

Constructions parasismiques en acier

Contexte de l'Eurocode 8

par **André PLUMIER**
Professeur à l'université de Liège

1. Ossatures dissipatives et non dissipatives	C 2 559 – 2
2. Dimensionnement en capacité	— 7
3. Ossatures en portique	— 9
4. Ossatures avec triangulations à barres centrées	— 15
5. Ossatures à triangulation à barres excentrées	— 20
6. Conception générale des bâtiments parasismiques à ossature acier	— 24
Pour en savoir plus	Doc. C 2 559

Les aciers de construction répondant aux normes sont ductiles et cette caractéristique fait a priori des profilés, plats et tôles, d'excellents produits pour réaliser des constructions stables en zone sismique, car ces produits en acier permettent de réaliser une dissipation d'énergie élevée et, ce, dans plusieurs schémas de déformation.

Les observations effectuées après des tremblements de terre majeurs confirment généralement le caractère parasismique efficace des constructions métalliques, mais des exceptions existent. Ainsi, le séisme de Northridge (USA), en 1994, et celui de Kobe (Japon), en 1995, ont conduit à des fissurations locales nombreuses dans certains bâtiments. Le caractère métallique d'une construction n'est donc pas nécessairement synonyme de qualité parasismique et, seules, des options réfléchies permettent d'assurer le comportement global ductile recherché.

Le projet de construction devra favoriser la formation de zones dissipatives saines où se développent des déformations locales ductiles, lesquelles devront se produire à des endroits choisis. Ceci sera réalisé par le respect de règles particulières relatives aux matériaux, aux éléments et aux assemblages, ainsi que par l'application de critères de hiérarchie découlant tous du concept général de « dimensionnement en capacité » spécifiques à chaque type d'ossature.

Ces règles et critères, dont le développement est récent, n'étaient pas inscrits dans la première version des règles PS92. On les présente ici dans le contexte de la formulation retenue dans l'Eurocode 8, code parasismique en vigueur dans toute l'Europe en 2011. Le choix a été fait de garder dans le texte qui suit les symboles utilisés dans la version française de l'Eurocode 8, qui comprennent parfois des indices en terminologie anglaise.

L'aspect des charpentes mixtes acier-béton est abordé dans le [C 2 569].

1. Ossatures dissipatives et non dissipatives

1.1 Options de principe en projet parasismique

1.1.1 Concept général

Il existe deux approches dans le dimensionnement d'ossatures devant résister aux tremblements de terre. Il s'agit de concevoir des structures soit :

- dont les sections sont très grosses et où ne se développent que des contraintes élastiques ;
- dont les sections des barres sont plus petites, de sorte qu'elles permettent de former des zones plastiques nombreuses.

■ Une structure correspondant à la **première option** est plus lourde. Il se peut qu'elle n'offre pas la marge de sécurité permettant de subir avec succès une action sismique plus élevée que prévu. Dans ce cas, son comportement global apparaît « fragile ». Il correspond, par exemple, à la figure 1a.

■ Dans une structure conçue selon la **seconde option**, des parties volontairement choisies de la structure sont conçues pour leur capacité de déformation plastique cyclique et l'ossature entière est proportionnée de manière telle que, seules, les zones locales prévues se déforment plastiquement. Le comportement est alors ductile et correspond à la figure 1b. La structure dissipe ainsi de façon permanente une énergie représentée par l'aire sous la courbe $V-d$. Pour cette raison, on distingue ces deux concepts de projet par les termes « dissipatif » et « non-dissipatif ».

■ Un **comportement ductile**, qui implique des capacités de déformation plastique, est intéressant pour résister aux séismes, car en raison des incertitudes sur la connaissance du niveau réel de l'action sismique future, d'une part, et de l'imprécision des analyses de la réponse des ossatures sous séismes, d'autre part, il arrive que l'action sismique et/ou ses effets soient plus grands que prévus. Cette sur-sollicitation est facilement absorbée par un peu plus de dissipation d'énergie dans des mécanismes plastiques, alors que les éléments de la structure seraient incapables de fournir un supplément de résistance élastique.

De plus, la réduction du cisaillement en base ($V_{réduit} < V_{élastique}$) entraîne la même réduction des sollicitations appliquées à la fondation, ce qui conduit à une réduction du coût des infrastructures (cf. figure 1).

En raison de la ductilité du matériau acier et des nombreux mécanismes plastiques possibles dans les éléments de structure ou les assemblages faits de ce matériau, les constructions métalliques permettent la dissipation d'énergie dans des mécanismes de déformation plastique.

1.1.2 Classes de ductilité

Pour obtenir une structure capable de subir sans s'effondrer les déformations engendrées par l'action sismique, le concepteur a le choix entre des ossatures où :

- les déformations sont élastiques ;
- des déformations plastiques limitées ont lieu dans des zones plastiques peu nombreuses ;
- des déformations plastiