Critère 1. Appliquer le dimensionnement capacitif pour créer les conditions de la formation de mécanismes locaux ductiles et de mécanismes globaux dissipatifs.

Les mécanismes de ruine locale indésirables au niveau des éléments structuraux (voir description complète en 10.3) tels que la ruine par effort tranchant, la rupture des nœuds poteaux - poutres, les ruptures fragiles d'ancrage, doivent être empêchés.

Les mécanismes de ruine indésirables de l'ensemble d'une structure, tels que la concentration de rotules plastiques dans les poteaux d'un seul niveau d'un bâtiment à plusieurs étages ou la plastification des fondations, doivent également être empêchés.

Ce résultat est obtenu en appliquant le **dimensionnement capacitif** défini en 3.6, dont on rappelle qu'il consiste à établir les sollicitations de calcul des zones à risque en tenant compte de la formation de rotules plastiques dans les zones dissipatives adjacentes et de la possible sur-résistance de ces dernières.

Ainsi, on tiendra compte des largeurs participantes de dalle collaborant avec des poutres, en particulier des armatures de dalles parallèles aux poutres et situées dans la largeur participante de membrure, pour le calcul de la résistance plastique en flexion des poutres prises en compte pour le calcul de ΣM_{Rb} dans la condition « poutres faibles – poteaux forts » conduisant au mécanisme global souhaité des ossatures en portique (voir condition définie en 7.8.5).

Critère 2. Créer les conditions de ductilité convenable des mécanismes locaux.

Pour assurer la ductilité globale requise d'une structure, les zones choisies pour former des rotules plastiques doivent posséder une **capacité de rotation plastique** adéquate. La valeur de cette capacité de rotation adéquate est associée à la valeur du coefficient de comportement q choisi par l'auteur de projet. Elle doit être d'autant plus grande qu'un coefficient de comportement q plus élevé est choisi.

Dans les constructions en béton, le critère définissant une capacité de rotation plastique adéquate fixe la valeur μ_ϕ à atteindre par le coefficient de ductilité en courbure $\mu_{\phi, capable} = \chi_u / \chi_y$ caractérisant

chaque zone dissipative.

On a expliqué en 10.4 comment calculer $\mu_{\phi, capable}$. On donne dans la suite des critères qui permettent de réaliser $\mu_{\phi, capable} \geq \mu_\phi$ dans les différents types d'éléments structuraux.

La valeur critère de la ductilité en courbure μ_ϕ à réaliser est donnée par:

$$\mu_\phi \geq 2q_0 - 1 \quad \text{si } T_1 \geq T_C \qquad \mu_\phi \geq 1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1 \quad \text{si } T_1 < T_C$$

Si des aciers de classe B (les moins ductiles) sont utilisés pour les armatures longitudinales, la valeur critère est : $\mu_\phi \geq 1,5 \times (2q_0 - 1)$ pour $T_1 \geq T_C$ $\mu_\phi \geq 1,5 \times [1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1]$ si $T_1 < T_C$.

q_0 est le coefficient de comportement caractérisant la structure particulière étudiée.

T_1 est sa période fondamentale dans la direction dans laquelle l'action est appliquée.

T_C est la période limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre.

Pour assurer au béton des zones de « rotules plastiques » sa résistance ainsi qu'une ductilité minimale, on doit disposer dans ces zones des **armatures de confinement** : ce sont des armatures transversales, en **cadres fermés avec des extrémités coudées à 135°** et ayant des retours de longueur $10 d_{bw}$. Figure 10.9. On doit placer ces armatures de confinement dans les zones de « rotules plastiques » ou dans les « zones critiques » de **tous les types d'éléments structuraux**, poutres, poteaux ou murs, c'est-à-dire là où on peut attendre $\varepsilon_c > \varepsilon_{cu2} = 3,5 \cdot 10^{-3}$.

Outre les armatures de confinement, il existe d'autres impositions, plus spécifiques à des détails particuliers de conception, qu'on définit par ailleurs.

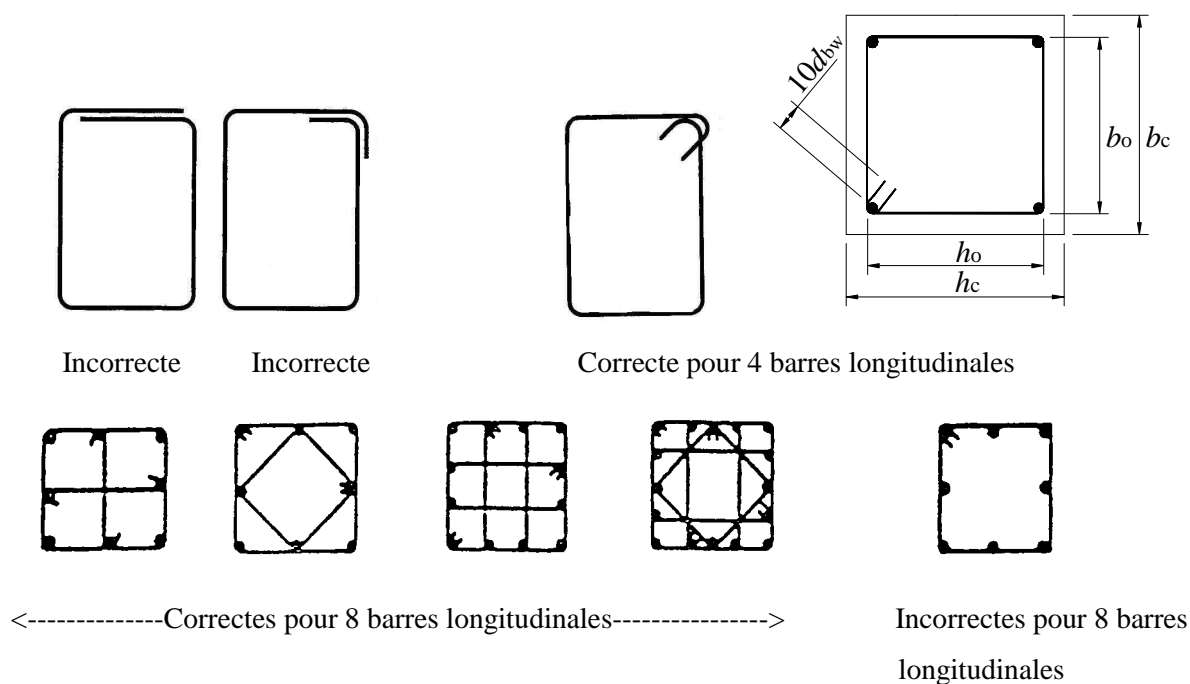


Figure 10.9. Armatures de confinement correctes et incorrectes.

10.5.3. Contre mesures aux incertitudes.

De nombreuses incertitudes affectent la connaissance de l'alea ou action sismique (voir 1.5.3).

Des incertitudes affectent aussi les résultats des analyses du comportement des structures au séisme puisqu'on les effectue à l'aide de modèles et méthodes forcément simplificatrices. L'effet négatif possible de ces incertitudes est plus important pour les structures en béton armé que, par exemple, pour les structures en acier, parce qu'il est possible en béton armé de moduler la résistance de chaque élément structural sur sa longueur : ainsi, on réalise normalement en béton armé des éléments dont la résistance au cisaillement et à la flexion varie sur la longueur des éléments dans le but de « suivre » les sollicitations ; ce n'est généralement pas le cas en charpente acier de bâtiment. Dans les constructions en béton armé, les écarts inévitables entre les sollicitations réelles des structures et les sollicitations calculées de manière imparfaite peuvent conduire plus facilement à des effets indésirables.

D'autres incertitudes affectent la connaissance du comportement post-élastique cyclique des structures en béton.

Enfin, des incertitudes importantes concernant la résistance peuvent être dues à des écarts géométriques. On réduit ces incertitudes ou leurs effets par des contre-mesures appropriées. Pour les incertitudes sur l'analyse et sur la résistance, ces contre-mesures sont :

- Des dimensions minimales des éléments de structure sont imposées afin de réduire la sensibilité à des écarts géométriques.

Exemple : largeur minimale de poteau DCM ou DCH : 1/25 de la hauteur d'étage si $\theta \leq 0,1$; de plus, en DCH : $\min = 250\text{mm}$

- Une limitation du rapport de la dimension minimale à la dimension maximale des éléments linéaires doit être respectée afin de réduire le risque d'instabilité latérale de ces éléments.

La clause 5.9.3 de l'Eurocode 2 est appliquée.

- Les déplacements entre étages sont limités, afin de limiter les effets P- Δ dans les poteaux.

Exemple : limite sur θ (voir 7.8.3)

- On prolonge sur toute la longueur des poutres une proportion importante des armatures supérieures de continuité prévues aux appuis, afin de contrer les incertitudes sur la position des points d'inflexion dans les poutres.

- On tient compte des inversions de moments non prévues par le calcul en prévoyant des armatures minimales en zone « comprimée ».

Pour les incertitudes sur la ductilité, les mesures sont :

- On réalise une ductilité locale minimale dans toute la structure primaire, indépendamment de la classe de ductilité adoptée dans les calculs.
- On assure une ductilité en courbure suffisante dans les zones où la possibilité de formation de rotules plastiques existe, même si elle n'est pas souhaitée au niveau du projet.
- Ainsi, on doit assurer une ductilité en courbure suffisante **dans les extrémités de tous les poteaux**, même si ces extrémités ne sont pas prévues comme zones dissipatives.
- Une section minimale d'armatures tendues est fixée, afin d'éviter les ruptures fragiles.
- La valeur de l'effort normal est limitée, afin de réduire les conséquences de l'éclatement des enrobages et d'éviter les incertitudes particulièrement importantes sur la ductilité disponible en cas d'effort normal élevé.

Limitation de N_{Ed}	Eurocode 8
Poteaux · [EC8-1/5.4.3.2.1(3)] · [EC8-1/5.5.3.2.1(3)]	DCM: $N_{Ed} \leq 0,65 A_c f_{cd}$ DCH: $N_{Ed} \leq 0,55 A_c f_{cd}$
Murs ductiles · [EC8-1/5.4.3.4.1(2)] · [EC8-1/5.5.3.4.1(2)]	DCM: $N_{Ed} \leq 0,40 A_c f_{cd}$ DCH: $N_{Ed} \leq 0,35 A_c f_{cd}$

10.5.4. Choix de la classe de ductilité de la structure.

Les contraintes géométriques et de matériaux, le calcul des sollicitations des éléments structuraux et les dispositions constructives dépendent de la classe de ductilité choisie pour le projet.

Le choix de réaliser des éléments correspondant à une classe de ductilité plus élevée se traduit par des forces sismiques de calcul moindres et entraîne en général des quantités moindres de béton, mais des exigences accrues sur les détails technologiques, la densité de l'armature transversale, la qualité des matériaux, le suivi de chantier ; ce choix implique de s'écarter des habitudes et des dispositions classiques d'armature.

A l'auteur de projet de choisir, en fonction des circonstances techniques et économiques, sa solution pour un projet déterminé.

10.5.5. Vérifications de sécurité.

Pour les vérifications à l'état limite ultime, les coefficients partiels sur les caractéristiques des matériaux γ_c et γ_s doivent prendre en compte la possible dégradation de la résistance des matériaux, due aux déformations cycliques. Dans les Eurocodes, le séisme n'est pas considéré comme une action accidentelle et il est proposé de retenir pour γ_c et γ_s les valeurs des situations de calcul permanentes et transitoires (les valeurs habituelles du calcul pour la reprise des actions gravitaires ou de service) parce qu'elles sont approximativement égales au rapport entre la résistance initiale et la résistance résiduelle, lorsque les dispositions concernant la ductilité locale sont respectées.

Note : c'est une approximation...

Valeurs recommandées dans l'Eurocode 8 : $\gamma_c = 1,5$ et $\gamma_s = 1,15$, mais les Annexes Nationales décident. En France, $\gamma_c = 1,3$ et $\gamma_s = 1,0$. En Belgique : $\gamma_c = 1,5$ et $\gamma_s = 1,0$.

Si la dégradation de la résistance est prise en compte de manière appropriée dans l'évaluation des propriétés des matériaux, les valeurs des γ_M adoptées pour la situation de calcul accidentelle peuvent être utilisées.

10.6. Matériaux et contraintes géométriques.

10.6.1. Matériaux.

On résume les impositions de l'Eurocode 8 au Tableau ci dessous.

Matériaux	DCH	DCM	DCL (EC2)
Classe de béton minimum de la structure primaire [EC8-1/5.4.1.1(1)] [EC8-1/5.5.1.1(1)] [EC2/3.1.2(3)]	C25/30	C16/20 (F) : C20/25 si $a_g S > 3 \text{m/s}^2$	C12/15
Acier longitudinal Zone critique des éléments primaires	Nervuré Classe C	Nervuré : Classe B ou C Treillis soudés : acceptés si propriétés conformes aux Classes B ou C	A, B ou C Règles pour nervurés seulement
Acier des étriers, épingles, treillis Zone critique des éléments primaires	Lisse ou nervuré Classe B ou C	Lisse ou nervuré Classe B ou C	A, B ou C Règles pour nervurés seulement
Annexe Nationale Française : <ul style="list-style-type: none"> ▶ Aciers de montage (Ex : cadres entourant les armatures longitudinales des chaînages). ▶ Aciers des murs résultant de dispositions constructives minimales (« aciers de peaux », « treillis de surface »), ▶ Acier des dalles qui ne jouent un rôle de portance que sous charges gravitaires et/ou de résistance au cisaillement dans les dalles fonctionnant comme diaphragmes 		Classe A, B ou C	
Annexe Nationale Belge : pas de règles additionnelles à EC8			

10.6.2. Contraintes géométriques.

Celles ci portent sur :

- l'excentricité maximale de l'axe des poutres par rapport à l'axe des poteaux, limitée à $b_c/4$,
 b_c est la dimension du poteau perpendiculaire à l'axe de la poutre.
- la largeur b_w d'une poutre sismique primaire requise pour bénéficier de l'effet favorable de la compression du poteau sur l'adhérence des barres horizontales passant à travers le nœud :

$$b_w \leq \min \{ b_c + h_w ; 2b_c \} \quad h_w \text{ est la hauteur de la poutre}$$
- la dimension minimum de la section transversale des poteaux sismiques primaires, supérieure à 1/10 de la plus grande distance entre le point d'inflexion et les extrémités du poteau, pour la flexion dans un plan parallèle à la dimension de poteau considérée (sauf si $\theta \leq 0,1$).
- l'épaisseur maximale b_{w0} de l'âme des murs ductiles ou de grandes dimensions peu armés:

$$b_{w0} \geq \max \{ 0,15\text{m}, h_s/20 \} \quad h_s \text{ est la hauteur libre d'étage, en mètres.}$$

10.7. Ductilité des éléments en béton armé.

10.7.1. « Zone critique & longueur critique » dans l'Eurocode 8.

Dans la partie relative aux constructions en béton, l'Eurocode 8 utilise les termes « zone critique » et « longueur critique ». La « zone critique » d'un élément sismique primaire est la région où apparaissent les combinaisons les plus défavorables des effets (M, N, V, T) des actions et où des rotules plastiques peuvent se produire : les zones critiques sont les zones dissipatives. La « longueur critique » est la longueur de la zone dissipative. Elle dépend du type d'élément sismique primaire considéré.

10.7.2. Lois de comportement des matériaux.

Le diagramme contrainte-déformation (σ, ε) de l'acier est du type élasto – plastique. Pour les aciers laminés à chaud, il existe un palier d'étirage sous la contrainte f_y , puis un écrouissage (ou durcissement) jusqu'à la contrainte de rupture f_t – Figure 10.2. On admet généralement que l'allongement correspondant à la fin du palier d'étirage est $\varepsilon_{s,max} = 10 \cdot 10^{-3}$.

Le diagramme contrainte-déformation (σ, ε) du béton n'est pas linéaire – Figure 10.3. Pour simplifier les calculs, il est acceptable de le remplacer par un diagramme conventionnel dit "parabole rectangle" plafonné à $0,85 f_{cd}$. L'expérience montre que le raccourcissement à rupture ε_{cu2} par flexion des bétons courants non confinés est de l'ordre de $3,5 \cdot 10^{-3}$.

10.7.3. Ductilité des éléments purement fléchis.

Dans l'étude de la flexion des éléments en béton armé, on considère 2 Etats Limites Ultimes ELU possibles au niveau des matériaux:

- l'allongement ε_s de l'acier atteint $\varepsilon_{s,max}$, limite du palier d'étirage. C'est un Etat Limite ductile et l'allongement ε_{uk} de l'acier à la rupture est normalement bien supérieur à $\varepsilon_{s,max} = 10 \cdot 10^{-3}$
- le raccourcissement des fibres de béton comprimé atteignent le raccourcissement limite ε_{cu2} , point B du diagramme des déformations ε dans la section de la Figure 10.10. C'est un Etat Limite fragile : on ne peut pas espérer un ε très supérieur à cette valeur.

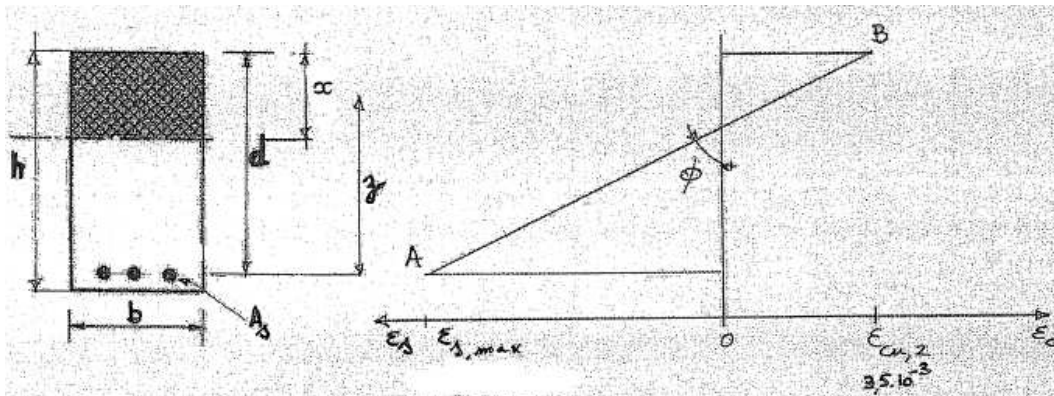


Figure 10.10. Diagramme des ε dans une section fléchie.

Compte tenu du caractère différent de ces 2 ELU de matériaux (fragile – non fragile), la ruine d'une section fléchie est toujours en fait atteinte par l'écrasement du béton.

Pour établir le comportement d'une section fléchie en béton armé, on exprime:

- la conservation des sections planes : $\varepsilon_c / x = \varepsilon_s / (d - x)$ (10.1)

- l'équilibre entre les efforts internes à la section et le moment de flexion extérieur appliqué M_{Ed} , soit, dans une section rectangulaire avec des armatures de section A_s disposées en un seul lit à une distance d de la fibre supérieure ; en utilisant pour les contraintes de la zone comprimée le diagramme simplifié rectangle plafonné à f_{cd} sur 85% de la hauteur de la zone comprimée, on a:

$$0,85 x b f_{cd} \cdot z = M_{Ed} \quad (10.2)$$

$$A_s \cdot f_{yd} \cdot z = M_{Ed} \quad (10.3)$$

On utilise aussi la relation géométrique : $z = d - 0,85 x/2 \approx d - x/2$ (10.4)

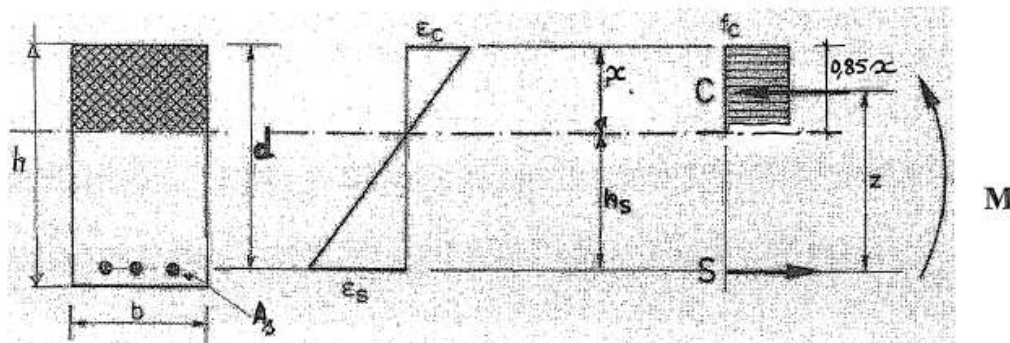


Figure 10.11. Equilibre de la section fléchie.

La rotation de la section par unité de longueur de poutre ou « courbure » K est liée à ε_c , ε_s , d et x par la relation géométrique :

$$K = (\varepsilon_c + \varepsilon_s) / d$$

Pour établir la capacité de rotation d'une zone de « rotule plastique », on doit définir la longueur de cette zone (longueur critique l_{cr}). Si on admet que l_{cr} est égale à la hauteur utile d de la section, la capacité de rotation ϕ de la rotule plastique vaut :

$$\phi = Kd = \varepsilon_c + \varepsilon_s \quad (10.5)$$

Les déformations ε du béton et de l'acier atteintes sous l'application d'un moment de flexion sollicitant M_{Ed} sont fonction des caractéristiques des matériaux (f_{cd} , ε_{cu} , f_{yd} , $\varepsilon_{s,max}$) et des sections A_s d'armature et bh de béton.

Des relations (10.1 à 10.5), on peut déduire des formulations explicites de ϕ , A_s et du pourcentage géométrique d'armature $\omega = A_s / bh$ correspondant à des valeurs particulières de ε_{cu} et $\varepsilon_{s,max}$:

(10.1) peut s'écrire : $x = \varepsilon_c d / (\varepsilon_c + \varepsilon_s)$ (10.6)

Par (10.4) et (10.1), on transforme (10.2) en :

$$M_{Ed} = x \cdot b \cdot 0,85 f_{cd} \cdot z = b \cdot d^2 \cdot 0,85 f_{cd} \cdot [1 - \varepsilon_c / 2(\varepsilon_c + \varepsilon_s)] [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_s)] \quad (10.7)$$

[Note : l'expression $[1 - \varepsilon_c / 2(\varepsilon_c + \varepsilon_s)] [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_s)]$ est une valeur approchée du facteur « μ » de la méthode de calcul du béton armé en flexion enseignée à l'Université de Liège.]

De (10.7), (10.3) et (10.6) on déduit : $[\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_s)] b \cdot d^2 \cdot 0,85 f_{cd} = A_s f_{yd} d$

$$\text{Soit : } A_s / bd = [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_s)] 0,85 f_{cd} / f_{yd} \approx A_s / bh = \rho \quad (10.9)$$

Si une armature est présente en zone comprimée, les développements précédents peuvent être réécrits en tenant compte de l'augmentation de résistance $A'_s \cdot f_{yd}$ de la zone de béton comprimé:

- (10.1) à (10.5) sont inchangés
- (10.7) devient, si on fait l'hypothèse sécuritaire que z est le bras de levier de A'_s :

$$\begin{aligned} (A'_s \cdot f_{yd} + x \cdot b \cdot \alpha f_{cd}) z &= A_s f_{yd} z \\ A_s / bd &= A'_s / bd + [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_s)] 0,85 f_{cd} / f_{yd} \\ \rho &= \rho' + [\varepsilon_c / (\varepsilon_c + \varepsilon_s)] 0,85 f_{cd} / f_{yd} \end{aligned} \quad (10.10)$$

Cette relation fixe la valeur maximum de ρ associée à des valeurs particulières de ρ' , ε_c , ε_s , f_{cd} et f_{yd} .

$$\text{Elle conduit à la relation (5.11) de l'Eurocode 8 Partie 1 : } \rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

pour $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cu2} = 0,0035$ et en posant $(\varepsilon_c + \varepsilon_s) = 1,5 \mu_{\phi, requis} \varepsilon_{sy,d}$, qui se justifie comme suit : la ductilité $\mu_{\phi, requis}$ étant apportée par l'étirement plastique de l'armature, le terme comprend logiquement $\mu_{\phi, requis} \varepsilon_{sy,d}$; tenant compte que $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2} = 0,0035 \approx \varepsilon_{sy,d} = 500/200000 = 0,0025$ et que $\mu_{\phi, requis}$ est au minimum 2, alors $1,5 \mu_{\phi, requis} \varepsilon_{sy,d} \geq (\varepsilon_c + \varepsilon_s)$ place en sécurité pour la définition de ρ_{\max} .

A la Figure 10.12, on visualise l'influence des paramètres ρ et ρ' sur la ductilité μ_ϕ . Les courbes

correspondent à la relation $\rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ dans le cas d'un acier S500 et d'un béton C30.

La Figure 10.13 montre l'influence qualitative d'un effort axial N sur la ductilité μ_ϕ .

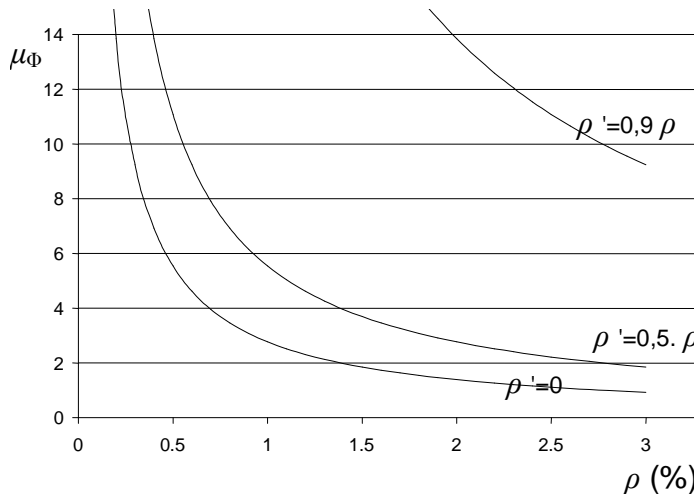


Figure 10.12. Influence du pourcentage d'armature tendue ρ et du rapport ρ'/ρ sur la ductilité en flexion μ_ϕ

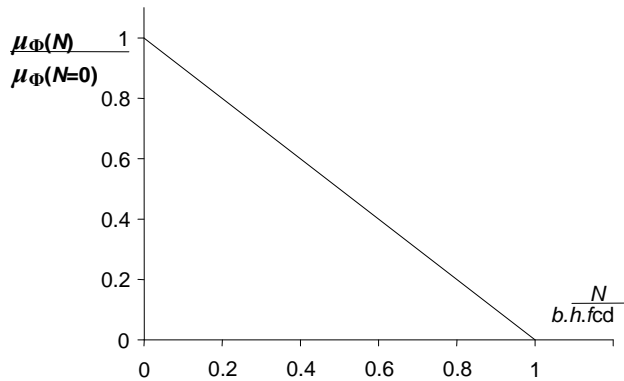


Figure 10.13. Influence qualitative de l'effort axial N sur la ductilité en flexion μ_{ϕ} (en l'absence de confinement du béton).

Les résultats montrent que la **ductilité en rotation** μ_{ϕ} d'un élément de béton armé:

- **augmente** si le pourcentage ρ d'acier tendu **diminue**
- **augmente**, pour une valeur fixée de ρ , si le pourcentage ρ' d'acier comprimé **augmente**
- **augmente** si le raccourcissement limite ε_{cu2} du béton **augmente**
- **diminue** en présence d'une sollicitation de compression

Les résultats montrent aussi que $\rho'_{min} / \rho = 0,5$ prescrit dans l'Eurocode 8 pour les zones de rotule plastique des poutres y assure une ductilité μ_{ϕ} élevée.

Enfin, on rappelle que pour atteindre des capacités de rotation plastique suffisantes, il faut, après les calculs, veiller à ce que la réalisation soit effectuée en utilisant:

- des bétons adéquats (résistance à la compression, déformation à rupture).
- des aciers possédant des qualités convenables (allongement plastique uniforme, rapport f_u / f_y).
- une armature transversale des zones de rotules plastiques potentielles assurant un confinement adéquat du béton et empêchant la ruine du béton par cisaillement ainsi que le flambement local de l'acier comprimé.

10.7.4. Résistance et ductilité des éléments comprimés et fléchis, poteaux ou murs.

Calcul du moment résistant d'un poteau.

Le moment résistant d'un poteau dépend de la forme de sa section et des armatures. La section la plus courante est rectangulaire, de hauteur h (dans la direction pour laquelle on vérifie la condition

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}), \text{ de largeur } b, \text{ avec des armatures de traction et de compression de section } A_{s1}$$

et A_{s2} concentrées à une distance d_1 de la fibre extrême la plus proche dans la direction de h , et des armatures additionnelles de section A_{sv} disposée sur la longueur $(h-2d_1)$ entre les armatures de traction et de compression. Figure 10.14. En général, la section est symétrique ($A_{s1} = A_{s2}$), mais on traite le cas

général parce qu'il s'applique aux sections constituées de plusieurs parties rectangulaires, comme les sections en L, T ou U. Pour ces sections, on calcule aussi $M_{Rd,c}$ par rapport aux mêmes directions x et y, même si elles ne sont pas principales pour ces sections.

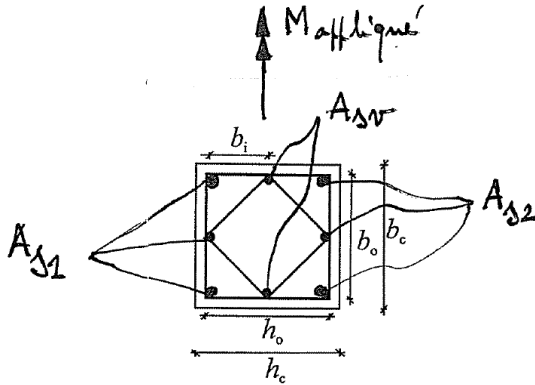


Figure 10.14. Notations pour la section de poteau.

La procédure donnée ici pour le calcul de $M_{Rd,c}$ s'applique à ces sections à condition que la largeur de la zone comprimée soit constante entre l'axe neutre et les fibres extrêmes en compression (la hauteur x de la zone comprimée se trouve dans un seul des rectangles qui constitue la section). Dans ce cas, on peut considérer la section comme une section rectangulaire de largeur constante b , qui est la largeur de la zone comprimée.

Suivant l'Eurocode 2, on atteint le moment résistant M_{Rd} d'une section si l'accourcissement des fibres extrêmes est l'accourcissement ultime ε_{cu2} du béton, soit $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$. L'accourcissement à la résistance maximum f_c , sommet de la courbe σ - ε est noté ε_c et, pour le calcul du moment résistant, on considère $\varepsilon_{c2} = 0,002$ (béton jusqu'à C50/60).

Dans les poteaux de la structure primaire, en particulier ceux qui vérifient : $\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$, l'effort normal dans la situation sismique de calcul est relativement faible et on peut supposer que l'armature de traction A_{s1} est plastifiée lorsque le raccourcissement du côté comprimé atteint ε_{cu2} . Pour les aciers S500 communs en Europe, le raccourcissement ε_{s2} de l'armature en compression A_{s2} qui est proche des fibres extrêmes dépasse aussi le raccourcissement élastique $f_y/E_s = 500/200000 = 0,0025$ lorsque le raccourcissement du béton atteint $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$.

Dans ces conditions, la position x de l'axe neutre, rapportée à la hauteur utile $d = h - d_1$ de la section, soit $\xi = x/d$, vaut:

$$\xi_{cu} = \frac{(1 - \delta_1)(\omega_1 + \omega_2) + (1 + \delta_1)\omega_v}{(1 - \delta_1)\left(1 - \frac{\varepsilon_c}{3\varepsilon_{cu}}\right) + 2\omega_v}$$

M_{Rc} peut alors s'écrire:

$$M_{Rc} = bd^2 f_c \left\{ \frac{(1 - \delta_1)(\omega_1 + \omega_2)}{2} + \frac{\omega_v}{1 - \delta_1} \left[(\xi - \delta_1)(1 - \xi) - \frac{1}{3} \left(\frac{\xi f_y}{E_s \varepsilon_{cu}} \right)^2 \right] + \xi \left[\frac{1 - \xi}{2} - \frac{\varepsilon_c}{3\varepsilon_{cu}} \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_c}{4\varepsilon_{cu}} \xi \right) \right] \right\}$$

Avec : $\omega_1 = A_{s1}f_y/bdf_c$ $\omega_2 = A_{s2}f_y/bdf_c$ $\omega_v = A_{sv}f_y/bdf_c$ $v = N/bdf_c$ $\delta_1 = d_v/d$

Si on utilise les valeurs de calcul f_{yd}, f_{cd} et les valeurs conventionnelles $\varepsilon_{c2} = 0.002$ et $\varepsilon_{cu2} = 0.0035$ pour ε_c et ε_{cu} , cette relation donne le moment résistant de calcul $M_{Rd,c}$.

Ductilité des éléments comprimés et fléchis, poteaux ou murs.

Dans la zone des éléments comprimés et fléchis, poteaux ou murs, où il est prévu de former des rotules plastique, il est exigé de réaliser un coefficient de ductilité $\mu_{\phi, \text{capable}}$ au moins égal à la valeur critère μ_{ϕ} requise (voir 10.6.2). C'est le cas à la base des poteaux de la structure sismique primaire et en pied des voiles.

Dans les poteaux ou murs, une partie significative de la capacité de raccourcissement ε_{cu2} du béton est consommée par la reprise de l'effort normal de calcul N_{Ed} en situation sismique et on impose une limitation de v_d (pour rappel : $N_{Ed} = N_{Ed,G} + N_{Ed,E}$):

$v_d = N_{Ed} / l_w b_w f_{cd} \leq 0,4$ pour les murs de classe DCM ; $v_d \leq 0,35$ pour les murs de classe DCH

$v_d = N_{Ed} / b_c h_c f_{cd} \leq 0,65$ pour des poteaux sismiques primaires de section rectangulaire $b_c h_c$ de classe DCM et $v_d = N_{Ed} / b_c h_c f_{cd} \leq 0,55$ pour des poteaux sismiques primaires de classe DCH.

Dans une section comprimée et fléchie dont une partie est fissurée en traction, N_{Ed} s'équilibre seulement sur la partie non fissurée de la section et la partie de ε_{cu2} disponible pour la reprise de la flexion M_{Ed} peut être aussi faible que $\approx 0,5 \varepsilon_{cu2}$. Comme l'armature longitudinale des poteaux ou des murs est normalement symétrique : $\rho_1 = \rho_2$, on ne peut généralement pas réaliser les valeurs requises de μ_{ϕ} comme dans les poutres, c'est-à-dire en limitant les raccourcissements ε dans le béton à $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$ grâce à une limitation des pourcentages d'armature ρ_1 et ρ_2 respectant la

$$\text{relation } \rho_{\max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_{\phi} \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Dans les poteaux et les murs, on admet d'atteindre et de dépasser ε_{cu2} dans les fibres extrêmes,

ce qui désagrège le béton extérieur aux armatures, mais pas le béton intérieur aux armatures si on accroît sa résistance et sa capacité de raccourcissement par un confinement réalisé par des cadres, étriers ou épingles. On établit comme suit le confinement nécessaire pour atteindre la capacité de rotation μ_{ϕ} requise.

On étudie la zone confinée de béton, de hauteur h_0 , de largeur b_0 et de hauteur utile d_0 .

$$h_0 = h_c - 2(c + d_{bh}/2)$$

$$b_0 = b_c - 2(c + d_{bh}/2)$$

$$d_0 = d - 2(c + d_{bh}/2)$$

c est l'enrobage en dehors des étriers, h_c et b_c sont les dimensions extérieures et d_{bh} le diamètre des étriers.

On vise à réaliser une ductilité $\mu_{\phi} = \phi_u / \phi_y$

Pour établir ϕ_y , on utilise les résultats d'études expérimentales, toutes de la forme générale suivante,

où λ est un coefficient de forme de la section: $\phi_y = \lambda \varepsilon_y / d$

- Poteaux circulaires : $\phi_y = 2,35 \varepsilon_{sy,d} / D$
- Poutre rectangulaire avec ou sans table de compression: $\phi_y = 1,70 \varepsilon_{sy,d} / d$
- Mur rectangulaire : $\phi_y = 2,00 \varepsilon_{sy,d} / l_w$
- Poteaux rectangulaires : $\phi_y = 2,12 \varepsilon_{sy,d} / h_c$

D, d, h_c, l_w sont respectivement le diamètre, la hauteur utile, la longueur du mur et la hauteur du poteau.

On utilise une des relations formulées par l'expression générale : $\phi_y = \lambda \varepsilon_y / d$

λ est le coefficient de forme de la section vu ci-dessus.

ϕ_u est limitée par ε_{cu}^* , raccourcissement qui correspond à l'écrasement du béton à la fibre extrême du noyau confiné:

$$\phi_u = \varepsilon_{cu}^* / x_{cu}$$

La valeur cible de ε_{cu}^* à atteindre par un confinement adéquat découle de :

$$\mu_\phi = \phi_u / \phi_y = \varepsilon_{cu}^* d / \lambda \varepsilon_y x_{cu}$$

$$\text{Comme } \xi_{cu}^* = x_{cu}/d \Rightarrow \varepsilon_{cu}^* = \lambda \mu_\phi \varepsilon_y x_{cu} / d = \lambda \mu_\phi \varepsilon_y \xi_{cu}^* h_0 / h_c$$

x_{cu} est la hauteur de la zone comprimée de béton.

On calcule la position de l'axe neutre $\xi_{cu}^* = x_{cu}/d$ en partant de la relation

$$\xi_{cu}^* = \frac{(1 - \delta_1)(\nu + \omega_1 - \omega_2) + (1 + \delta_1)\omega_v}{(1 - \delta_1)\left(1 - \frac{\varepsilon_c}{3\varepsilon_{cu}^*}\right) + 2\omega_v}$$

exprimée pour les caractéristiques du noyau de béton confiné, ce qui apparaît dans les paramètres qui sont indicés 0 ou marqués d'une * et la résistance à la compression du béton confiné, qui est notée $f_{c,c}$.

Dans le noyau confiné:

$$\omega_1^* = \omega_2^* = A_{s1}f_y / b_0 d_0 f_{c,c} \quad \text{en raison de la symétrie de l'armature}$$

$$\delta_1 = (h_0 - d_0) / h_0 = (d_{bL} + d_{bh}) / 2h_0 \ll 1 \quad \text{car les barres sont au bord du noyau} \Rightarrow \delta_1 = 0$$

$$\omega_v^* = A_{sv}f_y / b_0 d_0 f_{c,c} \quad \text{est le rapport mécanique des armatures verticales d'âme et}$$

$$\nu^* = N / b_0 d_0 f_{c,c} \quad \text{est l'effort normal réduit de calcul.}$$

On trouve :

$$\xi_{cu}^* = \frac{\nu^* + \omega_v^*}{\left(1 - \frac{\varepsilon_{c2,c}}{3\varepsilon_{cu2,c}}\right) + 2\omega_v^*} \approx \frac{\nu + \omega_v}{\left(1 - \frac{\varepsilon_{c2,c}}{3\varepsilon_{cu2,c}}\right)\left(\frac{f_{c,c}}{f_c}\right)\left(\frac{b_0 h_0}{b_c h_c}\right) + 2\omega_v}$$

$\omega_v = A_{sv}f_y / h_c b_c f_{cd}$ est le rapport mécanique des armatures verticales d'âme dans la section complète et $\nu_d = N / h_c b_c f_{cd}$ l'effort normal réduit de calcul.

Dans la relation $\varepsilon_{cu}^* = \lambda \mu_\phi \varepsilon_y \xi_{cu}^* h_0 / h_c$, on affecte :

- à ε_{cu}^* la valeur mentionnée en 10.2, soit $\varepsilon_{cu}^* = \varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \alpha \omega_{wd}$ fonction de l'armature de confinement caractérisée par $\alpha \omega_{wd}$.
- à ξ_{cu}^* la valeur établie ci-dessus, avec $f_{c,c} = \beta f_c$ $\varepsilon_{c2,c} = \beta^2 \varepsilon_{c2}$ et $\beta = \min(1+2,5 \alpha \omega_w, 1,125+1,25 \alpha \omega_w)$, qui sont des expressions empiriques déduites d'essais.

Pour des valeurs habituelles faibles de ω_{wd} , après élimination des termes négligeables et prise en compte des valeurs de calcul et introduction d'un facteur de sécurité, on obtient la relation qui, dans l'Eurocode 8, sert à établir si l'armature de confinement permet d'atteindre la ductilité μ_ϕ en rotation plastique voulue en pied d'un mur ou d'un poteau:

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi \varepsilon_{sy,d} (v_d + \omega_v) \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035$$

Cette relation s'applique aux murs.

Dans les poteaux, ω_{wd} est négligeable et la relation se réduit à : $\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_\phi v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035$

10.8. Ossatures en portique.

10.8.1. Critère de projet.

Comme vu en 6.12, les ossatures en portique constituant un système primaire de contreventement doivent être conçues pour que les rotules plastiques se forment dans les poutres et non dans les poteaux, sauf aux pieds des poteaux, à la base de l'ossature, en partie supérieure des poteaux sous plancher supérieur (toiture) des bâtiments multi-étagés et dans les bâtiments à un seul étage.

L'acceptation des rotules plastiques dans les poteaux à la base de l'ossature correspond au fait qu'elles sont inévitables dans le mécanisme global souhaité (voir Figure 9.12). Des rotules plastiques peuvent être formées dans les poteaux sous le plancher supérieur des bâtiments parce qu'à cet endroit elles ne correspondent pas à un mécanisme de ruine partielle « d'étage », voir Figure 7. 2.



Figure 10.15. Effet de la formation de «rotules plastiques» en tête des poteaux du rez de chaussée. (Boumerdes, Algérie,2003 - Kocaeli, Turquie, 1999)

L'objectif d'un mécanisme global de type « poutres faibles-poteaux forts » est atteint si :

- la condition $\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$ expliquée en 7.8.5 est respectée. On note que $\sum M_{Rb}$, somme des moments résistants des poutres en un nœud comprend un moment résistant positif M_{Rb}^+ et d un moment résistant négatif M_{Rb}^- . En béton armé, en général : $|M_{Rb}^+| \neq |M_{Rb}^-|$.
- Figure 10.16.

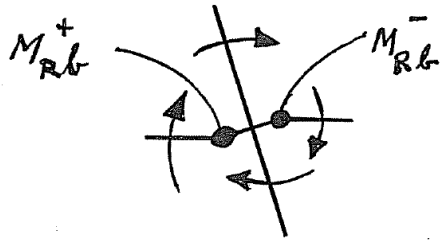


Figure 10.16. Les moments de flexion des poutres au nœud correspondant au mécanisme global plastique des ossatures en portiques sont de signe opposé.

- on tient compte des largeurs participantes de dalle collaborant avec des poutres dans le calcul des M_{Rb} ; pour calculer le moment résistant négatif M_{Rb}^- , on tient compte des armatures de dalles parallèles aux poutres et situées dans la largeur participante de membrure ; pour calculer le moment résistant positif M_{Rb}^+ , on tient compte de la largeur participante de membrure.
- les conditions définies aux paragraphes 10.8.2 à 10.8.5 sont respectées.

Le principe « poteaux forts – poutres faibles » ne s'applique pas toujours, car il existe des circonstances où la formation de rotules plastiques dans les poteaux ne provoque pas la formation d'un mécanisme de ruine partielle. C'est le cas :

- au niveau supérieur des portiques primaires multi – étagés
- à l'encastrement en base des portiques primaires
- à tous les niveaux, lorsqu'il existe une structure principale qui assure la stabilité globale et force la formation de rotules plastiques à plusieurs niveaux dans les poteaux. Figure 10.6.

Les vérifications de résistance des poutres et poteaux sont alors différentes. Ce cas est traité en 10.8.3.

Dans l'Eurocode 8, il est donc exprimé qu'il n'est pas nécessaire que le critère « poteau fort – poutre faible » soit vérifié:

- aux nœuds du dessus du niveau supérieur ;
- aux nœuds du niveau rez dans les bâtiments limités à 2 niveaux lorsque le taux de chargement axial v_d n'est pas supérieur à 0.3 dans tous les poteaux ;

c) si des murs de contreventement reprennent au moins 50% du cisaillement en base dans la direction parallèle au plan de l'ossature (bâtiments à systèmes de murs ou bâtiments à système mixte équivalent à des murs) ;

d) dans 1 sur 4 des poteaux, dans les ossatures en béton armé dont les poteaux ont des dimensions similaires.

10.8.2. Vérifications des éléments dans une conception “poutres faibles - poteaux forts”.

Résistance des poutres à la flexion .

On forme les rotules plastiques aux extrémités i des poutres primaires. Leurs sections de béton et d'armature doivent être suffisantes pour reprendre le moment de flexion M_{Ed} calculé dans l'analyse :

$$M_{Rd, b} \geq M_{Ed}$$

Cette vérification doit être effectuée pour chaque sens (positif ou négatif) de l'action sismique, ce qui définit les armatures longitudinales inférieures et supérieures nécessaires.

Les moments résistants des poutres sont fixés par le côté « acier » de la section : la plastification des armatures doit précéder l'écrasement du béton, grâce au respect de la condition relative au pourcentage d'armature expliquée en 10.8.3. On prescrit de placer les armatures supérieures des sections transversales d'extrémité des poutres sismiques primaires en forme de T ou de L principalement dans l'épaisseur de l'âme, le moment résistant de calcul d'une poutre à un moment négatif est égal à:

$$M_{Rd, b}^- = A_{s2} f_{yd} (d - d_2) + (A_{s1} - A_{s2}) f_{yd} \left[d - 0.5(A_{s1} - A_{s2}) f_{yd} / b f_{cd} \right]$$

où A_{s1} et A_{s2} sont les sections d'armatures supérieures et inférieures respectivement, avec $A_{s1} \geq A_{s2}$, b est la largeur de l'âme de la poutre, d sa hauteur utile, d_2 la distance du centre de A_{s2} mesurée depuis le bas de la section et f_{cd} et f_{yd} les résistances de calcul de l'acier et du béton.

Si $A_{s1} < A_{s2}$, le 2^e terme du membre de droite est omis et on remplace A_{s2} par A_{s1} dans le 1^{er} terme.

Le moment résistant de calcul d'une poutre à un moment positif est égal à:

$$M_{Rd, b}^+ = A_{s2} f_{yd} \max \left[(d - 0.5 A_{s2} f_{yd} / b_{eff} f_{cd}); (d - d_1) \right]$$

où d_1 est la distance du centre de A_{s1} mesurée depuis le dessus de la section et b_{eff} est la largeur efficace de la dalle en compression.

Résistance des poutres à l'effort tranchant.

Les efforts tranchants de calcul sont déterminés par le dimensionnement en capacité, en se basant sur l'équilibre de la poutre sous l'effet de :

(a) la charge transversale $V_{g+\psi 2q}$ agissant sur elle dans la situation sismique de calcul

(b) les moments d'extrémité $M_{Rb, i}$ ($i = 1, 2$ désignant les sections d'extrémité de la poutre), moments résistants des rotules plastiques pour chaque sens (positif ou négatif) de l'action sismique. On calcule la valeur maximale $V_{Ed, max, i}$ et la valeur minimale $V_{Ed, min, i}$, de l'effort tranchant à chaque extrémité i de

la poutre ; ces valeurs sont basées sur les moments résistants d'extrémité positif maximal et négatif maximal $M_{Rb,i}$ aux extrémités 1 et 2 de la poutre. Le dimensionnement en cisaillement est capacitif par rapport à la résistance des rotules plastique. On amplifie éventuellement les $M_{Rb,i}$ par un facteur de surdimensionnement γ_{Rd} qui tient compte de la sur- résistance possible due à l'écroutissage de l'acier : $M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i}$. En DCM, on peut prendre $\gamma_{Rd} = 1,0$.

Au total, on effectue donc les vérifications d'effort tranchant sous la sollicitation de calcul :

$$V_{d,i} = \frac{\gamma_{Rd} \sum M_{Rb,i}}{l_c} \pm V_{o,g+\psi_2q}$$

La résistance au cisaillement est définie dans l'Eurocode 2.

Dispositions constructives dans les poutres avec dalle collaborante.

Les armatures supérieures des sections d'extrémité des poutres sismiques primaires en forme de T ou de L sont placées principalement dans l'épaisseur de l'âme. La partie placée à l'extérieur de l'âme, doit se trouver dans la largeur participante b_{eff} de dalle. b_{eff} est donné au Tableau ci-dessous et à la Figure 10.17 en fonction des autres éléments structuraux présents au noeud.

Liaisons de la poutre	Largeur participante b_{eff} de dalle
Connection à un poteau de rive Absence de poutre transversale	$b_{eff} = b_c$ du poteau b_c largeur du poteau
Connection à un poteau de rive Présence d'une poutre transversale	$b_{eff} = b_c + 2h_f$ h_f épaisseur de la dalle
Connection à un poteau intermédiaire Absence de poutre transversale	$b_{eff} = b_c + 2h_f$
Connection à un poteau intermédiaire Présence de poutre transversale	$b_{eff} = b_c + 4h_f$

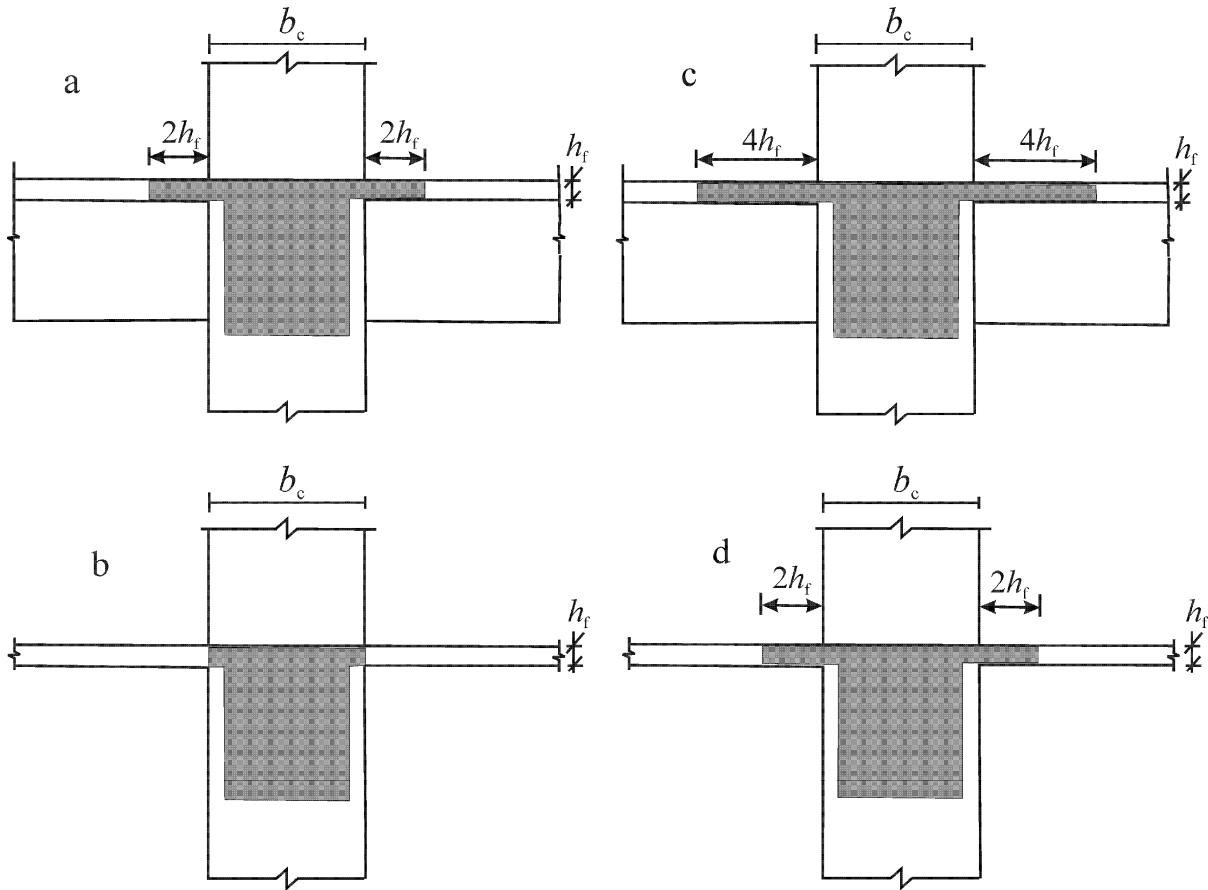


Figure 10.17. Largeurs participantes de dalle : a et b : à un poteau extérieur.
c et d : à un poteau intérieur

Longueur de la zone critique ou dissipative de poutre.

La longueur l_{cr} des zones dissipatives de poutre, zones adjacentes à la connexion poutre – poteau, et toute zone potentiellement dissipative est égale à la hauteur h_w de la poutre : $l_{cr} = h_w$.

Pour les zones de poutre primaire supportant des éléments verticaux discontinus (interrompus), on prend : $l_{cr} = 2h_w$ de chaque côté de l'élément vertical supporté

Dispositions pour la capacité de rotation plastique dans les zones dissipatives de poutres.

Le coefficient de ductilité en courbure μ_ϕ doit satisfaire dans les zones critiques des poutres sismiques primaires la condition $\mu_{\phi, capable} \geq \mu_\phi$ expliquée en 10.6.2 (critère 2). On a vu en 10.4.3 comment l'Eurocode 8 confère aux poutres un coefficient de ductilité en courbure μ_ϕ suffisant:

- Le pourcentage d'armatures dans la zone tendue ρ ne dépasse pas la valeur ρ_{max} égale à :

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \varepsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

ρ : pourcentage d'armatures de la zone tendue = A_s/bd ; ρ' : pourcentage d'armatures de la zone comprimée = A_s'/bd ; b : largeur de la membrure comprimée de la poutre.

Si la zone tendue comprend une dalle, la quantité d'armatures de dalle parallèles à la poutre dans la largeur effective est incluse dans ρ .

- Dans la zone comprimée, des armatures longitudinales de section au moins égale à la moitié de la section des armatures présentes dans la zone tendue sont placées en complément des armatures comprimées nécessaires à la vérification de la poutre à l'état limite ultime dans la situation sismique de calcul : $\rho' \geq 0,5 \rho$
- La condition précédente doit être vérifiée sous M^+ et sous M^- , car dans le mécanisme global plastique de référence, les moments de flexion en bout de poutre sont de signes opposés ; mais il est certain que si la condition est vérifiée pour ρ_{\max} , elle l'est aussi pour ρ' .

Dans les zones critiques des poutres sismiques primaires, soit sur $l_{cr} = h_w =$ hauteur de la poutre, des armatures de confinement remplissant les conditions suivantes doivent être prévues :

- diamètre d_{bw} (mm) ≥ 6 .
- espacement s (mm) : $s = \min\{h_w/4; 24d_{bw}; 225; 8d_{bL}\}$
 d_{bL} : diamètre minimal (mm) des barres longitudinales h_w : hauteur de la poutre (mm).
- première armature de confinement à moins de 50 mm de la section d'extrémité de la poutre (Figure 10.18).

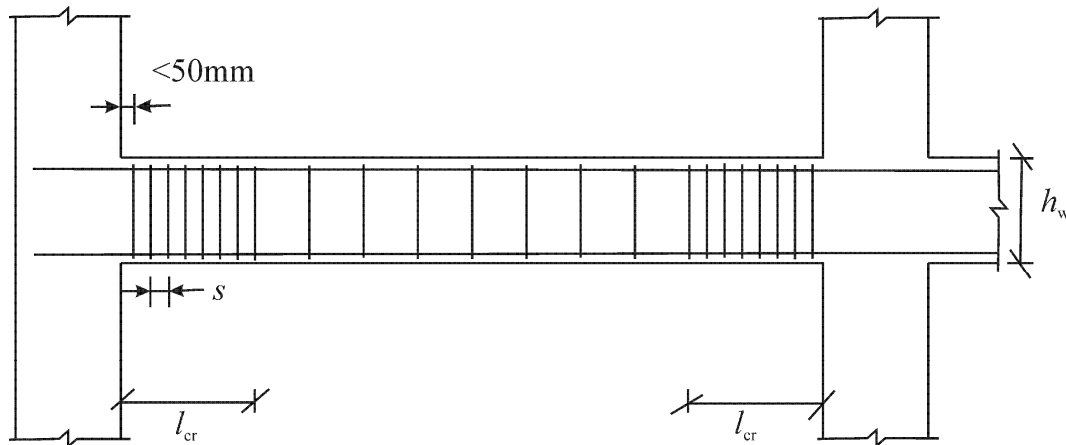


Figure 10.18. Disposition des armatures transversales de poutre. Les zones dissipatives ou « critiques » sont situées aux extrémités.

Par ailleurs, pour limiter la fissuration, on doit disposer le long d'une poutre sismique primaire une section minimum d'acier $A_{s,\min}$ capable de reprendre par traction plastique $A_{s,\min}f_y$ la force de traction qui serait relâchée par l'ouverture d'une fissure dans le béton. Cette force de traction vaut environ $0,5 f_{ct} b h_t$ si la distribution des contraintes est linéaire sur h_t , hauteur de la zone tendue.

Dans le cas courant de poutres avec dalle : $h_t \approx d$ d'où $A_{s,\min}f_y = 0,5 f_{ct} b d$

Le pourcentage minimum ρ_{\min} d'armatures de la zone tendue vaut donc: $\rho_{\min} = \frac{A_{s,\min}}{bd} = 0,5 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right)$

Vérifications de résistance des poteaux.

Le moment résistant M_{Rc} d'un poteau doit être tel qu'à chaque nœud d'extrémité la condition suivante soit vérifiée : $\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$

Ceci exprime le dimensionnement en capacité par rapport aux moments résistants en bout des poutres. Les moments résistants $M_{Rc,i}$ du poteau et $\sum M_{Rc}$ sont calculés en considérant l'interaction avec l'effort normal dans la situation sismique de calcul pour le sens considéré de l'action sismique.

Dans les poteaux sismiques primaires, l'effort normal réduit $v_d = N_{Ed} / A_c f_{cd}$ ne doit pas dépasser 0,65.

A_c désigne l'aire brute de la section de béton. Pour une section rectangulaire $v_d = N_{Ed} / bh f_{cd}$

La vérification en flexion bi-axiale (« déviée ») peut être effectuée de manière simplifiée, en considérant séparément chaque plan et en comme résistance, la résistance à la flexion uniaxiale dans ce plan réduite de 30 %.

Moments de calcul d'un poteau pour les vérifications de résistance à l'effort tranchant.

Le moment sollicitant de calcul $M_{i,d}$ à une extrémité d'un poteau est limité par la formation de rotules plastiques dans les poutres liées à cette extrémité. Il est déterminé par dimensionnement en capacité en se basant sur l'équilibre du nœud poutre poteau. Figure 10.20.:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \sum M_{Rd,b} / \sum M_{Rd,c}$$

$M_{Rc,i}$ est la valeur de calcul de la résistance à la flexion du poteau à l'extrémité i dans le sens du moment fléchissant sismique pour le sens considéré de l'action sismique et en tenant compte de l'interaction avec l'effort normal N .

γ_{Rd} est le coefficient de surdimensionnement utilisé en dimensionnement capacitif pour tenir compte de la sur-résistance possible de la rotule plastique due à l'écroutissement de l'acier et au confinement du béton dans la zone de compression de la section :

$$\gamma_{Rd} = 1,1 \text{ (DCM)} \quad \gamma_{Rd} = 1,3 \text{ (DCH)}$$

L'application de la règle « poteaux forts – poutres faibles » donne $\sum M_{Rd,b} / \sum M_{Rd,c} \leq 0,76 (=1/1,3)$ et généralement $\sum M_{Rd,b} / \sum M_{Rd,c} \leq 1$. On plafonne en tout cas $M_{i,d}$ à $M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i}$.

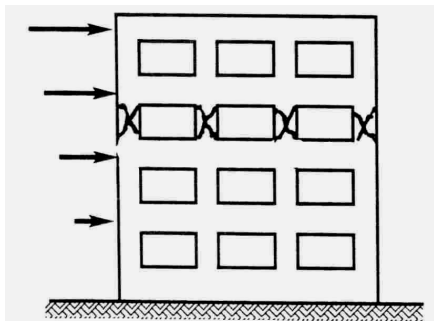


Figure 10.19.

Un mode de ruine indésirable dans une ossature en portique : la ruine des poteaux en cisaillement.

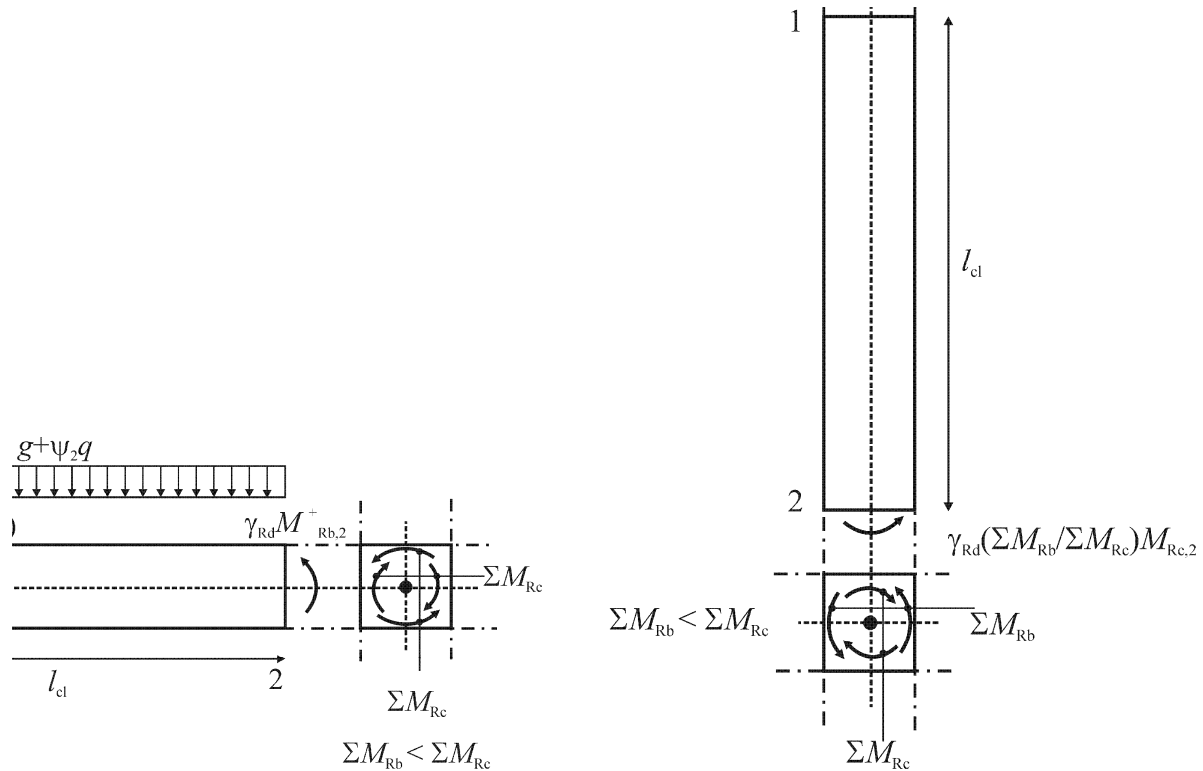


Figure 10.20. Moments $M_{i,d}$ dans la section 2 du poteau pour le calcul de l'effort tranchant sollicitant de calcul du poteau dans une conception « poutres faibles – poteaux forts ».

Vérification des poteaux à l'effort tranchant.

Les efforts tranchants de calcul $V_{Ed,i} = V_{CD,c} = V_{Capacity\ Design}$ sont déterminés en se basant sur l'équilibre du poteau sous l'effet des moments d'extrémité $M_{i,d}$ définis ci-dessus ; $i = 1, 2$ désignent les sections

d'extrémité du poteau. :

$$V_{CD,c} = \frac{\gamma_{Rd} \left[M_{Rd,c1} \left(\frac{\sum M_{Rd,b}}{\sum M_{Rd,c}} \right)_1 + M_{Rd,c2} \left(\frac{\sum M_{Rd,b}}{\sum M_{Rd,c}} \right)_2 \right]}{l_{cl}}$$

On vérifie: $V_{CD,c} \leq V_{Rd,i}$ résistance au cisaillement du poteau en section courante

$V_{CD,c} \leq V_{Rd,i}$ résistance au cisaillement sur une surface de reprise

Ces résistances au cisaillement sont définies dans l'Eurocode 2, cl.6.2.3 et 6.2.5.

10.8.3. Vérifications des éléments dans une conception «poutres fortes - poteaux faibles».

Vérification des poutres en flexion.

On forme les rotules plastiques aux extrémités i des poteaux. Les poutres reprennent élastiquement un moment de flexion $M_{i,d}$ correspondant au moment plastique $M_{Rc,i}$ dans le poteau, qui est inférieur au moment résistant de la poutre $M_{Rb,i}$. Figure 10.21.:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rd,bi} \Sigma M_{Rd,c} / \Sigma M_{Rd,b}$$

$M_{Rd,bi} \Sigma M_{Rd,c} / \Sigma M_{Rd,b}$ est amplifié par un coefficient γ_{Rd} tenant compte de la sur-résistance possible des rotules plastiques dans les poteaux résultant de l'écroutissement des armatures et du confinement du béton.

La circonstance « poutres fortes – poteaux faibles » donne $\Sigma M_{Rd,c} / \Sigma M_{Rd,b} \leq 0,76$ ($=1/1,3$) et généralement $\Sigma M_{Rd,c} / \Sigma M_{Rd,b} \leq 1$. On plafonne en tout cas $M_{i,d}$ à $M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rd,bi}$.

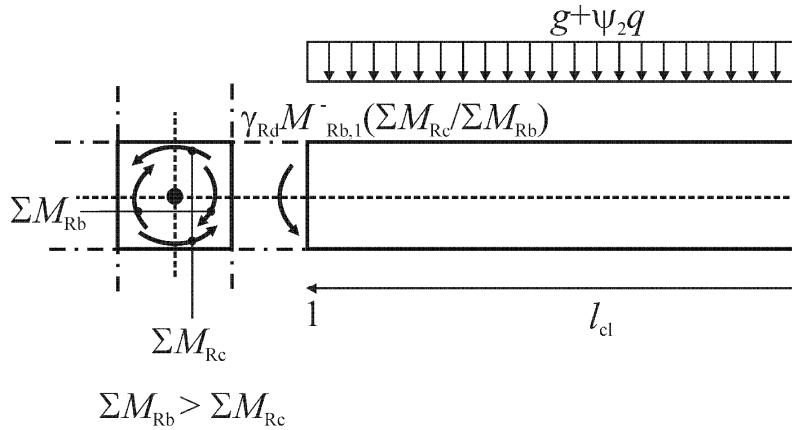


Figure 10.21. Moment $M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \Sigma M_{Rc} / \Sigma M_{Rb}$ sollicitant la poutre au nœud dans une conception poutre forte – poteau faible.

Vérification des poutres à l'effort tranchant.

Les efforts tranchants de calcul sont déterminés par l'équilibre de la poutre sous:

(a) la charge transversale $V_{g+\psi_2q}$ dans la situation sismique de calcul

(b) les moments d'extrémité $M_{i,d}$ établis au paragraphe précédent: $V_{d,i} = \frac{\Sigma M_{i,d}}{l_c} \pm V_{o,g+\psi_2q}$

La résistance au cisaillement est définie dans l'Eurocode 2.

Résistance des poteaux en flexion.

On forme les rotules plastiques aux extrémités i des poteaux. Les sections de béton et l'armature doivent être suffisantes pour reprendre le moment de flexion M_{Ed} calculé dans l'analyse : $M_{Rb,c} \geq M_{Ed}$. $M_{Rb,c}$ est établi en tenant compte de l'interaction de la flexion avec l'effort normal.

Les moments sollicitants de calcul $M_{i,d}$ aux extrémités des poteaux considérés pour le calcul de l'effort tranchant sont les $M_{Rb,c}$.

Vérification des poteaux à l'effort tranchant.

Les efforts tranchants de calcul sont déterminés en se basant sur l'équilibre du poteau sous l'effet des

moments plastiques d'extrémité $\gamma_{Rd} M_{Rd,c}$: $V_{d,i} = \frac{\gamma_{Rd} \Sigma M_{Rd,c}}{l_{cl}}$

avec: $\gamma_{Rd} = 1,1$ (DCM) $\gamma_{Rd} = 1,3$ (DCH). Les $M_{Rd,c}$ ont été définis au point précédent, avec $i = 1, 2$ où les i désignent les sections d'extrémité du poteau. Le coefficient γ_{Rd} tient compte de la sur-résistance possible des rotules plastiques dans les poteaux résultant de l'écroutissement des armatures et du confinement du béton.

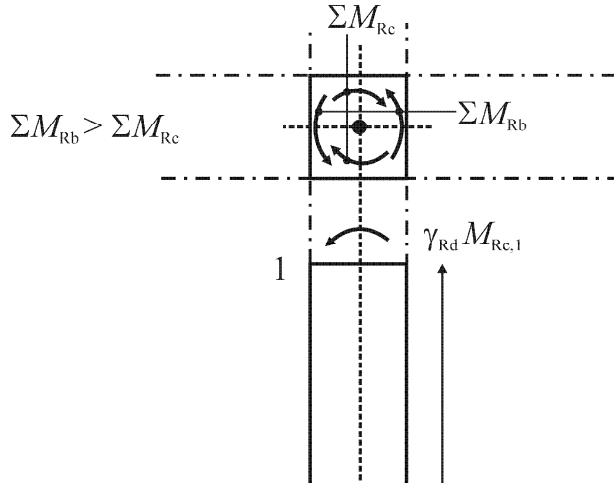


Figure 10.22. Moments $M_{i,d}$ dans la section 1 du poteau pour le calcul de l'effort tranchant sollicitant de calcul du poteau dans le cas « poutres fortes – poteaux faibles ».

On vérifie: $V_{Ed,i} \leq V_{Rd,i}$ résistance au cisaillement du poteau en section courante

$V_{Ed,i} \leq V_{Rd,i}$ résistance au cisaillement sur une surface de reprise

Ces résistances au cisaillement sont définies dans l'Eurocode 2, cl.6.2.3 et 6.2.5.

Dispositions constructives pour la ductilité locale des poteaux sismiques primaires.

Armatures longitudinales.

Le pourcentage total des armatures longitudinales ρ_l doit respecter : $0,01 < \rho_l \leq 0,04$.

Dans les sections transversales symétriques, on impose la symétrie des armatures : $\rho = \rho'$

Dans les nœuds poteau – poutre, au moins une armature intermédiaire doit être prévue entre les armatures d'angle le long de chaque face du poteau, pour assurer l'intégrité du nœud (voir 10.8.5).

Les zones s'étendant sur une distance l_{cr} à partir des deux sections d'extrémité d'un poteau de la structure sismique primaire doivent être considérées comme des zones critiques et comporter une armature transversale adéquate assurant le confinement du béton.

L'Eurocode 8 fixe l_{cr} à : $l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl}/6; 0,45\}$ (m) h_c est la plus grande dimension de la section transversale du poteau; l_{cl} est la longueur libre du poteau. Si $l_{cl}/h_c < 3$, la hauteur totale du poteau sismique primaire doit être considérée comme zone critique et doit être munie d'armatures en conséquence.

Confinement du béton dans les zones critiques des poteaux.

Les armatures transversales dans la zone critique à la base des poteaux sismiques primaires peuvent être déterminées comme spécifié dans l'Eurocode 2, si : $v_d \leq 0,2$ et $q \leq 2,0$.

Sinon, le confinement réalisé doit vérifier la relation établie en 10.7.4:

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

ω_{wd} est le rapport mécanique en volume des armatures de confinement dans les zones critiques

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

μ_ϕ est la valeur requise du coefficient de ductilité en courbure ; v_d effort normal réduit de calcul ($v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$) ; $\varepsilon_{sy,d}$ valeur de calcul de la déformation de l'acier en traction à la limite d'élasticité ; h_c hauteur brute de la section transversale (parallèle à la direction horizontale dans laquelle la valeur de μ_ϕ s'applique) ; h_o hauteur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement) ; b_c largeur brute de la section transversale ; b_o largeur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement) ; α est le coefficient d'efficacité du confinement, égal à $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$,

Pour les sections transversales rectangulaires: $\alpha_n = 1 - \sum_n b_i^2 / 6b_o h_o$ $\alpha_s = (1 - s/2b_o)(1 - s/2h_o)$

n nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ; b_i distance entre des barres maintenues consécutives (voir Figure 10.23, également pour b_o, h_o, s).

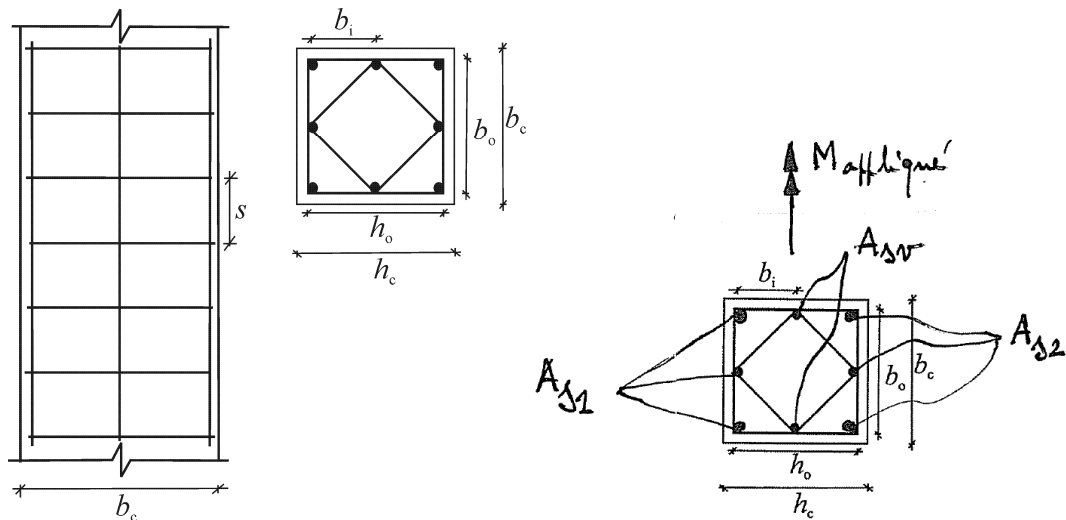


Figure 10.23. Armature de confinement.

Pour les sections transversales circulaires avec armatures de confinement et noyau confiné de diamètre D_o (par rapport à l'axe des armatures de confinement) : $\alpha_n = 1$ $\alpha_s = (1 - s/2D_o)^2$

Pour les sections transversales circulaires avec armature hélicoïdale : $\alpha_n = 1$ $\alpha_s = (1 - s/2D_o)$

Dans la zone critique à la base des poteaux sismiques primaires, on a obligatoirement: $\omega_{wd} \geq 0,08$.

Dans les zones critiques des poteaux sismiques primaires, des armatures de confinement et des épingles d'au moins 6 mm de diamètre doivent être prévues avec un espacement s assez réduit pour assurer la ductilité et empêcher le flambement local des barres longitudinales.

$s = \min\{b_o/2; 175; 8d_{bL}\}$ (mm) ; b_o dimension minimale du noyau de béton par rapport à l'axe des armatures de confinement ; d_{bL} diamètre minimal des barres longitudinales.

La forme des armatures de confinement doit être choisie de telle sorte qu'elles produisent dans la section du poteau un état de contraintes tri-axiales. La distance maximum entre barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement est de 200 mm.

En principe, la relation de vérification du confinement est telle que l'allongement ε_s des armatures tendues reste dans le domaine acceptable, mais on peut aussi le vérifier. Il faut : $\varepsilon_s < \varepsilon_{ud}$, soit 0,045 et 0,0675 respectivement pour les aciers de classe B et C.

10.8.5. Nœuds poteaux - poutres.

Les nœuds entre poutres et poteaux sont des zones d'une structure où il convient d'éviter tout endommagement, pour les raisons suivantes :

- Si les nœuds sont endommagés, la quantité d'énergie qui peut être dissipée par l'ossature est faible et l'effondrement de la structure probable.
- Réparer après séisme des nœuds endommagés présente beaucoup de difficultés.

Or les nœuds entre poutres et poteaux sont des zones très sollicitées en cisaillement sous séisme. Au cisaillement V_{Ed} du poteau défini par l'analyse globale de la structure s'ajoute des efforts tranchants locaux correspondant au transfert des moments de poutres au nœud. Ces efforts tranchants horizontaux agissant sur le nœud connectant poutres et poteaux primaires sont calculés en capacité se référant aux moments résistants des poutres au nœud et on trouve comme efforts tranchants :

- une force de traction plastique $A_{s1} f_{yd}$ de l'armature supérieure A_{s1} d'un côté du nœud
- une force de traction plastique $A_{s2} f_{yd}$ de l'armature inférieure A_{s2} de l'autre côté du nœud.

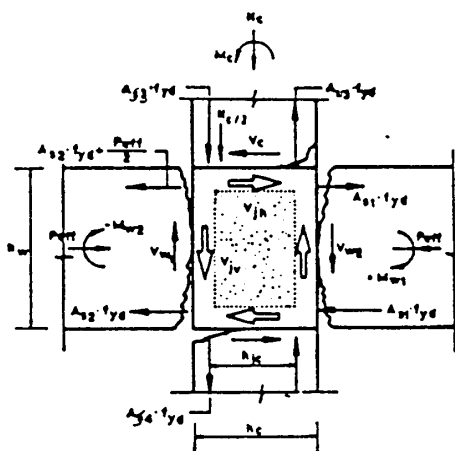


Figure 10.24. Sollicitation de cisaillement du nœud poutre poteau. Figure 10.25. Etat Limite Ultime d'un nœud correctement armé dans une situation « poutre forte- poteau faible ».

L'effort tranchant horizontal agissant sur le noyau de béton des nœuds peut donc être évalué comme suit pour les nœuds poteau-poutre intermédiaires :

$$V_{\text{jhd}} = \gamma_{\text{Rd}} (A_{\text{s1}} + A_{\text{s2}}) f_{\text{yd}} - V_{\text{C}}$$

Pour les nœuds poteau-poutre de rive :

$$V_{\text{jhd}} = \gamma_{\text{Rd}} \cdot A_{\text{s1}} \cdot f_{\text{yd}} - V_{\text{C}}$$

V_{C} est l'effort tranchant du poteau, issu de l'analyse dans la situation sismique de calcul. γ_{Rd} est le coefficient prenant en compte la sur-résistance due à l'écroutissage de l'acier, qu'il convient de ne pas prendre inférieur à 1,2. Les efforts tranchants agissant sur les nœuds doivent correspondre à la direction la plus défavorable de l'action sismique influençant les valeurs A_{s1} , A_{s2} et V_{C} .

Les armatures du nœud doivent présenter une importance et une forme appropriées pour assurer un transfert du cisaillement dans les conditions sismiques considérées : il s'agit de cadres horizontaux fermés dont les crochets doivent être recourbés à 135° pour que l'armature de confinement ne s'ouvre pas.

Dans l'Eurocode 8, la définition des armatures au nœud est différente selon la classe de ductilité visée :

- en projet DCL, on se limite aux vérifications de l'Eurocode 2.
- en projet DCH à haute ductilité, on doit effectuer un calcul explicite de la résistance du nœud et de l'armature dans un mécanisme bielle tirant ;
- en projet DCM, l'armature adéquate des nœuds est la même que celle des zone critiques des poteaux. Toutefois, si 4 poutres aboutissent au nœud, elles réalisent de fait un confinement du nœud et la densité d'armature de confinement peut être réduite. Si la largeur des poutres correspond à au moins les trois quarts de la dimension parallèle de la section transversale du poteau, l'espacement des armatures de confinement horizontales dans le nœud peut être doublé par rapport à la valeur en cours dans le poteau, sans toutefois dépasser 150 mm.

Au moins une barre verticale intermédiaire entre les armatures d'angle du poteau doit être prévue de chaque côté des nœuds connectant poteaux et poutres sismiques primaires.



Figure 10.26. Absence d'armature transversale au nœud. Effondrement dû à cette absence au nœud et dans la zone critique du poteau.



Figure 10.27. Ruine due à l'absence d'armature transversale au nœud.

10.8.6. Vérification explicite de la résistance d'un nœud poteau - poutre.

Dans l'Eurocode 8, une vérification explicite de la résistance du nœud est demandée en projet d'ossature à haute ductilité DCH.

Le transfert des forces de cisaillement à travers le cœur du nœud implique un mécanisme de bielles diagonales comprimées et d'armatures tendues. La compression des bielles est équilibrée en partie par les armatures longitudinales des poutres et poteaux. Des armatures au cœur du nœud sont aussi nécessaires pour empêcher l'ouverture de fissures parallèles à ces bielles, car sous l'alternance du mouvement sismique, un ensemble de fissures entrecroisées se formerait, qui conduirait à la désagrégation du nœud.

Il n'y a pas de théorie unique uniformément admise pour la compréhension du mécanisme du nœud. L'Eurocode 8 reprend les relations des deux théories [Fardis et al, 2005], qui donnent d'ailleurs des résultats différents...

La première théorie se base sur l'évaluation des contraintes principales au nœud et leur limitation aux valeurs connues de résistance du béton en compression et en traction. Cette théorie conduit à vérifier la résistance du nœud en respectant les inéquations suivantes :

- Pour les nœuds poteau-poutre intermédiaires: $V_{jhd} \leq \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{V_d}{\eta}} b_j h_{jc}$
- Pour les nœuds poteau-poutre de rive: $V_{jhd} \leq 0,8 \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{V_d}{\eta}} b_j h_{jc}$

Comme on l'a vu plus haut, la sollicitation V_{jhd} vaut :

- pour les nœuds poteau-poutre intermédiaires : $V_{jhd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_C$
- pour les nœuds poteau-poutre de rive : $V_{jhd} = \gamma_{Rd} \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} - V_C$

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

b_j est la largeur effective du nœud, qui vaut :

- si $b_c > b_w$: $b_j = \min \{b_c; (b_w + 0,5 \cdot h_c)\}$
- si $b_c < b_w$: $b_j = \min \{b_w; (b_c + 0,5 \cdot h_c)\}$

h_{jc} est la distance entre les lits extrêmes des armatures du poteau ; v_d est l'effort normal réduit dans la partie du poteau située au-dessus du nœud ; f_{ck} est exprimé en MPa.

Un confinement adéquat (horizontal comme vertical) du nœud doit être mis en place afin de limiter l'effort de traction diagonal maximal du béton σ_{ct} à f_{std} . Cette exigence peut être satisfaite en plaçant des armatures de confinement horizontales de diamètre ≥ 6 mm dans le nœud, armatures dont la section totale A_{sh} respecte:

$$\frac{A_{sh} \cdot f_{ywd}}{b_j \cdot h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j \cdot h_{jc}} \right)^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd}$$

V_{jhd} et b_j ont été définis plus haut; h_{jw} est la distance entre les armatures supérieures et inférieures de la poutre ; h_{jc} est la distance entre les lits extrêmes des armatures du poteau ; v_d est effort normal réduit de la partie du poteau située au-dessus du nœud ($v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$) ; f_{ctd} est la valeur de calcul de la résistance à la traction du béton.

La deuxième théorie pour l'évaluation de la résistance du nœud se base sur un modèle « bielle comprimée – tirants tendus » où on estime que la résistance est assurée par une combinaison des deux mécanismes suivants :

- une bielle de compression diagonale entre les parties comprimées des poutres
- une poutre triangulée s'étendant sur toute la zone de nœud. Cette poutre est constituée des étriers horizontaux, de toutes les barres verticales additionnelles aux 4 barres d'angle, y compris les barres contribuant à l'armature longitudinale des poteaux, et d'un champ de compression dans le béton.

L'effort de bielle reprend la compression présente dans les poutres aux extrémités de la bielle et les efforts transmis par adhérence des armatures au béton dans la largeur de bielle.

La poutre triangulée reprend le reste du cisaillement.

On montre à la Figure 10.28a) les sollicitations dans un nœud intérieur de l'ossature.

La force totale transférée est : $(A_{sb1} + A_{sb2})f_{yd}$

Cette force est distribuées suivant les 2 mécanismes mentionnés plus haut, qui sont schématisés aux Figures 10.28b) et c).

On admet par sécurité que la bielle est mise en compression seulement par la partie d'effort qui est transférée par l'adhérence des barres longitudinales dans la largeur de la bielle. La largeur de bielle est égale à la hauteur x_c de la zone comprimée du nœud.

La force horizontale transmise par la bielle est : $(x_c/h_c) (A_{sb1}+A_{sb2})f_{yd}$

La force horizontale transmise par la poutre triangulée est : $(1 - x_c/h_c) (A_{sb1}+A_{sb2})f_{yd}$

On établit x_c/h_c , dimension de la zone comprimée, par la relation donnée en 10.7.4 :

$$\xi_{cu} = \frac{x_c}{d} \approx \frac{1,5x_c}{h_c} = \frac{(1 - \delta_1)(\nu + \omega_1 - \omega_2) + (1 + \delta_1)\omega_v}{(1 - \delta_1)\left(1 - \frac{\varepsilon_c}{3\varepsilon_{cu}}\right) + 2\omega_v}$$

En admettant $\omega_1 = \omega_2$ et $\omega_v = 0$ (à titre de simplification), en prenant $\varepsilon_c = 0,002$ et $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$, on

trouve : $\frac{x_c}{h_c} = 0,8\nu_d$

La vérification concernant les armatures transversales du nœud intérieur s'écrit donc:

$$A_{sb}f_{ywd} \geq \gamma_{Rd}(A_{s1}+A_{s2})f_{yd}(1-0,8\nu_d)$$

γ_{Rd} est égal à 1,2 ; ν_d est la valeur min de l'effort normal réduit dans la partie du poteau située au-dessus du nœud.

Il faut aussi vérifier la résistance de la bielle en compression.

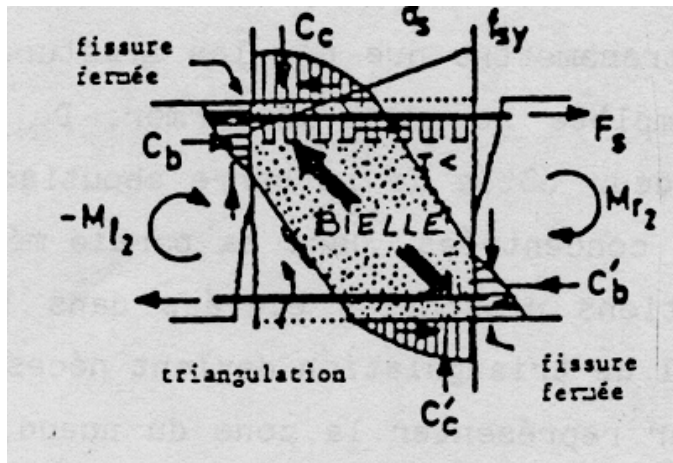


Figure 10.28 a) Bielle de compression développée au nœud poutre poteau.

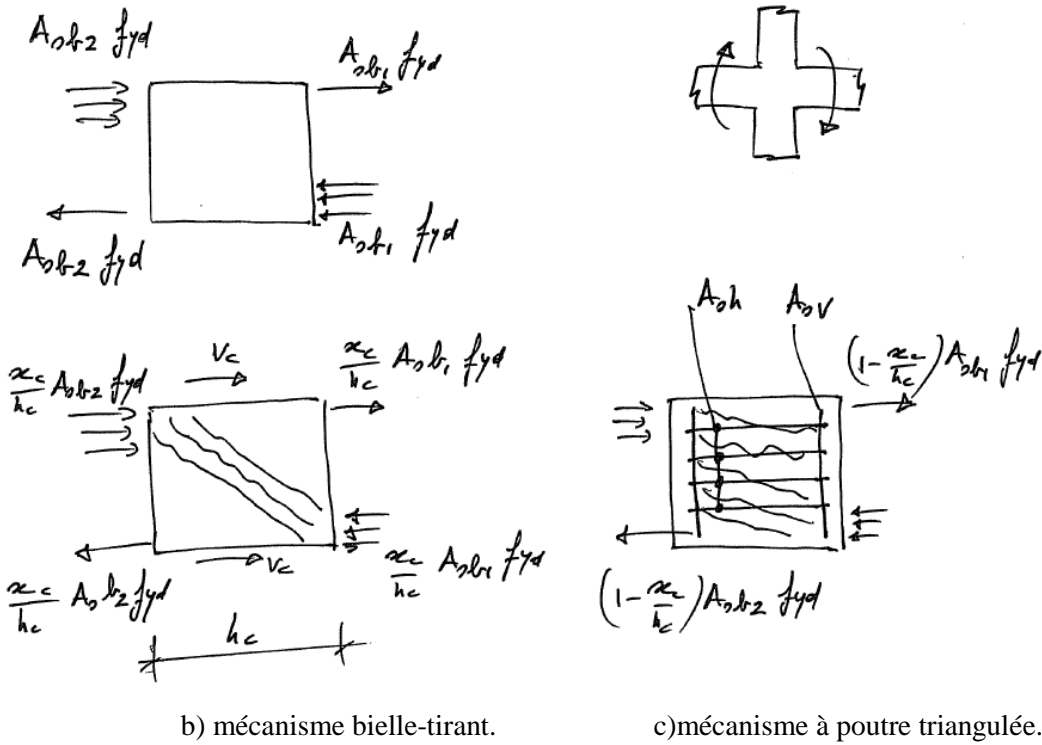


Figure 10.28 b) et c). Mécanismes de transfert d'effort à un nœud intérieur.

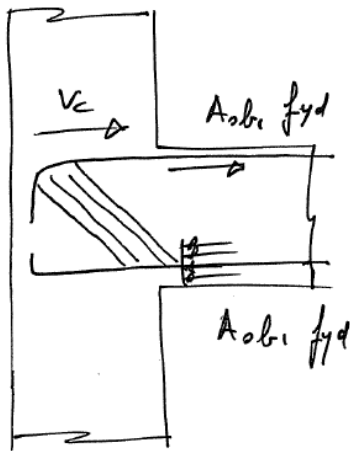


Figure 10.28 d). Mécanismes de transfert d'effort à un nœud de rive.

Dans un nœud de rive, le transfert d'effort est différent, car les armatures de poutres sont coudées et le transfert d'effort depuis l'armature en traction vers une bielle comprimée est direct.

En examinant le transfert de l'effort de compression en partie inférieure de poutre – Figure 10.28d), on conçoit que seule une fraction de l'effort transmis par l'armature inférieure (comprimée) sollicite la poutre triangulée.

L'effort total transmis en partie inférieure est égal à $A_{s1} f_{yd}$, dont $A_{s2} f_{yd}$ transmis par l'armature inférieure et $(A_{s1} f_{yd} - A_{s2} f_{yd})$ par le béton.

La force horizontale reprise par la bielle est : $(A_{s1} f_{yd} - A_{s2} f_{yd}) - V_c$

La fraction de $A_{s2} f_{yd}$ transmis par l'armature inférieure vers la poutre triangulée est : $(1 - x_c/h_c) A_{s2} f_{yd}$

La relation de vérification des armatures transversales du nœud intérieur s'écrit donc:

$$A_{sh}f_{ywd} \geq \gamma_{Rd}A_s2f_{yd}(1-0,8v_d)$$

Les armatures de confinement horizontales calculées doivent être uniformément réparties dans la hauteur h_{jw} entre les armatures supérieure et inférieure de la poutre. Dans les nœuds de rive, elles doivent recouvrir les extrémités des barres des poutres courbées vers l'intérieur du nœud.

On voit à la Figure 10.28c) que le mécanisme en poutre triangulée implique la présence d'armatures verticales du poteau additionnelles aux armatures classiquement disposées aux 4 coins de la section. L'équilibre indique qu'il faut placer des armatures verticales du poteau traversant le nœud telles que :

$$A_{sv,i} \geq (2/3) \cdot A_{sh} \cdot (h_{jc} / h_{jw})$$

où A_{sh} est l'aire totale requise des armatures de confinement horizontales et $A_{sv,i}$ désigne l'aire totale des barres intermédiaires placées sur les faces concernées du poteau entre les armatures d'angle du poteau, en ce compris les barres intermédiaires contribuant à l'armature longitudinale des poteaux.

10.8.7. Tableau de synthèse.**Règles de l'Eurocode 8 pour les poutres sismiques primaires.**

CLASSE DUCTILITE	DCL	DCM	DCH
Longueur des "zones critiques"		h_w	$1.5h_w$
Armatures Longitudinales (L)			
ρ_{min} , du côté tendu	$0.26f_{ctm}/f_{yk}, 0.13\%^{(0)}$	$0.5f_{ctm}/f_{yk}$	
ρ_{max} , zones critiques ⁽¹⁾	0,04	$\rho' + 0.0018f_{cd}/(\mu_{\phi}E_{sv,d}f_{yd})^{(1)}$	
$A_{s,min}$, sup. et inf.			$2\Phi 14 (308mm^2)$
$A_{s,min}$, sup. en travée			$A_{s,sup-appuis}/4$
$A_{s,min}$, inf. en zone critique		$0.5A_{s,sup}^{(2)}$	
$A_{s,min}$, inf. aux appuis		$A_{s,inf-travée}/4^{(0)}$	
barres longitudinales ancrées dans un noeud intérieur ⁽³⁾ $d_{bl}/h_c \leq$		$\frac{7.5(1 + 0.8v_d) f_{ctm}}{(1 + 0.5 \frac{\rho'}{\rho_{max}}) f_{yd}}$	$\frac{6.25(1 + 0.8v_d) f_{ctm}}{(1 + 0.75 \frac{\rho'}{\rho_{max}}) f_{yd}}$
barres long. ancrées à un noeud extérieur ⁽³⁾ $d_{bl}/h_c \leq$		$7.5(1 + 0.8v_d) \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$	$6.25(1 + 0.8v_d) \frac{f_{ctm}}{f_{yd}}$
Armatures Transversales (w)			
(i) en dehors des zones critiques			
écartement $s_w \leq$	0.75d		
$\rho_w \geq$	$0.08(f_{yk}(MPa))^{1/2}/f_{yk}(MPa)^{(0)}$		
(ii) dans les zones critiques			
$d_{bw} \geq$	6mm		
écartement $s_w \leq$		$8d_{bl}, \frac{h_w}{4}, 24d_{bw}, 225mm$	$6d_{bl}, \frac{h_w}{4}, 24d_{bw}, 175mm$
Dimensionnement à l'effort tranchant			
V_{Ed} sismique ⁽⁴⁾	de l'analyse pour la situation sismique de calcul	$\frac{\sum M_{Rb}}{l_c} \pm V_{o,g+\psi_2q}^{(4)}$	$1.2 \frac{\sum M_{Rb}}{l_c} \pm V_{o,g+\psi_2q}^{(4)}$
V_{Rd} hors zones critiques	EC2		
V_{Rd} dans les zones critiques	EC2		Si $\zeta \equiv V_{Emin}/V_{Emax} \geq -0,5$ $\Rightarrow EC2^{(5)}$
			Si $\zeta \equiv V_{Emin}/V_{Emax} < -0,5$ et $V_{Emax}/(2+\zeta)f_{ctd}b_w d \leq 1$ $\Rightarrow EC2^{(5)}$
			Si $\zeta \equiv V_{Emin}/V_{Emax} < -0,5$ et $V_{Emax}/(2+\zeta)f_{ctd}b_w d > 1$ armatures inclinées de $+\alpha$ et $-\alpha$ p.r. axe poutre pour 50% V_{Emax} + cadres pour 50% V_{Emax}

- (0) NDP (Paramètres Déterminés Nationalement) suivant EC2. Le Tableau donne la valeur recommandée dans EC2.
- (1) μ_ϕ est la valeur de la ductilité de courbure qui correspond à la valeur du coefficient de comportement q considéré dans le projet (Eqs. (1), (2))
- (2) La section minimum d'acier inférieur, $A_{s,min}$, est supplémentaire à tout acier inf. de compression placé pour vérifier les sections d'extrémité à l'ELU de flexion sous le moment négatif max. M_{Ed} établi par l'analyse pour la situation sismique de calcul.
- (3) d_{bL} est le diamètre des barres longitudinales ancrées au nœud ; h_c est la hauteur du poteau dans la direction de la barre, $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ est le taux de charge axiale du poteau pour la valeur min. algébrique dans la situation sismique de calcul, la compression étant considérée positive.
- (4) A l'extrémité d'une poutre où la relation entre les moments résistants de poutre et poteau est $\sum M_{Rb} > \sum M_{Rc}$, il faut remplacer M_{Rb} par $M_{Rb}(\sum M_{Rc}/\sum M_{Rb})$ dans le calcul du cisaillement de calcul V_{Ed} .
- (5) $V_{E_{max}}$, $V_{E_{min}}$ sont les max. et min. algébriques de V_{Ed} résultant des signes \pm ;
 $V_{E_{max}}$ est la valeur absolue la plus grande des deux et on le considère positif dans le calcul de ζ ; on attribue à $V_{E_{min}}$ le signe + ou - selon que le calcul avait fourni pour $V_{Ed,min}$ le même signe que $V_{E_{max}}$ ou pas.

Règles de l'Eurocode 8 pour les poteaux sismiques primaires.

Classe de Ductilité	DCL	DCM	DCH
Longueur des côtés de la section, $h_c, b_c \geq$		0.25m ou $l_{cf}/25$ si $\theta > 0.1^{(1)}$ 0,25m si $\theta \leq 0.1^{(12)}$	$\theta = P_{tot} d_r / V_{tot} h$
Longueur des "zones critiques" ⁽¹⁾ \geq		$\max(h_c, b_c)$, 0.6m, $l_c/5$	$1.5 \times \max(h_c, b_c)$, 0.6m, $l_c/5$
Armatures Longitudinales (L)			
ρ_{min}	0.1 $N_d/A_c f_{yd}$, 0.2% ⁽⁰⁾		1%
ρ_{max}	4% ⁽⁰⁾	4%	
$d_{bh} \geq$	8mm		
Nombre de barres par côté \geq	3		2
Ecartement entre barres maintenues horizontalement \leq		200mm	150mm
Distance d'une barre non maintenue horizontalement à la barre maintenue la plus proche \leq	150mm		
Armatures Transversales (w)			
En dehors des zones critiques:			
$d_{bw} \geq$	6mm, $d_{bL}/4$		
Ecartement $s_w \leq$	20 d_{bL} , $\min(h_c, b_c)$, 400mm		
s_w dans les zones de recouvrement \leq	12 d_{bL} , 0.6 $\min(h_c, b_c)$, 240mm		
Dans les zones critiques: ⁽²⁾			
$d_{bw} \geq^{(3)}$	6mm, $d_{bL}/4$		6mm, $0.4(f_{yd}/f_{ywd})^{1/2} d_{bL}$
$s_w \leq^{(3),(4)}$		8 d_{bL} , $b_o/2$, 175mm	6 d_{bL} , $b_o/3$, 125mm
$\omega_{wd} \geq^{(5)}$			0.08
$\alpha \omega_{wd} \geq^{(4),(5),(6),(7)}$			$30\mu_\phi^* v_d \epsilon_{sy,d} b_c/b_o - 0.035$
Zones critiques en base du poteau:			
$\omega_{wd} \geq$		0.08	0.12
$\alpha \omega_{wd} \geq^{(4),(5),(6),(8),(9)}$		$30\mu_\phi v_d \epsilon_{sv,d} b_c/b_o - 0.035$	
Vérification de dimensionnement capacitif au noeud poutre - poteau: ⁽¹⁰⁾		$1.3 \sum M_{Rb} \leq \sum M_{Rc}$ en considérant qu'il n'y a pas de moment dans le poteau dans la direction perpendiculaire à celle considérée	
Vérification $M_x - M_y - N$:	En flexion biaxiale ou en flexion uniaxiale sous ($M_x/0.7, N$) puis sous ($M_y/0.7, N$)		
Taux de charge axiale du poteau $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$		≤ 0.65	≤ 0.55
Dimensionnement à l'effort tranchant			
V_{Ed} sismique ⁽¹¹⁾	de l'analyse pour la situation sismique de calcul	$1.1 \frac{\sum M_{Rc}^{ends}}{l_c}$ ⁽¹¹⁾	$1.3 \frac{\sum M_{Rc}^{ends}}{l_c}$ ⁽¹¹⁾
V_{Rd} sismique	EC2		

(0) NDP (Paramètres Déterminés Nationalement) suivant EC2. Le Tableau donne la valeur recommandée dans EC2.

(1) l_{cf} est la distance du point d'inflexion à l'extrémité suivante du poteau pour une flexion dans un plan parallèle au côté considéré; l_c est la longueur libre du poteau.

(2) En DCM: si une valeur de $q \leq 2$ est utilisée, l'armature transversale dans les régions critique de poteaux où $v_d \leq 0.2$ est établie en appliquant l'EC2.

(3) En DCH: aux 2 niveaux inférieurs d'un bâtiment, l'exigence concernant d_{bw} et s_w s'applique depuis la section d'extrémité sur une longueur qui n'est pas inférieure à 1.5 fois la longueur de la zone critique.

(4) L'indice c se réfère à la section pleine du béton et l'indice o au noyau confiné considéré jusqu'à l'axe des armatures transversales; b_o est le plus petit côté de ce noyau.

- (5) ω_{wd} est le rapport du volume d'armature de confinement au volume du noyau confiné, fois f_{yd}/f_{cd} .
- (6) α est le "coefficient d'efficacité du confinement", calculé comme $\alpha = \alpha_s \alpha_n$; avec: $\alpha_s = (1-s/2b_o)(1-s/2h_o)$ pour les cadres rectangulaires et $\alpha_s = (1-s/2b_o)$ pour les spirales; $\alpha_n = 1$ pour les étriers circulaires et $\alpha_n = 1 - \{b_o/[(n_h-1)h_o] + h_o/[(n_b-1)b_o]\}/3$ pour les armatures transversales comportant n_b barres parallèle au côté du noyau de longueur b_o et n_h barres parallèle au côté du noyau de longueur h_o .
- (7) En DCH: aux extrémités d'un poteau ou ne devraient pas se développer de rotule plastique, comme résultat du dimensionnement capacitif du poteau, μ_ϕ^* est la valeur de la ductilité de courbure qui correspond à 2/3 de la valeur du coefficient de comportement q considéré dans le projet (voir Equations. (1), (2)); aux extrémités des poteaux où il est admis qu'une rotule plastique peut se former (voir Note (10) ci-dessous), μ_ϕ^* est la valeur de la ductilité de courbure qui correspond à la valeur du coefficient de comportement q considéré dans le projet (voir aussi Note 9 ci-dessous); $\epsilon_{sy,d} = f_{yd}/E_s$.
- (8) μ_ϕ est la valeur de la ductilité de courbure qui correspond à la valeur du coefficient de comportement q considéré dans le projet.
- (9) En DCH: cette exigence s'applique aussi dans les zones critiques d'extrémité des poteaux où il est admis qu'une rotule plastique peut se former (voir Note (10) ci-dessous).
- (10) Il n'est pas nécessaire que le critère « poteau fort –poutre faible » soit vérifié aux noeuds: (a) du dessus du niveau supérieur, (b) du niveau rez dans les bâtiments limités à 2 niveaux lorsque le taux de chargement axial v_d n'est pas supérieur à 0.3 dans tous les poteaux, (c) si des murs de contreventement reprennent au moins 50% du cisaillement en base dans la direction parallèle au plan de l'ossature (bâtiments à systèmes de murs ou bâtiments à système mixte équivalent à des murs), et (d) dans 1 sur 4 poteaux des ossatures où les poteaux ont des dimensions similaires.
- (11) A l'extrémité d'un poteau où la relation entre les moments résistants de poutre et poteau est $\sum M_{Rb} < \sum M_{Rc}$, il faut remplacer M_{Rc} par $M_{Rc}(\sum M_{Rc}/\sum M_{Rb})$ dans le calcul du cisaillement de calcul V_{Ed} .
- (12) Approuvé par le Comité de Maintenance EC8 en 2008.

10.9. Murs ductiles.

10.9.1. Détermination des sollicitations de calcul.

Un mur fonctionne comme une console verticale encadrée en base – Figure 10.29. Le mécanisme plastique souhaité est une rotule plastique flexionnelle en base du mur.

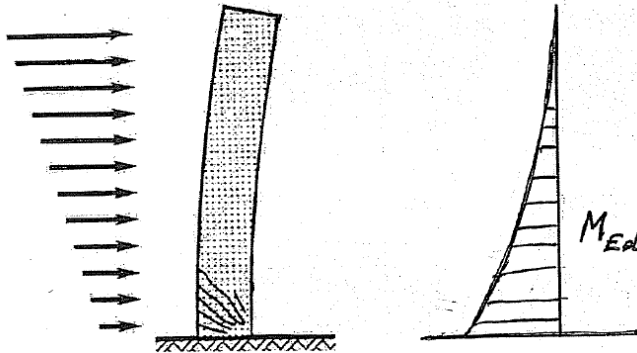


Figure 10.29. Mur ductile et rotule plastique en base.

Le diagramme des moments de flexion sollicitant correspondant au 1^{er} mode de vibration est facile à établir, mais il ne représente pas bien les sollicitations réelles. Les incertitudes de l'analyse et des effets dynamiques post-élastiques doivent être prises en compte, au moins à l'aide d'une méthode simplifiée.

Dans l'Eurocode 8, les règles suivantes, qui permettent de déterminer les enveloppes de calcul pour les moments de flexion ainsi que les coefficients d'amplification pour les efforts tranchants, rencontrent cette préoccupation.

Redistribution entre murs des sollicitations calculées par l'analyse élastique.

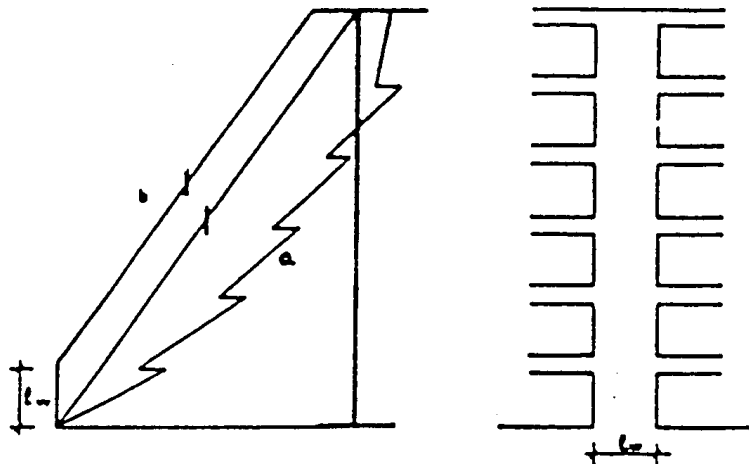
La redistribution des effets de l'action sismique entre des murs sismiques primaires est admise jusqu'à 30 %, sous réserve que la demande de résistance totale ne soit pas réduite. Il convient de redistribuer les efforts tranchants ainsi que les moments de flexion, de sorte que, dans chaque mur pris individuellement, le rapport entre moment de flexion et effort tranchant ne soit pas sensiblement affecté.

Dans les murs soumis à d'importantes fluctuations d'effort normal, comme par exemple dans les murs couplés, il convient que les moments et les efforts tranchants soient redistribués du ou des murs peu comprimés (ou tendus) vers les murs qui sont très comprimés.

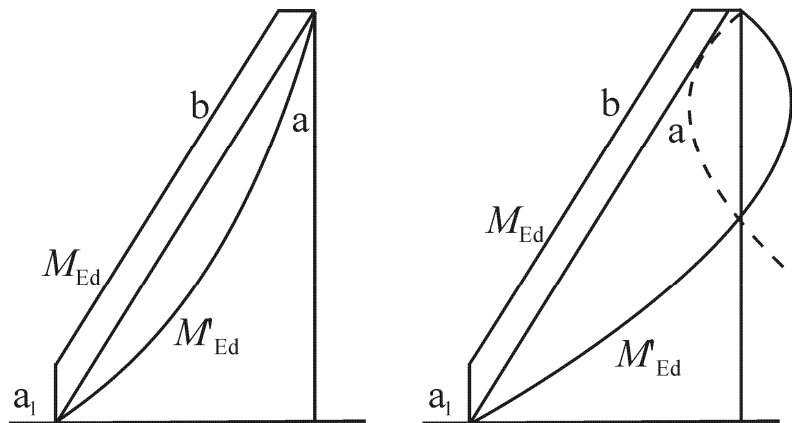
Dans les murs couplés, une redistribution des effets de l'action sismique entre les linteaux de différents étages est admise jusqu'à 20 %, sous réserve que l'effort normal sismique à la base de chaque mur, qui est la résultante des efforts tranchants dans les linteaux, ne soit pas affecté.

Moments de flexion sollicitants.

Les incertitudes concernant la distribution des moments sur la hauteur des murs sismiques primaires élancés (rapport hauteur sur longueur $h_w/l_w > 2,0$) sont prises en compte de la façon suivante, applicable quel que soit le type d'analyse utilisé : le diagramme des moments fléchissants de calcul sur la hauteur du mur est donné par une enveloppe du diagramme des moments fléchissants issu de l'analyse et déplacé verticalement (déplacement a_1 de la traction, décalage du diagramme des moments, voir Figure 10.30). L'enveloppe peut être supposée linéaire si la structure ne montre pas des discontinuités significatives de masse, de rigidité ou de résistance sur sa hauteur. Il convient que ce déplacement a_1 de la traction soit cohérent avec l'inclinaison des bielles considérées dans la vérification de l'effort tranchant à l'état limite ultime, avec une forme en éventail possible des bielles à proximité de la base, les planchers agissant alors comme des tirants. L'Eurocode 8 indique $a_1 = l_w$.



Légende. Courbe a : diagramme des moments obtenus par l'analyse dans un système à contreventement mixte. Courbe b : enveloppe de calcul



Légende. A gauche : systèmes de murs. A droite : systèmes à contreventement mixte.
 Courbe a : diagramme des moments obtenus par l'analyse. Courbe b : enveloppe de calcul
 Symbole a_1 : déplacement de la traction

Figure 10.30. Enveloppe de calcul des moments de flexion sollicitant un mur élancé.

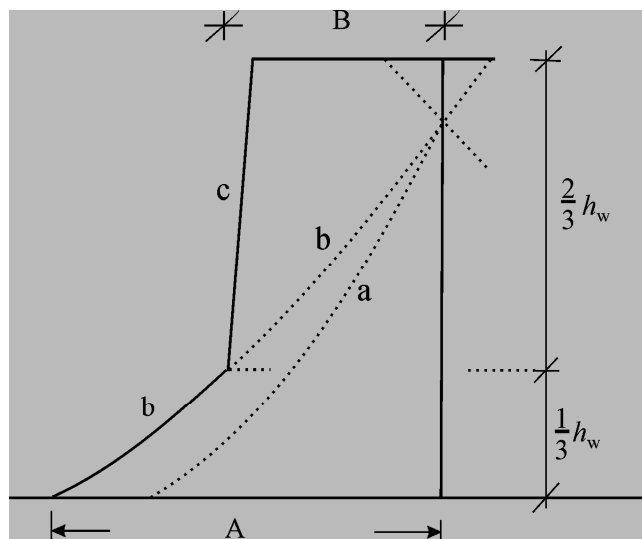
Effort tranchant sollicitant.

Pour évaluer l'effort tranchant de calcul, on applique le dimensionnement capacitif, en se référant à la valeur réelle M_{Rd} de la résistance de la rotule plastique en base du mur qui a été choisie comme mécanisme dissipatif. Pour évaluer M_{Rd} , on prend en compte:

- le moment résistant du mur, établi en se référant à un diagramme enveloppe des moments qui amplifie les moments établis par l'analyse
- la sur-résistance possible de la rotule plastique due à l'écroutissement de l'acier et au confinement du béton dans la zone comprimée de la section

Pour les projets DCM, l'Eurocode 8 permet un dimensionnement capacitif « forfaitaire » où les efforts tranchants de calcul sont égaux aux efforts tranchants issus de l'analyse augmentés de 50 % .

Dans les systèmes à contreventement mixte (structure contreventée par des voiles et des portiques) contenant des murs élancés, il convient d'utiliser l'enveloppe de calcul des efforts tranchants selon la Figure 10.31, afin de prendre en compte les sollicitations qui résulteraient de la contribution de modes de vibration autres que le 1^{er} mode.



Légende. Diagramme des efforts tranchants a : obtenus par l'analyse b : augmentés c : enveloppe de calcul
 A : $V_{\text{mur,base}}$ B : $V_{\text{mur,sommet}} \geq 0,5V_{\text{mur,base}}$

Figure 10.31. Enveloppe de calcul des efforts tranchants dans les murs d'un système à contreventement mixte.

Effort normal sollicitant.

Les murs sismiques primaires doivent être de dimensions telles que l'effort normal réduit v_d respecte :

$$v_d = N_{Ed} / A_c \quad f_{cd} = N_{Ed} / l_w b_w f_{cd} \leq 0,4 \text{ pour les murs de classe DCM}$$

$$v_d \leq 0,35 \text{ pour les murs de classe DCH.}$$

10.9.2. Résistance des murs.

Concept général et prédimensionnement.

On a vu en 10.7.4 que la ductilité en flexion dans la rotule plastique en pied de mur demande la réalisation d'un confinement du béton dans les parties de la section les plus sollicitées en compression. Le concept du projet de mur ductile est de constituer ces parties extrêmes, qu'on dénomme « zones de rive », comme des membrures de la section destinées à reprendre l'essentiel du moment de flexion sollicitant M_{Ed} . Figure 10.32.

Ces zones de rive ont une longueur confinée minimum $l_{c,min}$ égale $0,15l_w$ ou $1,5 b_w$ (l_w et b_w désignent respectivement la longueur et la largeur du mur). On y dispose les armatures verticales de section $A_{s1} = A_{s2}$. Le pourcentage minimum de ces armatures longitudinales dans la zone confinée, soit A_{s1}/b_0l_c est $A_{s1}/b_0l_c \geq 0,5\%$.

Si l'effort normal réduit $v_d = N_{Ed} / l_w b_w f_{cd}$ est petit ($v_d \leq 0,15$), ce qui peut être le cas pour des voiles de contreventement, on détermine en 1^{ère} approche $A_{s1} = A_{s2}$ par :

$$A_{s1} = A_{s2} = M_{Ed} / z_{estimé} \quad \text{avec } z_{estimé} = l_w - l_{c,min}$$

Si $v_d > 0,15$, on suggère d'utiliser la méthode approchée du paragraphe suivant.

Entre les armatures A_{s1} et A_{s2} , on dispose les armatures longitudinales « d'âme » de section totale A_{sv} . Les impositions relatives à celles-ci sont données en 10.9.3.

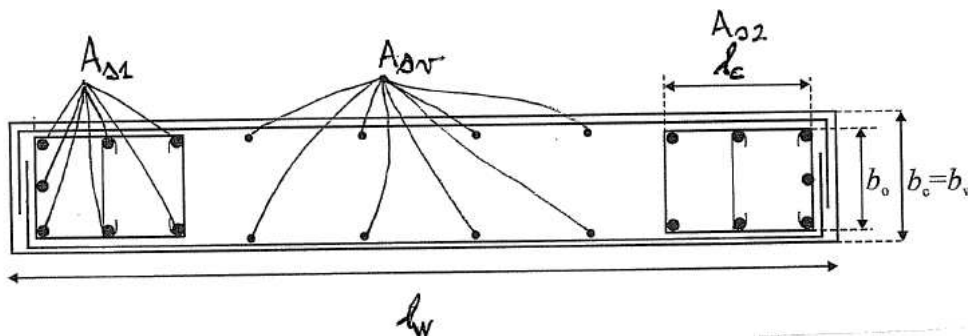


Figure 10.32. Eléments de rive et disposition des armatures verticales A_{s1} , A_{s2} et A_{sv} .

La ductilité requise μ_ϕ est obtenue en plaçant des armatures de confinement dans les zones « éléments de rive » situées aux extrémités de la section transversale. On caractérise la densité d'armature de confinement par le paramètre ω_{wd}

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

Sur la hauteur critique, on exige $\omega_{wd,min} = 0,08$

Les armatures transversales des éléments de rive peuvent être déterminées en se référant seulement à l'Eurocode 2 si l'une des conditions suivantes est remplie :

- si la valeur de l'effort normal réduit de calcul v_d respecte : $v_d \leq 0,15$
- si $v_d \leq 0,20$ et qu'on réduit de 15 % le coefficient de comportement utilisé dans l'analyse.

Dans les autres cas, la détermination de la dimension des zones de rives et des armatures de confinement sera effectuée comme indiqué en 10.9.3.

Les résistances à la flexion et à l'effort tranchant sont calculées de façon classique (Eurocode 2), sauf spécification contraire, en utilisant la valeur de l'effort normal résultant de l'analyse dans la situation sismique de calcul. Les armatures verticales d'âme doivent être prises en compte dans le calcul de la résistance à la flexion. Ces vérifications visent à éviter les modes de ruine indésirables, notamment ceux représentés à la Figure 10.33.

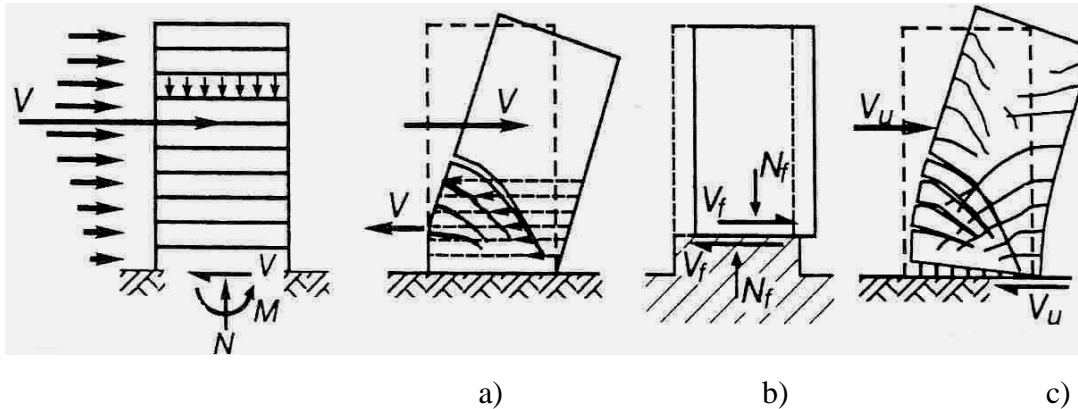
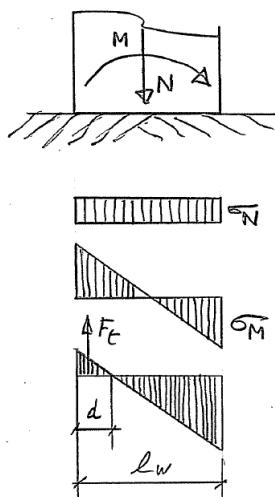


Figure 10.33. Modes de ruine dans les murs ductiles :

- a) mode recherché, flexion plastique
- b) mode indésirable, par glissement à un joint de reprise
- c) mode indésirable, par glissement en base

Evaluation approchée des armatures de flexion nécessaires en flexion composée.

On se réfère à l'équilibre d'une section homogène non fissurée. Figure 10.34. On a :



$$d = [(\sigma_M - \sigma_N) \times l_w] / 2 \sigma_M$$

$$F_t = (\sigma_M - \sigma_N) \times b_w \times d / 2$$

$$A_{s1, \text{estimé}} = F_t / f_{yd}$$

Figure 10.34. Détermination approchée de la résultante de traction en base d'un mur.

10.9.3. Définition du confinement assurant la ductilité locale.

Les armatures de confinement doivent être présentes sur la hauteur h_{cr} de la zone où se produisent les déformations plastiques, « rotule plastique » en pied de mur appelée aussi zone « critique ».

h_{cr} est comptée à partir de la base du mur et vaut au minimum: $h_{cr} = \max[l_w, H_w / 6]$

sans dépasser:
$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s & \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2 \cdot h_s & \text{pour } n \geq 7 \text{ niveaux} \end{cases}$$

h_s est la hauteur libre de chaque niveau ; l_w est la longueur du mur en plan. Figure 10.35.

La base du mur est le niveau des fondations ou le niveau de l'encastrement dans un soubassement qui comporte des diaphragmes rigides et des murs périphériques.

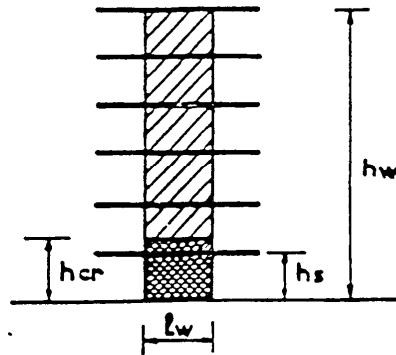


Figure 10.35. Les armatures de confinement des éléments de rive du voile assurant la ductilité de la rotule plastique sont nécessaires sur la hauteur critique h_{cr} .

Dans les zones critiques des murs, la valeur du coefficient de ductilité en courbure μ_ϕ réalisée doit être au moins égale à la valeur critère:

$$\mu_\phi \geq 2q_o^* - 1 \quad \text{si } T_1 \geq T_C \quad \text{ou} \quad \mu_\phi \geq 1 + 2(q_o^* - 1)T_C/T_1 \quad \text{si } T_1 < T_C$$

q_o^* est égal à q_o , coefficient de comportement du mur défini en 10.5.2, multiplié par la valeur maximale du rapport M_{Ed}/M_{Rd} à la base du mur dans la situation sismique de calcul. M_{Ed} est le moment fléchissant de calcul issu de l'analyse ; M_{Rd} est la résistance de calcul à la flexion ; on a donc : $M_{Ed}/M_{Rd} < 1$. T_1 est la période fondamentale dans la direction dans laquelle l'action est appliquée ; T_C est la période limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre.

Si des aciers de classe B (moins ductiles) sont utilisés pour les armatures longitudinales, la valeur critère est : $\mu_\phi \geq 1,5 \times (2q_o^* - 1)$ si $T_1 \geq T_C$ $\mu_\phi \geq 1,5 \times [1 + 2(q_o^* - 1)T_C/T_1]$ si $T_1 < T_C$.

La réduction de q_o par M_{Ed}/M_{Rd} s'explique comme suit: si $M_{Rd} > M_{Ed}$, le comportement reste plus longtemps élastique et la partie plastique de la déformation, qui requiert un μ_ϕ disponible, est réduite dans la proportion M_{Ed}/M_{Rd} .

La ductilité requise μ_ϕ est obtenue en plaçant des armatures de confinement dans les « éléments de rive » situés aux extrémités de la section transversale. Les armatures de confinement sont des cadres ou des épingles similaires à ceux des poteaux – Figure 10.36.

10.9.4. Murs de section rectangulaire.

On définit les zones confinées de rive de la façon suivante.

En élévation, les armatures de confinement doivent être présentes sur la hauteur h_{cr} de la zone critique.

En plan, la zone à confiner s'étend horizontalement sur une longueur l_c mesurée depuis la fibre de compression extrême du mur jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause de déformations de compression importantes. On considère en général que la déformation de compression ε_{cu2} pour laquelle survient l'éclatement du béton est égale à : $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$.

L'élément de rive confiné doit s'étendre sur une distance $x_u(1 - \varepsilon_{cu2}/\varepsilon_{cu2,c})$ – voir Figure 10.36 - depuis l'axe des armatures de confinement à proximité de la fibre de compression extrême. La dimension de la zone confinée en compression x_u est calculée à la courbure extrême (ELU) en exprimant l'équilibre de la section de mur. La largeur de la zone confinée en compression est prise constante et égale à b_o .

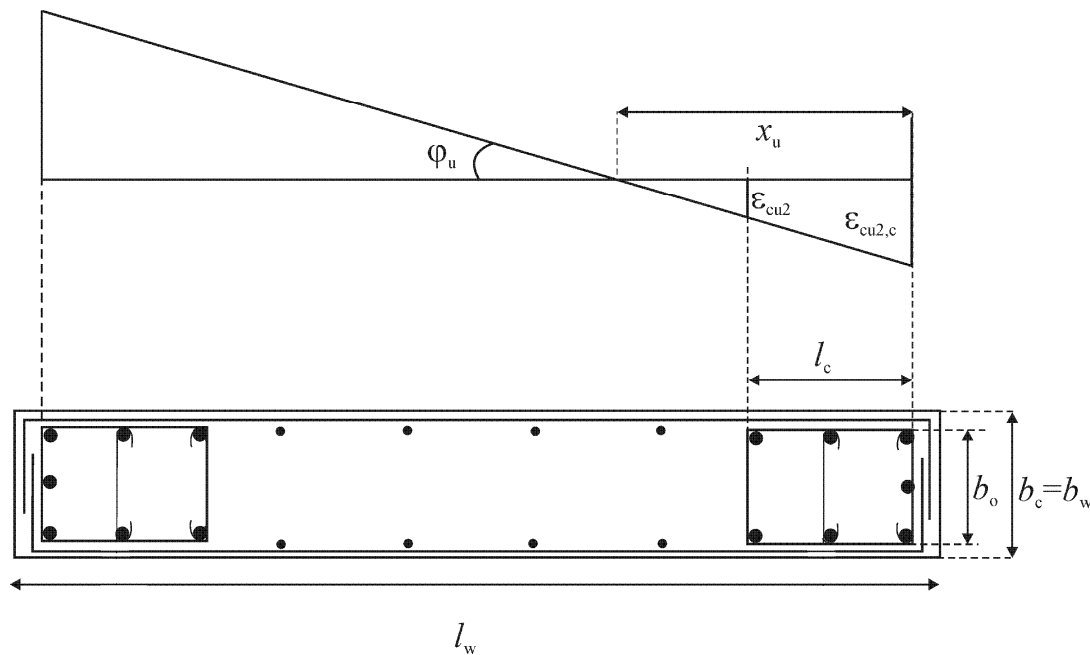


Figure 10.36. *Eléments de rive confinés d'une extrémité de mur à bords libres*
 En haut : déformations obtenues à la courbure extrême. En bas : armature requise.

La déformation ultime $\varepsilon_{cu2,c}$ du béton confiné est estimée par :

$$\varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \alpha \omega_{wd}$$

Le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises ω_{wd} dans les éléments de rive doit respecter la condition établie en 10.7.4, soit:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\varphi}(v_d + \omega_v)\varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035$$

La définition des paramètres est précisée en 10.7.4.

ω_v est le rapport mécanique des armatures verticales A_{sv} d'âme, soit : $\omega_v = \rho_v f_{yd} / f_{cd}$

Au minimum, la longueur l_c de l'élément de rive confiné vaut $0,15 l_w$ ou $1,50 b_w$ (b_w est la largeur).

Le pourcentage minimum des armatures longitudinales dans les éléments de rive est : $A_{s1}/b_0 l_c = 0,5\%$.

Sur la hauteur critique à la base des murs ductiles, on a obligatoirement dans les zones confinées:

- une densité de l'armature de confinement qui respecte $\omega_{wd} \geq 0,08$
- un espacement vertical s des armatures de confinement qui respecte $s = \min\{b_o/2; 175; 8d_{bL}\}$ (mm) ; b_o est la dimension minimale du noyau de béton par rapport à l'axe des armatures de confinement ; d_{bL} est le diamètre minimal des barres longitudinales (=verticales).
- la distance maximum entre barres longitudinales consécutives maintenues par des armatures de confinement : 200 mm

Les cadres de confinement doivent se recouvrir, de sorte que chaque barre longitudinale (=verticale) soit maintenue par une armature de confinement ou une épingle.

La partie du voile qui est comprimée est en danger de voilement ou de déversement. Pour éviter une ruine de ce type, l'épaisseur b_w des parties confinées de la section de mur (éléments de rive) doit être supérieure à une dimension minimale:

- $b_w \geq 200$ mm.
- Si la longueur de la partie confinée ne dépasse pas $2b_w$ et $0,2l_w$: $b_w \geq h_s/15$, h_s étant la hauteur d'étage.
- Si la longueur de la partie confinée excède $2b_w$ et $0,2l_w$: $b_w \geq h_s/10$ (voir Figure 10.37).

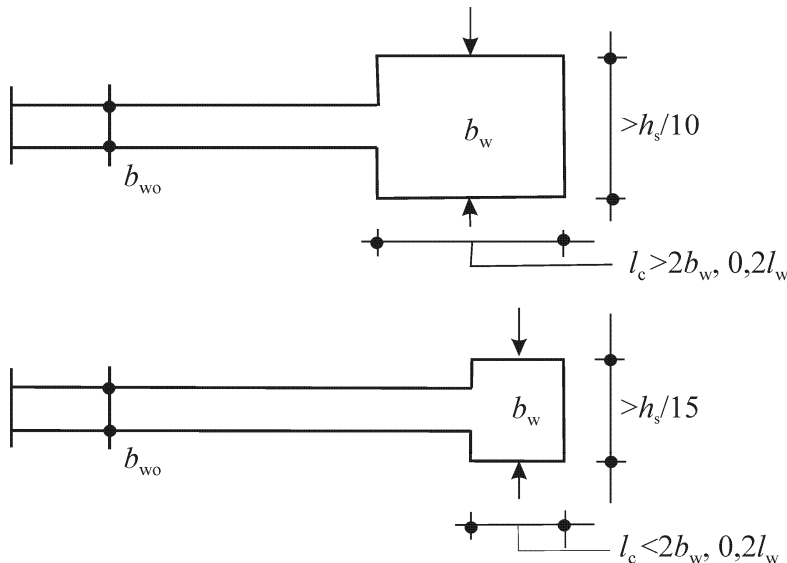


Figure 10.37. Epaisseur minimale des éléments de rive confinés destinée à empêcher leur instabilité latérale (voilement ou déversement).

Dans les murs de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises ω_{wd} dans les éléments de rive doit respecter la même condition que dans les poteaux, soit:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi}(v_d + \omega_v)\epsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035$$

ω_v est le rapport mécanique des armatures verticales A_{sv} d'âme, soit :

$$\omega_v = \rho_v f_{yd} / f_{cd} = (A_{sv} f_{yd}) / (l_w b_c f_{cd})$$

$$v_d = N_{Ed} / (l_w b_c f_{cd})$$

10.9.5. Murs dont la section est composée de plusieurs parties rectangulaires.

Les murs composés de parties rectangulaires liées entre elles par des poutres de couplage ou s'intersectant (sections en L, T, U, I ou similaires) sont considérés comme ayant une section unique composée d'une ou plusieurs âmes parallèles à la direction de l'effort tranchant sismique et d'un ou de plusieurs raidisseurs perpendiculaires. La largeur participante de membrures raidisseuses de part et d'autre de chaque âme, s'étendant à partir de la face de l'âme, est égale à la plus petite des valeurs suivantes : la longueur réelle de la membrure ; la moitié de la distance à une autre âme parallèle au mur considéré; 25 % de la hauteur totale du mur au-dessus du niveau considéré.

ω_{wd} , rapport volumétrique des armatures de confinement, doit être déterminé séparément pour chaque rectangle faisant partie de la section et qui est susceptible d'intervenir comme membrure comprimée.

La relation $\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_{\phi}(v_d + \omega_v)\epsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_o} - 0,035$ doit être utilisée d'abord en prenant comme

largeur « b_c » la largeur l_f de la section au niveau des fibres comprimées extrêmes. On utilise aussi

$$\ll b_c \gg = l_f \text{ pour calculer: } \quad v_d = N_{Ed} / h_c l_f f_{cd} \quad \omega_v = (A_{sv} f_{yd}) / (h_c l_f f_{cd})$$

h_c est la hauteur de la section perpendiculaire à « b_c » = l_f . Figure 10.38.

Du point de vue du fonctionnement mécanique de la section, on considère en fait une section rectangulaire fictive de largeur « b_c » = l_f et de hauteur $h_c = l_w$, ce qui donne droit aux relations établies en 10.7.4 pour le calcul de la ductilité, à condition que l'axe neutre se trouve dans la membrure. Figure 10.38.

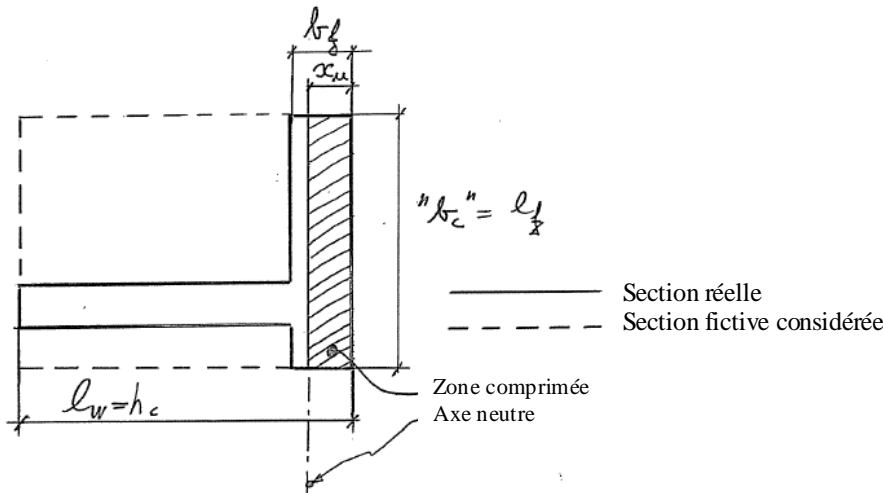


Figure 10.38. Section réelle d'un mur en T et section fictive considérée pour le calcul.

Afin de vérifier qu'il en est ainsi, on calcule la position x_u de l'axe neutre dans les hypothèses définies ci-dessus et on compare x_u à l'épaisseur confinée b_0 la membrure, soit b_f réduite de l'épaisseur de béton désagrégé par la compression, c'est-à-dire $b_0 = b_f - \text{enrobage } c - d_{bh}/2$.

La position de l'axe neutre x_u correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des éléments de rive est estimée par:

$$x_u = (v_d + \omega_v) \frac{l_w b_f}{b_0} \quad \text{avec } l_w = h_c$$

Si $x_u \leq b_0$, le calcul se poursuit comme dans le cas d'une section en simple rectangle : on calcule le ω_{wd} nécessaire dans la membrure comme au paragraphe précédent, v_d , ω_v , b_f et b_0 se référant à la membrure.

Si $x_u > b_0$, le calcul se complique...

La méthode proposée dans l'Eurocode 8 cl 5.4.3.4.2(5)b (!) est générale basée sur : 1) le calcul du coefficient de ductilité en courbure par $\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$, 2) le calcul de ϕ_u par $\epsilon_{cu2,c} / x_u$ et de ϕ_y par $\epsilon_{sy} / (d - x_y)$, 3) l'équilibre de la section pour l'estimation des positions d'axes neutres x_u et x_y , et 4) la résistance et la déformation ultime du béton confiné, $f_{ck,c}$ et $\epsilon_{cu2,c}$, exprimés en fonction de la contrainte effective de confinement (voir Eurocode 2). On calcule alors les armatures de confinement éventuellement requises et les longueurs de mur confiné.

Une alternative simple consiste à augmenter l'épaisseur de la membrure, pour retrouver une situation où $x_u \leq b_0$.

Une autre alternative consiste à considérer comme section résistante du T la seule section rectangle offerte par l'âme de largeur b_c et de se retrouver ainsi dans une situation de vérification maîtrisée (voir 10.9.4). On établit ainsi ω_{wd} et l_c qui définissent les armatures de confinement à placer dans l'âme. Les membrures du T sont ignorées dans la résistance, mais on suggère d'y placer les armatures de confinement minimales prescrites par le code ou, mieux, celles calculées pour l'âme.

Par ailleurs, les calculs relatifs aux sections composées de plusieurs rectangles peuvent parfois être évités, puisque l'Eurocode 8 indique qu'il n'est pas nécessaire de prévoir d'élément de rive confiné dans les membrures de mur ayant une épaisseur $b_f \geq h_s/15$ et une largeur $l_f \geq h_s/5$, h_s étant la hauteur libre d'étage (Figure 10.39).

Néanmoins, des éléments de rive confinés peuvent être nécessaires aux extrémités de ces membrures en raison de la flexion dans la direction perpendiculaire à celle considérée à la Figure 10.38.

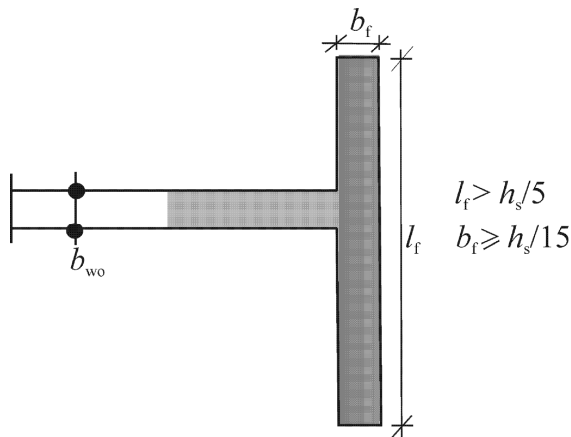


Figure 10.39. Le confinement n'est pas requis en cas de membrure transversale importante respectant les conditions de largeur l_f et d'épaisseur b_f indiquées.

L'imposition de maintenir chaque barre verticale de la « zone de rive » par des cadres ou épingles s'applique, tout comme la règle relative à l'épaisseur b_w des parties confinées. Figure 10.37.

Sur la hauteur du mur au-dessus de la zone critique, seules les règles de l'Eurocode 2 relatives aux armatures verticales, horizontales et transversales s'appliquent. Toutefois, dans les parties de la section où la déformation de compression ε_c est supérieure à 0,002 dans la situation sismique de calcul, on réalise un pourcentage d'armatures verticales $\geq 0,5\%$.

Les armatures transversales des éléments de rive peuvent être déterminées en se référant seulement à l'Eurocode 2 si l'une des conditions suivantes est remplie :

- si la valeur de l'effort normal réduit de calcul v_d respecte : $v_d \leq 0,15$
- si $v_d \leq 0,20$ et qu'on réduit de 15 % le coefficient q utilisé dans l'analyse.

10.9.6. Règles pour les murs ductiles de classe DCH.

En classe DCH, les dispositions concernent les murs sismiques primaires non couplés, ainsi que les composants individuels des murs sismiques primaires couplés, soumis aux effets de l'action dans leur plan, avec un encastrement complet à la base dans des soubassements et des fondations adéquats, de sorte que le mur ne peut pas tourner à sa base.

Les impositions de l'Eurocode 8 pour la classe DCH sont explicitées au Tableau de Synthèse des Règles donné en 10.9.7 ci-après.

Elles portent sur les aspects suivants :

- Les murs supportés par des dalles ou des poutres ne sont pas admis.
- Une méthode plus détaillée qu'en DCM est donnée pour tenir compte de l'augmentation d'effort tranchant après plastification dans la rotule plastique à la base du mur.
- L'effort normal réduit est limité à $v_d \leq 0,35$.
- La résistance à la rupture par compression diagonale de l'âme due au cisaillement doit être évaluée et vérifiée.
- La résistance à la rupture par traction diagonale de l'âme due au cisaillement doit être évaluée et vérifiée.
- La résistance à la rupture par glissement dû au cisaillement doit être évaluée et vérifiée.
- Des dispositions constructives pour la ductilité locale additionnelles à DCM sont imposées.

Elles portent en particulier sur l'épaisseur minimale des éléments de rive confinés dans les murs de DCH avec de larges ailes. Figure.

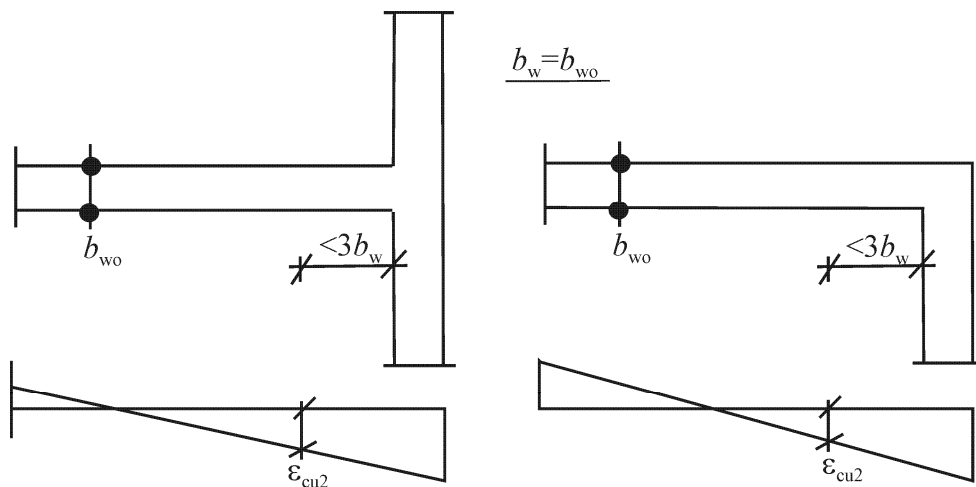


Figure. Epaisseur minimale des éléments de rive confinés dans les murs DCH à larges ailes.

19.9.7. Tableau de synthèse.**Règles de l'Eurocode 8 pour les murs ductiles.**

	DCH	DCM	DCL
Épaisseur d'âme, $b_{wo} \geq$	max(150mm, $h_{étage}/20$)		-
Longueur de la zone critique, $h_{cr} \geq$	$\geq \max(l_w, H_w/6)^{(1)}$ $\leq \min(2l_w, h_{étage})$ si le mur ≤ 6 niveaux $\leq \min(2l_w, 2 h_{étage})$ si le mur > 6 niveaux		-
Éléments de rive			
a) dans la zone critique:			
- longueur l_c depuis le bord \geq	0.15 l_w , 1.5 b_w , longueur sur laquelle $\epsilon_c > 0.0035$		Zone où $\rho_L > 2\%$
- épaisseur b_w du mur sur $l_c \geq$	200mm, $h_{st}/15$, si $l_c \leq \max(2b_w, l_w/5)$, 200mm, $h_{st}/10$, si $l_c > \max(2b_w, l_w/5)$		-
- armatures verticales:			
ρ_{min} sur $A_c = l_c b_w$	0.5%		0.2% ⁽⁰⁾
ρ_{max} sur A_c	4% ⁽⁰⁾		
- armature de confinement(w) ⁽²⁾ :			
$d_{bw} \geq$	8mm	si ρ_L sur $A_c = l_c b_w > 2\%$: appliquer la règle DCL pour $\rho_L > 2\%$	6mm, $d_{bl}/4$
écartement $s_w \leq^{(3)}$	min(25 d_{bh} , 250mm)		min(20 d_{bl} , b_{wo} 400mm) ⁽⁰⁾
$\omega_{wd} \geq^{(2)}$	0.12	0.08	-
$\alpha \omega_{wd} \geq^{(3),(4)}$	$30 \mu_\phi (v_d + \omega_v) \epsilon_{sy,d} \frac{b_w}{b_o} - 0.035$		-
b) niveau au dessus de la zone critique	Comme dans la zone critique, mais avec $\alpha \omega_{wd}$, ω_{wd} requis réduit de 50%	$\rho_v \geq 0.5\%$ partout où $\epsilon_c > 0.2\%$; Ailleurs : $\rho_v \geq 0.2\%$	
c) sur le reste de la hauteur du mur:	Pas d'éléments de rive. $\rho_v \geq 0.5\%$ partout où $\epsilon_c > 0.2\%$; ailleurs: $\rho_v \geq 0.2\%$		-
Ame du mur			
- armatures verticales (v):			
$\rho_{v,min}$	0.2%	0.2% ⁽⁰⁾	
$\rho_{v,max}$	4%		
$d_{bv} \geq$	8mm	-	
$d_{bv} \leq$	$b_{wo}/8$	-	
écartement $s_v \leq$	min(25 d_{bv} , 250mm)	min(3 b_{wo} , 400mm)	
- armatures horizontales:			
ρ_{hmin}	0.2%	max(0.1%, 0.25 ρ_v) ⁽⁰⁾	
$d_{bh} \geq$	8mm	-	
$d_{bh} \leq$	$b_{wo}/8$	-	
écartement $s_h \leq$	min(25 d_{bh} , 250mm)	400mm	
Taux de charge axiale $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$	≤ 0.35	≤ 0.4	-
Moment de calcul M_{Ed} :	Si $H_w/l_w \geq 2$, les moments de l'enveloppe linéaire des moments max. M_{Ed} de l'analyse dans la situation sismique de calcul déplacé vers le haut de a_1 « déplacement de la traction ».		de l'analyse pour la situation sismique de calcul

Dimensionnement à l'effort tranchant			
Application d'un facteur multiplicatif ε au cisaillement V de l'analyse pour la situation sismique de calcul :	si $H_w/l_w \leq 2^{(5)}$: si $H_w/l_w > 2^{(5), (6)}$: $\varepsilon = \sqrt{\left(1.2 \frac{M_{Rdo}}{M_{Edo}}\right)^2 + 0.1 \left(q \frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q$	$\varepsilon = 1.5$	$\varepsilon = 1.0$
Cisaillement de calcul dans les systèmes de murs couplés où $H_w/l_w > 2$, pour z entre $H_w/3$ et H_w : ⁽⁷⁾	$V_{Ed}(z) = \left(\frac{0.75z}{H_w} - \frac{1}{4}\right) \varepsilon V_{Ed}(0) + \left(1.5 - \frac{1.5z}{H_w}\right) \varepsilon V_{Ed}\left(\frac{H_w}{3}\right)$		de l'analyse pour la situation sismique de calcul
$V_{Rd,max}$ en dehors de la zone critique	Comme dans EC2: $V_{Rd,max} = 0.24(1 - f_{ck}(\text{MPa})/250)b_w l_w f_{cd} \sin 2\theta$ $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$		
$V_{Rd,max}$ dans la zone critique	40% de la valeur EC2	Comme dans EC2	
V_{Rd} en dehors de la zone critique	Comme dans: $V_{Rd} = 0.8b_w l_w \rho_h f_{ywd} \cot \theta$ $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$		
V_{Rd} dans la zone critique; pourcentage d'armature d'âme : ρ_h, ρ_v			
(i) si $\alpha_s = M_{Ed}/V_{Ed} l_w \geq 2$: $\rho_v = \rho_{v,min}$, ρ_h déduit de V_{Rd} :	Comme dans: $V_{Rd} = 0.8b_w l_w \rho_h f_{ywd} \cot \theta$ $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$		
(ii) si $\alpha_s < 2$: ρ_h déduit de V_{Rd} : ⁽⁸⁾	$V_{Rd} = V_{Rd,c} + 0.75b_w \alpha_s l_w \rho_h f_{yhd}$	Comme dans:	
ρ_v déduit de: ⁽⁹⁾	$\rho_v f_{yvd} \geq \rho_h f_{yhd} - N_{Ed}/(0.8b_w l_w)$	$V_{Rd} = 0.8b_w l_w \rho_h f_{ywd} \cot \theta$ $22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$	
Résistance au glissement dû au cisaillement: par des armatures de section totale A_{si} faisant un angle $\pm \phi$ avec l'horizontale ^{(9),(10)}	$V_{Rd,s} = A_{si} f_{yd} \cos \phi + A_{sv} \min(0.25 f_{yd}, 1.3(f_{yd} f_{cd})^{1/2}) + 0.3(1 - f_{ck}(\text{MPa})/250)b_w x f_{cd}$		
ρ_{min} aux joints de reprise ⁽¹¹⁾	$\geq 0.0025, \frac{1.3 f_{ctd} - \frac{N_{Ed}}{A_c}}{f_{yd} + 1.5 \sqrt{f_{cd} f_{yd}}}$		

(0) NDP (Paramètres Déterminés Nationalement) suivant EC2. Le Tableau donne la valeur recommandée dans EC2.

(1) l_w est le long côté d'un mur de section rectangulaire ou de la partie rectangulaire d'un mur; H_w est la hauteur totale du mur; $h_{\text{étage}}$ est la hauteur d'un étage.

(2) En DCM: si la valeur max du taux de charge axiale $v_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$ dans la situation sismique de calcul est telle que: $v_d \leq 0.15$, on peut appliquer la règle DCL pour le confinement des éléments de rive; de même si $v_d \leq 0.2$, mais que la valeur de q considérée dans l'analyse n'est pas supérieure à 85% de la valeur de q autorisée quand on place le confinement conforme aux règles DCM dans les éléments de rive.

(3) Les Notes (4), (5), (6) du Tableau reprenant les règles relatives aux poteaux s'appliquent au noyau confiné des éléments de rive.

(4) μ_ϕ est la valeur de base de la ductilité de courbure, qui correspond selon les relations (1) et (2) au produit de la valeur de base q_0 par le rapport M_{Edo}/M_{Rdo} à la base du mur (voir note (5)); $\varepsilon_{sy,d} = f_{yd}/E_s$; ω_{vd} est le pourcentage mécanique d'armature verticale de l'âme.

(5) M_{Edo} est le moment en base du mur établi par l'analyse pour la situation sismique de calcul; M_{Rdo} est la valeur de calcul du moment résistant en base du mur correspondent à la sollicitation axiale N_{Ed} de l'analyse pour la même situation sismique de calcul.

(6) $S_e(T_1)$ est la valeur de la pseudo accélération (réponse spectrale élastique en accélération) pour la période T_1 du mode fondamental dans la direction des efforts tranchant V_{Ed} ; $S_e(T_c)$ est l'accélération spectrale à la « période de coin » T_c du spectre élastique.

(7) Expression mathématique de la branche c du diagramme de V_{Ed} de EC8. Un système à contreventement mixte est un système contreventé par des voiles et des portiques, dans lequel les murs reprennent entre 35 et 65% du cisaillement en base dans la direction considérée; z est la distance depuis la base du mur.

(8) Pour b_w et d en m, f_{ck} en MPa ; ρ_L est le pourcentage d'armature tendue ; N_{Ed} en kN ; $V_{Rd,c}$ (en kN) est donné par :

$$V_{Rd,c} = \left\{ \min \left[\frac{180}{\gamma_c} (100\rho_L)^{1/3}, 35 \sqrt{1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}}} f_{ck}^{1/6} \right] \left(1 + \sqrt{\frac{0.2}{d}} \right) f_{ck}^{1/3} + 0.15 \frac{N_{Ed}}{A_c} \right\} b_w d$$

(9) On utilise pour N_{Ed} la valeur minimum de la force axiale établie par l'analyse pour la situation sismique de calcul (positif en compression).

(10) A_{sv} est la section totale des armatures verticales d'âme et de toute armature place dans les éléments de rive contre la rupture par glissement dû au cisaillement; x est la longueur de la zone comprimée.

(11) $f_{ctd} = f_{ctk,0.05} / \gamma_c$ est la valeur de calcul de la résistance du béton en traction.

10.10. Murs de grandes dimensions en béton peu armé.

10.10.1. Détermination des sollicitations de calcul.

L'objectif du dimensionnement est de favoriser un mécanisme flexionnel global, impliquant une plastification limitée en flexion et, éventuellement, des soulèvements transitoires du côté mis en traction par l'action sismique.

On calcule $M_{Ed,E}$ de façon classique, par analyse modale ou dynamique simplifiée.

Pour assurer que la plastification en flexion précède la formation de l'état limite ultime en cisaillement, l'effort tranchant V_{Ed} provenant de l'analyse doit être augmenté, suivant le concept du dimensionnement capacitif. L'exigence donnée dans l'Eurocode 8 est qu'on calcule à chaque niveau du mur l'effort tranchant de calcul V_{Ed} à partir de l'effort tranchant V'_{Ed} issu de l'analyse en

appliquant la relation:
$$V_{Ed} = V'_{Ed} \frac{q+1}{2}$$

Pour la valeur de référence $q = 3$ de ce type de mur, on a : $V_{Ed} = 2V'_{Ed}$

Les efforts normaux dynamiques supplémentaires N_{dyn} développés dans les murs de grandes dimensions en raison du soulèvement par rapport au sol ou de l'ouverture et de la fermeture avec choc de fissures horizontales doivent être pris en compte dans la vérification du mur à l'état limite ultime vis-à-vis de la flexion composée. On estime que la composante dynamique de l'effort normal du mur correspond à 50 % de l'effort normal dans le mur dû aux charges gravitaires présentes dans la situation sismique de calcul : $N_{dyn} = 0,5 N_{Ed,G}$

On doit considérer N_{dyn} avec un signe, soit positif, soit négatif, en retenant le cas le plus défavorable dans les vérifications du mur en flexion composée sous $M_{Ed,E} + N_{Ed,G} \pm 0,5 N_{dyn}$. On trouvera habituellement les sections d'armature en appliquant N_{dyn} vers le haut et on atteindra le raccourcissement limite ε_{cu} en appliquant N_{dyn} vers le bas.

Si le coefficient de comportement q adopté pour le projet est $q \leq 2,0$, N_{dyn} peut être négligé.

10.10.2. Résistance en flexion.

L'état limite ultime en flexion composée dans le plan du mur est vérifié classiquement suivant l'Eurocode 2 et l'hypothèse de conservation des sections planes. Compte tenu du caractère dynamique transitoire de faible durée de l'effort normal N_{dyn} , on admet comme déformation limite ε_{cu2} du béton non confiné : $\varepsilon_{cu2} = 0,0050$, lorsque N_{dyn} est pris en compte dans la vérification à l'état limite ultime pour la flexion composée, c'est-à-dire pour $q > 2,0$.

Une valeur encore plus élevée de ε_{cu2} peut être prise en compte si le béton est confiné, sous réserve que la réduction de section correspondant à l'éclatement du béton d'enrobage non confiné soit prise en compte dans la vérification. Dans des murs minces, cette diminution de section résistante de calcul annule le plus souvent le bénéfice correspondant à un ε_{cu2} supérieur à 0,0050.

Les contraintes normales dans le béton doivent être limitées afin d'empêcher l'instabilité hors plan du mur.

10.10.3. Résistance à l'effort tranchant.

Comme une marge de sécurité est fournie par la majoration du cisaillement de calcul V_{Ed} et comme les armatures verticales sont dimensionnées pour donner une sur-résistance en flexion minimale, Pour cette raison, le pourcentage minimal d'armatures d'effort tranchant $\rho_{w,min}$ dans l'âme n'est pas requis si $V_{Ed} < V_{Rd,c}$, c'est-à-dire si V_{Ed} est inférieur à la résistance du béton à l'effort tranchant sans armature d'effort tranchant $V_{Rd,c}$. Cette exigence réduite par rapport au cas non sismique est justifiée par le fait que si des fissurations inclinées apparaissaient, elles ne pourraient s'ouvrir autant que sous des actions de type « force appliquée de longue durée » comme le vent parce que l'action sismique est transitoire et de type déplacement imposé. De plus, à cause de la grande longueur l_w des murs, de telles fissures recouperaient les chainages horizontaux imposés à chaque intersection d'un mur et d'un plancher. Ces chainages et les armatures du plancher adjacent offrent une résistance suffisante pour limiter l'ouverture d'éventuelles fissures inclinées des murs.

Si $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, on calcule l'armature d'effort tranchant de l'âme :

- à l'aide des relations de l'Eurocode 2 qui permettent de choisir l'inclinaison des bielles comprimées (béton) et tendues (acier) du treillis. On utilise plutôt cette méthode pour les murs sans ouverture ; on prend un bras de levier z égal à $0,8 l_w$; les essais montrent que les fissures sont en éventail au rez de chaussée, puis à 45° plus haut. On prend donc $\theta = 45^\circ$ pour les bielles comprimées de béton et les armatures du chaînage constituent les bielles tendues.
- sur la base d'un modèle bielle/tirant. On utilise plutôt cette méthode pour les murs avec des ouvertures. On inclut les planchers dans le modèle, car leur rôle dans la résistance est important autour des ouvertures. On construit éventuellement 2 modèles pour les 2 directions

de mouvement sismique. La largeur LB des bielles doit tenir compte de la présence des ouvertures dans le mur et on limitera LB à $LB \leq 0,25l_w$ ou $4b_{w0}$, en prenant la plus petite de ces 2 valeurs.

Si $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, un minimum d'armatures horizontale doit toujours être placé. Il relève de l'Annexe Nationale à l'Eurocode 8. En Belgique et en France, c'est le minimum indiqué dans l'Eurocode 2 qui est prescrit :

- entredistance max : 0,4 m
- section min : le max entre $\rho_{min} = 0,1\%$ et $\rho_v = \rho_{vertical,total}$

Le glissement au niveau des reprises de bétonnage horizontales doit être vérifié conformément à l'Eurocode 2. On doit réaliser : $V_{Ed} \leq V_{Rd,i} = [0,35 f_{ctd} + 0,6 (N_{ed}/A_c + \rho_v f_{yd})] b_{w0} z$

b_{w0} est l'épaisseur de l'âme du mur (l'épaisseur du mur si elle est constante).

ρ_v désigne ici le pourcentage des armatures verticales auxquelles on fait jouer le rôle de goujon connecteur traversant la surface de reprise de manière à assurer $V_{Ed} \leq V_{Rd,i}$. La longueur d'ancrage requise de ces armatures doit être augmentée de 50 % par rapport à la longueur requise dans l'Eurocode 2.

10.10.4. Dispositions constructives pour la ductilité locale.

Les barres verticales, nécessaires pour la vérification à l'état limite ultime en flexion composée ou pour le respect de toute disposition concernant les armatures minimales, sont concentrées dans des « éléments de rive » aux extrémités de la section transversale. Elles y sont maintenues par des armatures de confinement, cadres ou une épingle de diamètre :

- ≥ 6 mm
- ou $\geq 1/3$ du diamètre d_{bL} de la barre verticale.

Les armatures de confinement et les épingles présentent un espacement vertical inférieur ou égal à 100 mm ou $8d_{bL}$, en prenant la plus petite valeur. On suggère de disposer ces confinements de telle sorte qu'un cadre entoure l'ensemble des armatures verticales contenues dans l'élément de rive, cependant que les autres sont liées par des épingles. Figure 10.40.



Figure 10.40. Cadres et épingles maintiennent les armatures de flexion dans les zones de rive.

La longueur des éléments de rive ne peut être inférieure à b_{w0} ou $3 b_{w0} \sigma_{cm}/f_{cd}$, en prenant la plus grande valeur, σ_{cm} étant la valeur moyenne de la contrainte du béton dans la zone comprimée à l'état limite ultime en flexion composée.

Un minimum d'armatures verticales disposées en 2 nappes doit être placé en dehors des zones de rive tel que prescrit par l'Eurocode 2, soit:

- une entredistance maximum des barres égale à : 0,4 m ou $3 b_{w0}$;
- un pourcentage minimum $\rho_{\text{vertical,total}} = 0,2\%$ pour le total des 2 nappes et des armatures verticales disposées dans les éléments de rive.

Le diamètre d_{bL} des barres verticales disposées dans les éléments de rive doit être ≥ 12 mm sur le premier niveau du bâtiment et dans tout étage où la longueur l_w du mur est réduite par rapport à celle de l'étage inférieur de plus d'un tiers de la hauteur d'étage h_s .

Dans tous les autres étages, le diamètre minimal d_{bL} des barres verticales disposées dans les éléments de rive doit respecter: $d_{bL} \geq 10$ mm.

Pour assurer que le mode de déformation est contrôlé par la flexion et non par l'effort tranchant, il convient que la quantité d'armatures verticales placées dans la section de mur ne dépasse pas inutilement la quantité requise pour la vérification à l'état limite ultime en flexion composée et pour l'intégrité du béton.

Les chaînages en acier continus, horizontaux ou verticaux, doivent être disposés :

- a) le long de toutes les intersections de murs ou liaisons avec les raidisseurs
- b) à tous les niveaux de plancher
- c) autour des ouvertures.

Les chaînages doivent être conformes à l'Eurocode 2, qui donne les résistances maximales ci-après ; des valeurs inférieures peuvent être établies en fonction des données particulières d'un projet.

Position du chaînage	Résistance maximale requise
Chaînage horizontal interne	Max. 70 kN en traction
Chaînage horizontal périphérique	Max. 70 kN en traction
Chaînage horizontal de liaison des poteaux	Max. 150 kN en traction
Chaînage horizontal de liaison des murs	Max. 20 kN /m en traction
Chaînage verticaux	capacité de se substituer localement à un mur défailant et d'assurer la descente de charge

La continuité des chaînages peut être assurée par recouvrement. Elle n'est pas strictement nécessaire pour les chaînages verticaux autour des ouvertures. Figure 10.41.

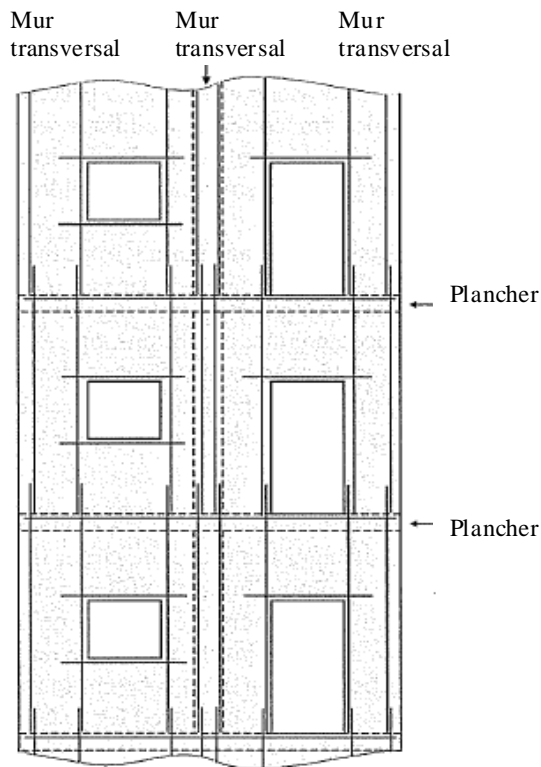


Figure 10.41. Disposition des chaînages

10.11. Éléments de liaison des murs couplés.

Les éléments de liaison des murs couplés relient deux murs jouant un rôle structurel dans la reprise de l'action sismique.

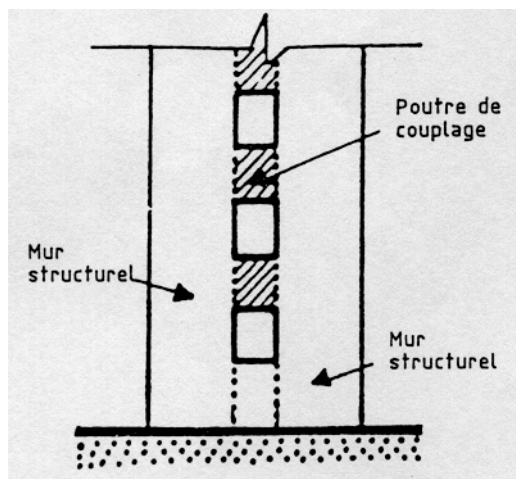


Figure 10.42 . Poutres de couplage.

Suivant la conception de ces éléments de liaison, on peut réaliser toutes les situations intermédiaires entre les 2 extrêmes suivants :

- les éléments de liaison sont très flexibles en regard des murs ; les déplacements horizontaux des murs sont égaux, car les éléments de liaison et les diaphragmes forcent cet égal déplacement ; les sollicitations des murs sont trouvées en considérant la raideur individuelle de chaque mur.
- les éléments de liaison sont très raides, au point que chaque mur est une partie d'une section résistante considérée comme unique et composée de plusieurs murs ; les éléments de liaison sont fortement sollicités en cisaillement et flexion ; leur rôle est similaire à celui de l'âme d'une poutre en I.

Le couplage des murs par des dalles est a priori peu raide et ne doit pas habituellement pas être pris en compte.

Les prescriptions de l'Eurocode 8 pour assurer un comportement convenable des poutres de couplage les classent d'office en composant de haute ductilité DCH. L'évaluation et la vérification de leur résistance doivent être menés comme suit.

Les linteaux sont vérifiés comme des poutres de portique de classe de ductilité DCH :

a) s'il est peu probable qu'une fissure dans les deux directions diagonales puisse se produire. Une règle d'application acceptable est : $V_{Ed} \leq f_{ctd} b_w d$

b) ou si la prépondérance d'un mode de rupture par flexion est assurée. Une règle d'application acceptable est : $l/h \geq 3$

Si aucune des conditions a) et b) n'est remplie, la résistance du linteau aux actions sismiques doit être assurée par des armatures disposées selon les deux diagonales du linteau - Figure 10.43.

Ces diagonales sont dimensionnées pour offrir une résistance en traction supérieure à la sollicitation calculée dans les diagonales d'une triangulation – voir Figure 10.35 : $V_{Ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha$

V_{Ed} est la valeur de calcul de l'effort tranchant sollicitant sur l'élément de liaison ($V_{Ed} = 2 \cdot M_{Ed}/l$) ; A_{si} est l'aire totale des armatures dans chaque direction diagonale ; α est l'angle entre les armatures diagonales et l'axe de la poutre.

Les armatures des diagonales est constituée comme celle de poteaux de côté au moins égal à $0,5b_w$. Leur longueur d'ancrage dépasse de 50 % celle requise dans l' Eurocode 2.

Des armatures de confinement doivent être prévues dans ces « poteaux ». Elles respectent les règles relatives aux armatures de confinement, afin d'empêcher le flambement des armatures longitudinales. Des armatures longitudinales et transversales doivent aussi être disposées sur les deux faces latérales de la poutre de couplage ; elles sont conformes aux exigences minimales de l'Eurocode 2 pour les poutres hautes. Il n'est pas nécessaire d'ancrer ces armatures longitudinales dans les murs couplés, il suffit de les prolonger de 150 mm dans ces murs.

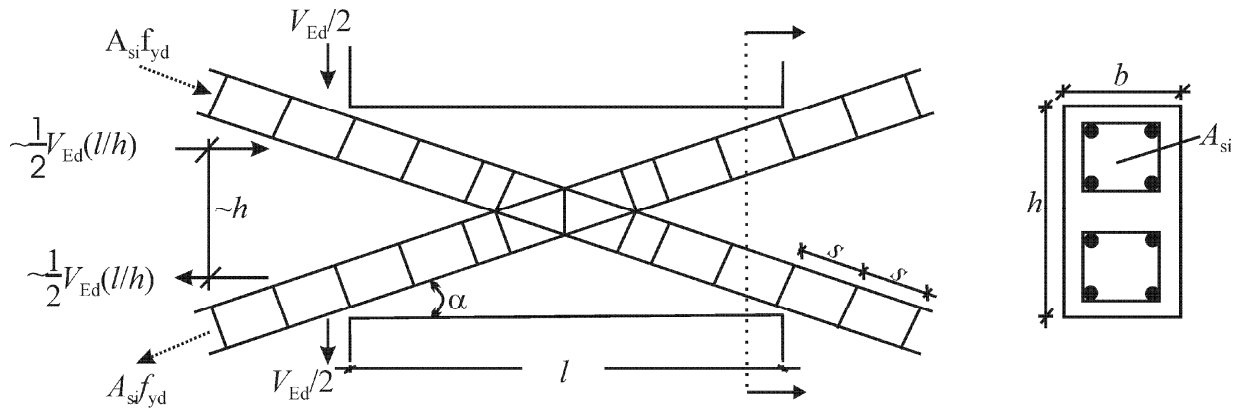


Figure 10.43. Linteau avec armatures diagonales.

10.12. Ancrages des armatures.

Pour les armatures de confinement utilisées en tant qu'armatures transversales dans les poutres, les poteaux ou les murs, on doit utiliser des **cadres fermés avec des extrémités coudées à 135°** et ayant des retours de longueur $10 d_{bw}$.

Dans les structures 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- Figure 10.44A.

Poteaux

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 effectivement 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 pour le cas statique.

Poutres

La partie de l'armature longitudinale des poutres ancrée par crosse dans les nœuds doit toujours être placée à l'intérieur des armatures de confinement correspondantes du poteau.

Afin de prévenir une rupture d'adhérence, le diamètre d_{bL} des barres longitudinales de poutres ancrées dans des nœuds poteau - poutre doit être limité conformément aux expressions suivantes :

a) pour des nœuds poteau - poutre intermédiaires :

$$\frac{d_{bL}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8 \cdot v_d}{1 + 0,75 k_D \cdot \rho' / \rho_{max}}$$

b) pour des nœuds poteau-poutre de rive :

$$\frac{d_{bl}}{h_c} \leq \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8 \cdot \nu_d)$$

avec :

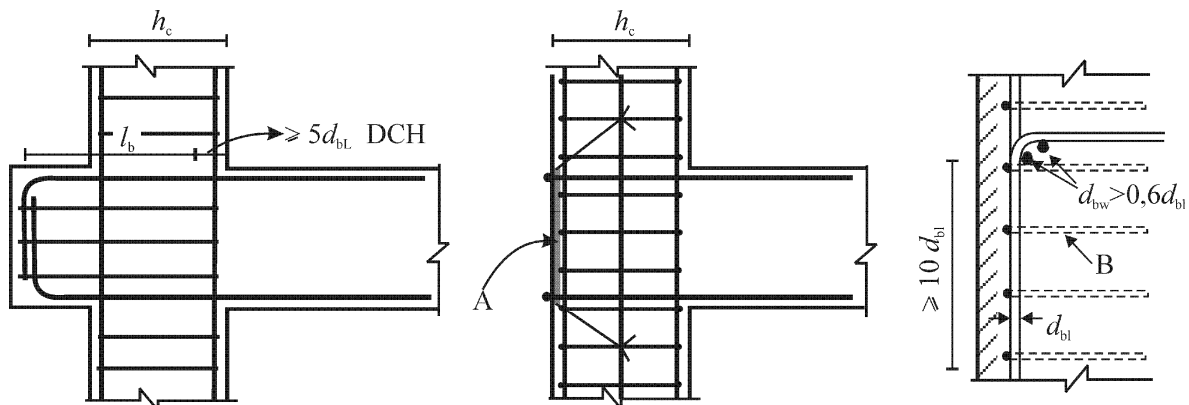
h_c , longueur du poteau parallèlement aux armatures ; f_{ctm} valeur moyenne de la résistance du béton à la traction ; f_{yd} valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier ; ν_d effort normal réduit de calcul dans le poteau, pris à sa valeur minimale pour la situation sismique de calcul ($\nu_d = N_{Ed} / f_{cd} A_c$) ; k_D coefficient dépendant de la classe de ductilité, égal à 1 pour DCH et à 2/3 pour DCM ; ρ' pourcentage d'acier comprimé des armatures de la poutre traversant le nœud ; ρ_{max} pourcentage d'acier tendu maximal admissible ;

γ_{Rd} est le coefficient d'incertitude du modèle sur les valeurs de la résistance, dû à la sur-résistance possible due à l'érouissage de l'acier des armatures longitudinales dans la poutre et pris égal à 1,2 ou 1,0, respectivement pour DCH ou DCM.

Si la limitation de diamètre définie plus haut ne peut pas être satisfaite dans des nœuds poteau-poutre de rive parce que la dimension h_c du poteau parallèlement aux armatures est trop faible, on peut assurer l'ancrage des armatures longitudinales des poutres par des dispositions moins classiques :

- La poutre est prolongée sous forme d'ergots extérieurs -Figure 10.44A.
- Des plaques d'ancrage sont soudées aux extrémités des armatures - Figure 10.44B.
- Des coudes d'une longueur minimale de $10d_{bl}$ et des armatures transversales regroupées à l'intérieur du coude au contact des armatures sont mis en place -Figure 10.44C.

Les armatures supérieures ou inférieures de poutre traversant les nœuds intermédiaires doivent être arrêtées en dehors des zones les plus contraintes. On prescrit que cet arrêt ne soit pas situé à moins de l_{cr} du nœud. Pour rappel, l_{cr} , longueur de la zone critique ou rotule plastique de l'élément est de l'ordre de la hauteur h_w de la poutre et la longueur d'ancrage devrait être comptée à partir du point d'arrêt.



Légende. A : plaque d'ancrage. B : armatures de confinement autour des armatures du poteau

Figure 10.44. Solutions pour l'ancrage des armatures longitudinales de poutres aux nœuds de rive.

10.13. Jonction des armatures.

Les zones de transfert d'effort d'armature à armature sont aussi des zones de déviation d'effort et de concentration de contrainte. Ce sont donc a priori des points faibles, susceptibles de rupture à caractère fragile et des précautions particulières s'imposent à ces endroits de la structure.

Il ne doit pas y avoir de jonction par recouvrement par soudure à l'intérieur des zones critiques des éléments de structure.

Il peut y avoir des jonctions par coupleurs mécaniques dans les poteaux et les murs, si le fonctionnement de ces dispositifs est validé par des essais appropriés, réalisés dans des conditions compatibles avec la classe de ductilité retenue.

Les armatures transversales à prévoir sur la longueur de recouvrement doivent être calculées conformément à l'Eurocode 2 et respecter les prescriptions suivantes:

- Si les armatures ancrées et en continuité sont disposées dans un plan parallèle aux armatures transversales, la somme ΣA_{sL} des sections de toutes les armatures faisant l'objet du recouvrement doit être utilisée dans le calcul des armatures transversales.
- Si les armatures ancrées et en continuité sont disposées dans un plan perpendiculaire aux armatures transversales, la section des armatures transversales doit être calculée sur la base de la plus grande section A_{sL} des armatures longitudinales recouvertes.
- L'espacement s des armatures transversales (en millimètres) à placer dans la zone de recouvrement doit respecter : $s \leq \min \{h/4; 100\}$ mm ; h est la plus petite dimension de la section transversale.

La section requise A_{st} des armatures transversales dans la zone de recouvrement, soit des armatures longitudinales des poteaux, dont la jonction est faite au même endroit (comme défini dans l'Eurocode 2), soit des armatures longitudinales des éléments de rive des murs, peut être calculée:

$$A_{st} = s (d_{bl}/50)(f_{yld}/f_{ywd})$$

A_{st} , section d'une branche des armatures transversales ; d_{bl} , diamètre des armatures en recouvrement ; s , espacement des armatures transversales ; f_{yld} , valeur de calcul de la limite d'élasticité des armatures longitudinales ; f_{ywd} , valeur de calcul de la limite d'élasticité des armatures transversales.

10.14. Eléments sismiques secondaires.

Les éléments sismiques secondaires qui sont soumis à des déformations importantes dans la situation sismique de calcul doivent être dimensionnés et conçus en détail de manière à conserver leur capacité à supporter les charges gravitaires présentes dans la situation sismique de calcul lorsqu'ils sont soumis aux déformations maximales imposées. Ces déformations maximales dues à la situation sismique de calcul sont les déformations réelles élastoplastiques en situation sismique ($d_s = q_d d_e$) et elles doivent inclure l'effet P- Δ s'il est significatif. Ces déformations doivent être calculées à partir d'une analyse de

la structure pour la situation sismique de calcul, dans laquelle la contribution des éléments sismiques secondaires à la raideur latérale est négligée et les éléments sismiques primaires sont modélisés avec leur rigidité fissurée à la flexion et à l'effort tranchant.

Les éléments sismiques secondaires sont adéquats si les moments de flexion et les efforts tranchants calculés sur la base des déformations établies et de leur rigidité fissurée à la flexion et à l'effort tranchant ne dépassent pas leurs résistances de calcul à la flexion et à l'effort tranchant, soit M_{Rd} et V_{Rd} .

Ainsi, des poutres et colonnes secondaires doivent pouvoir résister aux sollicitations suivantes :

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + q \times M_{Ed,E}$$

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + q \times N_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + q \times V_{Ed,E} \quad \text{avec } q = 3, \text{ coefficient de comportement du bâtiment.}$$

Si les poutres et les colonnes ne sont pas suffisamment résistantes, il faut vérifier que leur ductilité en courbure μ_φ soit suffisante.

La valeur de la ductilité minimale en courbure est donnée par : $\mu_{\varphi, \text{demande}} = \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}}$

10.15. Effets locaux dus aux remplissages en maçonnerie ou en béton.

La vulnérabilité particulière des murs de remplissage des rez-de-chaussée conduit souvent à leur ruine prématurée, ce qui induit une irrégularité à ce niveau. Il convient de prendre des dispositions particulières pour éviter des conséquences catastrophiques. Figure 10.45.



Figure 10.45. La ruine des murs de remplissage du rez-de-chaussée induit une irrégularité en élévation qui peut conduire à un effondrement total du bâtiment.

A défaut de méthode plus précise, il y a lieu de considérer la hauteur totale des poteaux du rez-de-chaussée comme la longueur critique et de la confiner en conséquence.

Lorsque la hauteur des remplissages est inférieure à la hauteur libre des poteaux adjacents, il subsiste, au dessus du remplissage, un poteau court qui va nécessairement subir un cisaillement plus important que prévu.

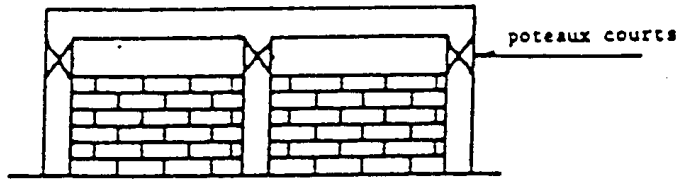


Figure 10.46. Situation où les remplissages créent un effet de poteau court.

Il convient de prendre les mesures suivantes :

- considérer la hauteur totale du poteau comme une zone critique et l'armer comme telle.
- calculer l'effet de la diminution de portée sur l'effort tranchant des poteaux, en fonction de la classe de ductilité et en considérant que la longueur libre l_{cl} du poteau est égale à la longueur de la partie du poteau qui n'est pas en contact avec le remplissage et que le moment $M_{i,d}$ à la section du poteau au sommet du mur de remplissage est égal à $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$, (avec $\gamma_{Rd} = 1,1$ pour DCM et 1,3 pour DCH, $M_{Rc,i}$ étant la valeur de calcul de la résistance à la flexion du poteau).
- placer les armatures transversales qui reprennent l'effort tranchant sur la longueur du poteau qui n'est pas en contact avec les remplissages, et de les prolonger dans la partie du poteau en contact avec ces remplissages sur une longueur h_c (dimension de la section du poteau dans le plan de remplissage) ;
- si la longueur du poteau qui n'est pas en contact avec le remplissage est inférieure à $1,5h_c$, il faut que l'effort tranchant soit repris par des armatures diagonales.

Lorsque les remplissages s'étendent sur toute la longueur libre des poteaux adjacents, et s'il n'y a de mur en maçonnerie que d'un côté du poteau (ceci est par exemple le cas pour tous les poteaux d'angle), il convient alors de considérer la hauteur totale du poteau comme une zone critique et de l'armer avec le nombre et le type de cadres requis pour les zones critiques.

Il convient de vérifier la longueur l_c des poteaux sur lesquels l'effort dû à la bielle diagonale du remplissage s'applique vis-à-vis de la plus petite des deux valeurs d'effort tranchant suivantes :

- (a) la composante horizontale de l'effort de bielle dans le remplissage, supposée égale à la résistance à l'effort tranchant horizontal du panneau, estimée sur la base de la résistance à l'effort tranchant des joints horizontaux ;
- (b) l'effort tranchant calculé comme dans un portique suivant la classe de ductilité et en supposant que la sur-résistance en flexion du poteau $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rc,i}$ se développe aux deux extrémités de la longueur de contact l_c . Il convient de supposer que la longueur de contact est égale à la largeur verticale totale de la bielle diagonale du remplissage. A moins d'effectuer une estimation plus précise de cette largeur, en

tenant compte des propriétés élastiques et de la géométrie du remplissage et du poteau, la largeur de bielle peut être supposée être une fraction fixe de la longueur de la diagonale du panneau. Le modèle qui permet d'établir l'effort de bielle est décrit en 6.6 « Modélisation des remplissages en maçonnerie ».

10.16.Planchers dalles.

La seule clause de l'Eurocode 8 où on parle des planchers dalle est cl 5.1.1(2)P "Les bâtiments avec ossatures à planchers dalles utilisées comme éléments sismiques primaires conformément à 4.2.2 ne sont pas entièrement couverts par le chapitre 5 Règles pour les bâtiments en béton". Donc s'ils font partie du système primaire, on peut utiliser des planchers dalles seulement avec $q \leq 1,5$ et seulement en zone faiblement sismique.

On peut utiliser des planchers dalle avec $q > 1,5$ et en toute zone sismique s'ils font partie du système secondaire, ce qui implique cl 4.2.2(1)P:

- que les planchers dalles ne peuvent pas faire partie du système résistant aux actions sismiques du bâtiment;
- que "les planchers dalles et leurs liaisons doivent être conçus et étudiés dans le détail de manière à maintenir l'appui des charges gravitaires lorsqu'ils sont soumis aux déplacements causés par la condition sismique de calcul la plus défavorable".

Concrètement ils doivent être capables:

- ou bien de suivre le mouvement en travaillant dans le domaine élastique (c'est-à-dire réaliser Résistance > sollicitations, dans la situation déformée de l'ELU, pour laquelle $d_s = qd_e$;
- ou bien de suivre le mouvement en travaillant rentrant dans le domaine plastique, c'est à dire accepter que le calcul indique Résistance < Sollicitations (calculées dans une situation déformée de l'ELU, pour laquelle $d_s = qd_e$).

Il faut alors réaliser une ductilité :

- soit > au rapport (Résistance/Sollicitations) calculé dans la déformée de l'ELU ;
- soit > à la ductilité prescrite par EC8- 5.2.3.4(3) soit :

$$\mu_\phi = 2q_0 - 1 \quad \text{si } T_1 \geq T_C$$

$$\mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1)T_C/T_1 \quad \text{si } T_1 < T_C$$

T_1 : période fondamentale du bâtiment

T_C : période du coin C du spectre EC8

Mais la difficulté est de faire ce genre de vérification et de mettre en oeuvre des mesures constructives, car il n'y a pas de règles ou de théorie pour assurer la ductilité d'un plancher dalle.

Le principe pour réaliser la ductilité est connu. C'est une question de:

- pourcentage d'armatures longitudinales, qui ne doit pas dépasser une valeur qu'on peut établir;

- confinement par des armatures transversales; il faut, autour de chaque voile, confiner le béton de la dalle par des épingles reliant les 2 nappes d'armature dans une zone de potentielles "charnières plastiques". On dispose donc des armatures de poinçonnement même si le calcul ne l'impose pas.

10 .17 Diaphragmes en béton.

Une dalle de béton armé rigide peut servir de diaphragme. Son épaisseur minimale est de 70 mm. Elle doit être armée dans les deux directions horizontales avec les armatures minimales du cas statique.

Une chape coulée en place sur un système de plancher ou de terrasse préfabriqué peut être considérée comme un diaphragme si :

- elle satisfait aux indications ci-dessus
- elle est conçue pour fournir seule la rigidité et la résistance requises pour le diaphragme
- elle est coulée sur un substrat propre et rugueux ou reliée à ce dernier par des connecteurs.

Le calcul sismique doit comprendre la vérification des diaphragmes en béton armé à l'état limite ultime dans les structures de la classe DCH possédant les caractéristiques suivantes :

- formes irrégulières ou complexes en plan avec entailles ou excroissances
- ouvertures grandes ou irrégulières dans le diaphragme
- distribution irrégulière des masses et/ou des rigidités (comme par exemple dans le cas d'excroissances ou de retraits)
- sous-sol avec murs périphériques partiels ou murs dans une partie seulement du rez-de-chaussée.

Les effets des actions dans les diaphragmes en béton armé peuvent être estimés en modélisant ces derniers par des poutres de grande hauteur, des treillis plans ou dans un modèle bielles/tirants, sur appuis élastiques.

Dans le cas de systèmes à noyaux ou à murs de la classe DCH, il y a lieu de vérifier la transmission des forces horizontales des diaphragmes aux noyaux ou aux murs. Pour cela, les dispositions suivantes s'appliquent :

- pour limiter la fissuration, il convient de limiter la valeur de calcul de la contrainte de cisaillement à $1,5 f_{ctd}$ aux interfaces entre les diaphragmes et les noyaux ou les murs
- il convient d'assurer la résistance vis-à-vis de la rupture par glissement dû au cisaillement en supposant l'inclinaison des bielles égale à 45°
- Il y a lieu de prévoir des armatures complémentaires pour assurer la résistance au cisaillement des interfaces entre les diaphragmes et les noyaux ou les murs ; l'ancrage de ces barres respecte les dispositions requises.

10.18. Joints de reprise.

Les joints de reprise sont des points faibles. On peut en tenir compte par le calcul - Eurocode 2, EN1992-1:2004, cl 6.2.5 - mais aussi en les plaçant en dehors des zones des forts moments de flexion et efforts tranchants, en particulier en dehors des rotules plastiques potentielles. Cette recommandation constitue une modification importante par rapport à la pratique habituelle. En outre, il convient que la surface de reprise soit rendue rugueuse et propre.

10.19. Structures préfabriquées en béton.

10.19.1 Introduction.

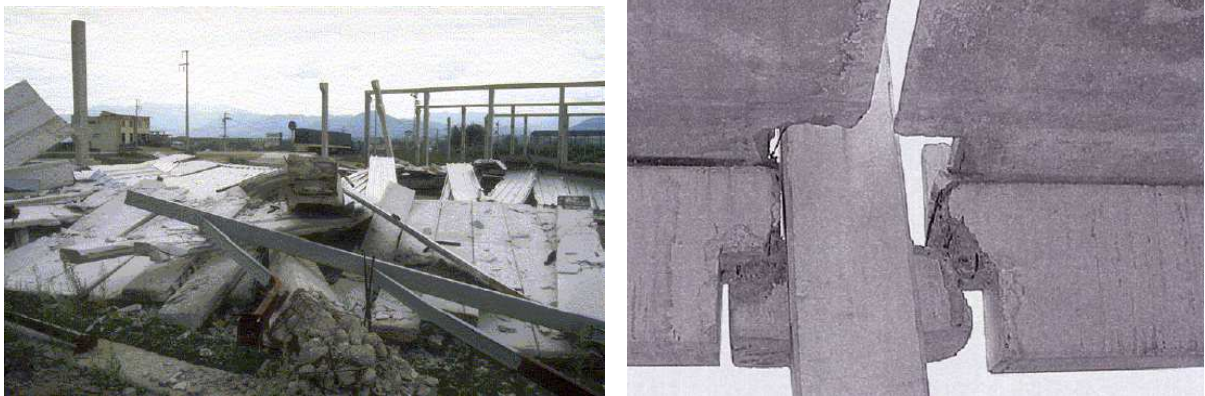


Figure 10.47. Effondrement d'ossature préfabriquée. Les assemblages doivent empêcher la séparation des éléments.

Les constructions préfabriquées en béton sont constituées d'éléments industrialisés et d'assemblages. Alors que les éléments eux-mêmes sont souvent de qualité supérieure à leurs équivalents coulés sur place, il n'en est pas toujours de même pour les assemblages. Ceux-ci doivent être conçus pour empêcher un effondrement de type « château de cartes » -Figure 10.47. On notera aussi que, dans les halles avec des systèmes poteaux – poutres, des sollicitations additionnelles des assemblages, non révélées par une analyse supposant la structure continue, peuvent exister. Elles résultent des mouvements différentiels des poteaux, eux-mêmes expliqués :

- par des degrés d'encastrement différents entre les différents poteaux (différence de nature du sol, de compaction)
- par des différences de mouvement sismique entre support ponctuels.

Une poutre est donc soumise à un effort axial, que ses fixations doivent être capables de transmettre sans se rompre, ce qui exige un assemblage assez résistant et ductile, ainsi que des armatures convenables du béton autour de la fixation- Figure 10.48.

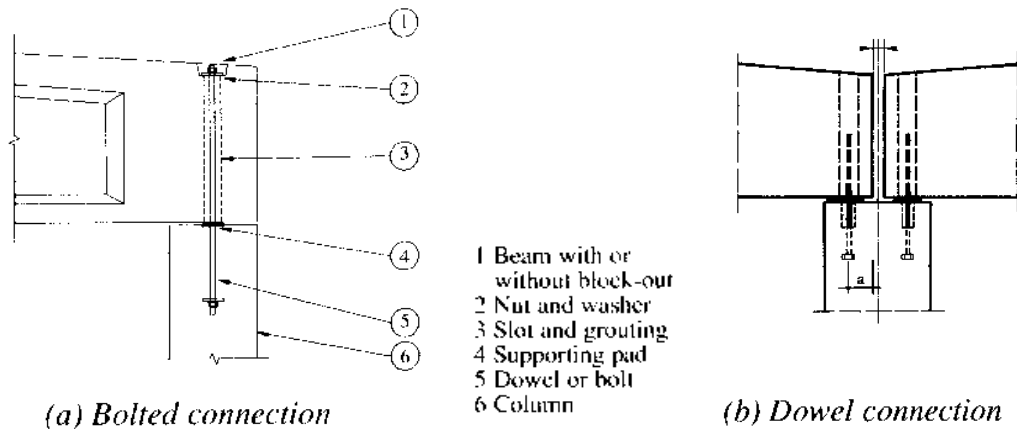


Figure 10.48. Assemblage poteau-poutre « articulation ». L'assemblage boulonné assure un meilleur chaînage.

10.19.2 Généralités sur le projet d'ossature préfabriquée en béton.

Toutes les dispositions des structures non préfabriquées s'appliquent aussi aux constructions préfabriquées, y compris les mesures contre les incertitudes relatives à la résistance et à la ductilité. Les explications additionnelles données ici portent surtout sur les structures faites de panneaux muraux (structures de refends croisés).

On distingue par leur fonctionnement structural les systèmes préfabriqués :

- qui satisfont toutes les règles des structures en béton coulé sur place ;
- combinés avec des poteaux ou des murs coulés en place afin de satisfaire à toutes les règles;
- qui s'écartent des règles des structures en béton coulé sur place et nécessitent des critères de dimensionnement complémentaires.

Les éléments non structuraux préfabriqués peuvent être complètement découplés de la structure ou entraver la déformation des éléments de la structure.

Divers types d'assemblages existent, ils sont fonction de leur position par rapport aux zones dissipatives ou critiques:

- assemblages en dehors des zones critiques, qui ne contribuent pas à la capacité de dissipation d'énergie de la structure - Figure 10.49a;
- assemblages situés dans les zones critiques, mais surdimensionnés pour rester élastiques en situation sismique de calcul ; les réponses inélastiques se produisent ailleurs dans les zones critiques- Figure 10.49 b ;
- assemblages situés dans les zones critiques et conçus pour être dissipatifs - Figure 10.49 c et d .

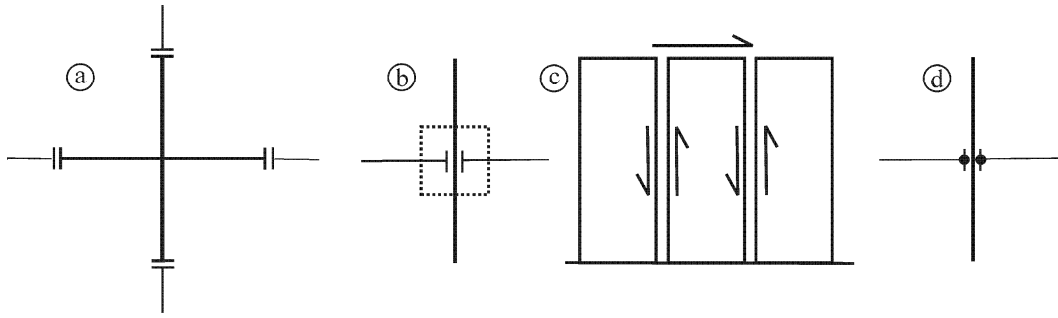


Figure 10.49. a) assemblages situés en dehors des zones critiques, b) assemblages surdimensionnés, les rotules plastiques sont en de hors des assemblages, c) assemblages ductiles à l'effort tranchant, entre panneaux de grandes dimensions, situés à l'intérieur des zones critiques (par exemple au rez-de-chaussée) ; d) assemblages ductiles de continuité situés à l'intérieur des zones critiques des ossatures.

Les trois classes de ductilité DCL, DCM et DCH peuvent être réalisées. Il est recommandé d'utiliser la classe DCL uniquement dans les cas de faible sismicité. Pour les systèmes de panneaux, la classe DCM est recommandée. Il convient que tous les éléments verticaux se prolongent jusqu'au niveau des fondations, sans interruption.

10.19.3 Critères de dimensionnement.

Résistance locale

L'endommagement dû aux déformations cycliques post-élastiques est normalement couvert par les coefficients partiels des matériaux acier et béton. On peut réduire la résistance de calcul des assemblages préfabriqués soumis à un chargement monotone pour effectuer les vérifications dans la situation sismique de calcul.

Dissipation de l'énergie

Dans les structures préfabriquées en béton, la dissipation de l'énergie peut provenir :

- des rotations plastiques dans les zones critiques;
- du cisaillement plastique le long des joints, si les deux conditions suivantes sont satisfaites :
 - la rigidité des joints ne se détériore pas sensiblement pendant l'action sismique ;
 - des dispositions appropriées empêchent les instabilités possibles.

La capacité de dissipation de l'énergie par cisaillement peut être plus particulièrement prise en considération dans le cas des systèmes de murs préfabriqués – Figure 10.49 c -, en tenant compte, lors du choix du coefficient de comportement q , de la valeur du coefficient local μ_s de ductilité vis-à-vis du glissement.

Coefficients de comportement

Les valeurs du coefficient de comportement q_p sont, sauf études particulières autorisant d'autres

valeurs, déterminées par l'expression suivante : $q_p = k_p \cdot q$

$q = q_0 k_w$ est le coefficient de comportement défini en 10.4. k_p est un coefficient de réduction dépendant de la capacité de dissipation d'énergie des structures préfabriquées, dont les valeurs recommandées sont : $k_p = 1,0$ pour les structures dont les assemblages respectent les conditions données plus loin et $k_p = 0,5$ dans le cas contraire. En classe DCL : $q_p \leq 1,5$

Phases d'exécution

Pendant l'exécution d'une structure prévue sans contreventement provisoire, il n'est pas nécessaire de prendre en compte l'action sismique, sauf si l'effondrement de certaines parties de la structure comporte des risques importants pour les vies humaines. Dans ce cas, on dimensionne des contreventements provisoires, éventuellement pour une action sismique réduite (la valeur recommandée est 30 % de l'action de calcul).

Assemblages situés hors des zones critiques

On les situe à une distance de la limite de la zone critique la plus proche au moins égale à la plus grande dimension de la section de l'élément. On les dimensionne pour :

- a) un effort tranchant déterminé par un dimensionnement en capacité ; on tient compte de la sur-résistance due à l'écroutissage de l'acier par un coefficient $\gamma_{Rd} = 1,1$ en DCM et $\gamma_{Rd} = 1,2$ en DCH ;
- b) un moment fléchissant au moins égal au moment sollicitant résultant de l'analyse et à $0,5 \gamma_{Rd} M_{Rd}$, où M_{Rd} est le moment résistant de la section d'extrémité de la zone critique la plus proche.

Assemblages situés dans les zones critiques mais surdimensionnés

On les dimensionne sur la base du dimensionnement en capacité, en prenant en compte les sur-résistances à la flexion aux sections d'extrémité des zones critiques égales à $\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}$, avec $\gamma_{Rd} = 1,20$ en DCM et $\gamma_{Rd} = 1,35$ en DCH. Pour éviter de donner à la zone critique une sur-résistance additionnelle, on interrompt les armatures les plus longues des assemblages surdimensionnés avant les sections d'extrémité de la zone critique. Les armatures de la zone critique sont entièrement ancrées en dehors des assemblages surdimensionnés.

Assemblages dissipatifs

Ce type d'assemblage doit :

- soit respecter les critères de ductilité locale définis en 10.5.2

- soit validé par des essais cycliques inélastiques qui démontrent que l'assemblage présente une déformation cyclique stable et une capacité de dissipation d'énergie au moins égale à celle d'un assemblage monolithique de même résistance et conforme aux dispositions de ductilité locale. De tels essais sont réalisés sur des échantillons représentatifs en respectant un historique de cycles approprié en déplacement, y compris au moins trois cycles complets à l'amplitude correspondant à q_p .

Evaluation de la résistance des assemblages

On calcule la résistance des assemblages entre éléments préfabriqués conformément aux Eurocodes 2, 3 et 4. Si l'assemblage ne correspond pas à des règles disponibles, une étude expérimentale est nécessaire.

Lors de l'évaluation de la résistance d'un assemblage vis-à-vis du glissement par cisaillement, on néglige la résistance au frottement sous des contraintes de compression extérieures, mais on peut compter sur les contraintes internes dues à l'effet de couture des armatures traversant l'assemblage. La soudure des armatures dans les assemblages dissipatifs peut être prise en compte dans l'analyse structurale lorsque les conditions suivantes sont respectées :

- seuls des aciers soudables sont utilisés ;
- les matériaux, les techniques et la main d'œuvre employés pour le soudage permettent d'assurer qu'il n'y aura pas de perte de ductilité locale supérieure à 10 % de la ductilité qui serait obtenue si les assemblages étaient réalisés par d'autres moyens que la soudure.

Il est demandé de prouver de façon analytique ou expérimentale que des profilés ou armatures utilisés pour assembler les éléments en béton et contribuant à la résistance aux séismes résistent à des chargements cycliques pour le niveau de ductilité souhaité.

Poutres

Les poutres préfabriquées sur appuis simples doivent être structurellement reliées à des poteaux ou des murs. La liaison doit assurer la transmission des forces horizontales dans la situation sismique de calcul sans prendre en compte de résistance par frottement. Il faut être attentif au respect des tolérances et surlongueurs requises aux appuis vis-à-vis des déplacements prévisibles des éléments porteurs.

Poteaux

Les assemblages poteau sur poteau à l'intérieur des zones critiques ne sont pas autorisés en classe DCH. Pour les systèmes à ossature préfabriqués avec assemblages poteaux-poutres articulés, l'assemblage éventuel en base respectera les impositions des assemblages situés dans les zones critiques mais surdimensionnés

Murs en panneaux préfabriqués de grandes dimensions

On applique l'Eurocode 2 Chapitre 10, avec les modifications suivantes :

Le pourcentage minimal total d'armatures verticales se rapporte à l'aire réelle de la section de béton et il y a lieu de tenir compte des barres verticales de l'âme et des éléments de rive.

Une armature en treillis dans un lit unique n'est pas autorisée.

Il convient de prévoir un confinement minimal du béton à proximité des bords de chaque panneau préfabriqué, comme pour les poteaux, avec une section carrée de côté b_w , où b_w est l'épaisseur du panneau.

La partie du panneau située entre un joint vertical et une ouverture placée à moins de $2,5 b_w$ du joint sera dimensionnée comme les zones similaires de murs.

Concernant les joints verticaux entre panneaux, on veille à réaliser des joints verticaux rugueux ou crantés afin d'éviter la dégradation de la résistance des assemblages – Figure 10.50. De même pour les joints horizontaux soumis à flexion et qui sont partiellement comprimés et partiellement tendus.

Par contre, les joints horizontaux comprimés sur toute leur longueur peuvent être réalisés sans crantage.

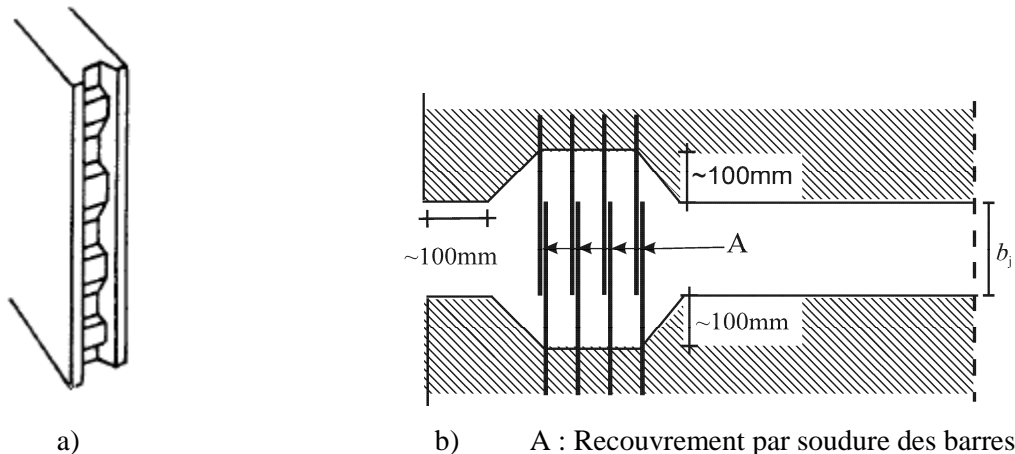


Figure 10.50.a) Joint vertical cranté. b) Transfert d'effort par soudure.

Les règles complémentaires suivantes s'appliquent à la vérification des assemblages horizontaux des murs constitués de panneaux préfabriqués de grandes dimensions :

- a) la force de traction totale produite par l'effort normal doit être reprise par des armatures verticales bien ancrées dans le béton des panneaux inférieur et supérieur. On assure de préférence le transfert d'effort entre barres dans des réservations prévues à cet effet et qu'on bétonne sur place ; on peut éventuellement assembler les barres par soudure - Figure 10.50 b.
- b) dans les assemblages horizontaux partiellement comprimés et partiellement tendus dans la situation sismique, on vérifie que la résistance à l'effort tranchant est assurée en ne comptant que sur

la seule partie comprimée ; on remplace la valeur de l'effort normal N_{Ed} par la valeur de la force de compression totale F_c sollicitant la surface comprimée.

Règles complémentaires pour la ductilité locale le long des assemblages verticaux entre panneaux de grandes dimensions.

Armatures à travers les assemblages :

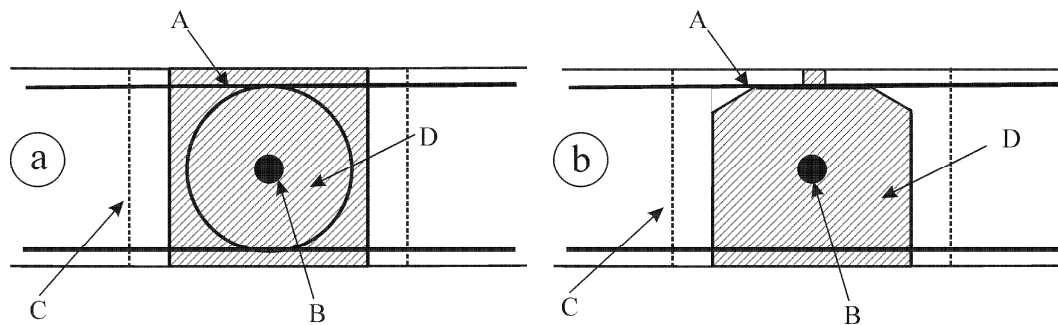
- minimum 0,10 % dans les assemblages totalement comprimés et 0,25 % dans les assemblages partiellement comprimés et partiellement tendus ;
- pour éviter une brusque perte de rigidité au delà du sommet du diagramme de la loi de comportement, on limite le pourcentage d'armatures à 2 %.

Ce type d'armatures est réparti tout le long de l'assemblage. En DCM, ces armatures peuvent être concentrées dans trois bandes, au sommet, au milieu et à la base du panneau.

La continuité des armatures entre panneaux doit être assurée ; dans les assemblages verticaux, on peut configurer les armatures en boucle, avec une armature verticale « charnière » dans le mortier de remplissage du joint, avec un pourcentage ρ_c , dont la valeur recommandée est $\rho_{c,min} = 1\%$.

Dans le cas de joints accessibles par une face libre, on peut réaliser la continuité par soudage – Figure 10.51.

En raison de la capacité de dissipation d'énergie le long des assemblages verticaux entre panneaux de grandes dimensions et, partiellement, le long des assemblages horizontaux, les murs réalisés avec ce type de panneaux préfabriqués ne sont pas soumis aux dispositions de relatives au confinement des éléments de rive.



A : armatures traversant l'assemblage

B : armatures longitudinales de l'assemblage

C : face crantée

D : mortier de remplissage entre panneaux

Figure 10.51. Section transversales dans les assemblages verticaux entre panneaux préfabriqués de grandes dimensions a) assemblage à deux faces libres b) assemblage à une face libre.

10.20. Quelques éléments particuliers de conception.

Option architecturale limitant la demande de ductilité locale.

Il est parfois possible d'éviter l'exécution d'éléments de construction fortement armés par des choix architecturaux judicieux. On a vu que pour obtenir l'inertie flexionnelle d'un seul grand mur, on peut être amené à réaliser deux murs couplés par des poutres fortement armées. On peut atteindre le même résultat sans complication d'armature en alternant les ouvertures au lieu de les aligner. Figure 10.52. Cette solution élimine en fait les concentrations de contraintes.

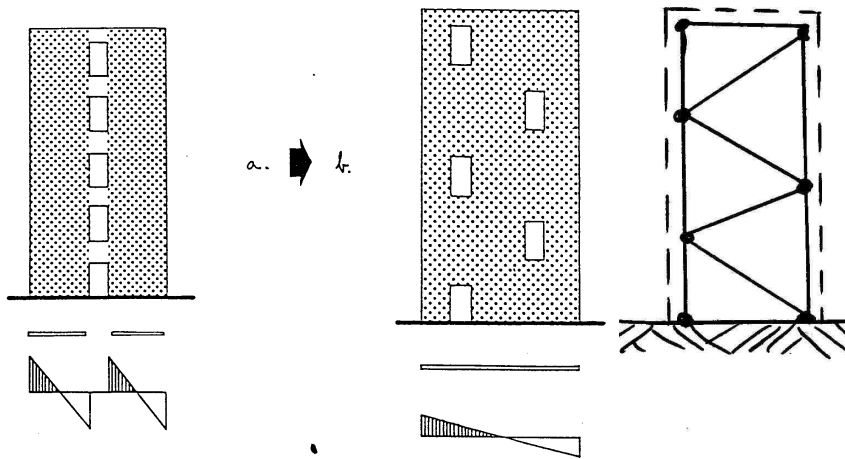


Figure 10.52. La conception b évite les poutres de couplage ; elle peut être vérifiée dans un modèle bielles - tirants.

Zones dissipatives provoquées.

Plutôt que de respecter partout dans la structure des conditions parfois très exigeantes, il peut être judicieux de prévoir des zones affaiblies en rigidité, mais renforcées en ductilité- Figure 10.53. Cette option peut être la plus économique dans des structures en éléments préfabriqués, où il est souvent difficile de réaliser des assemblages ductiles.

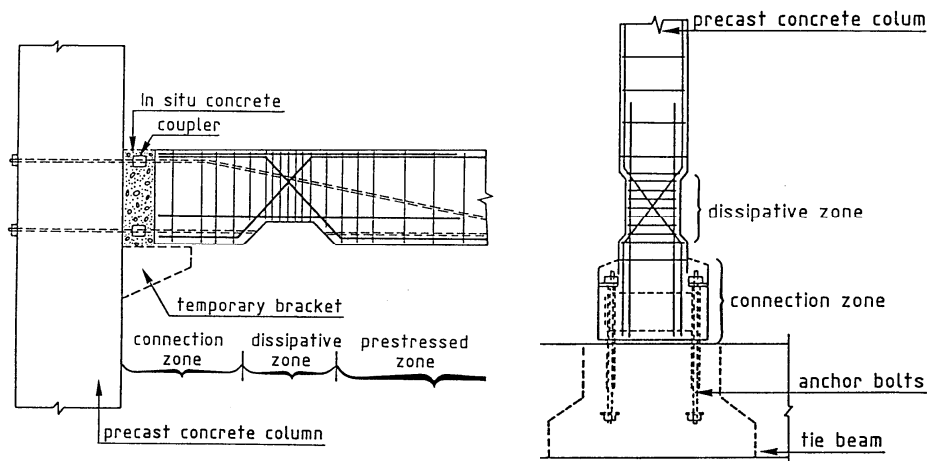


Figure 10.53. Zone dissipative provoquée. A gauche en bout de poutre. A droite en pied de poteau.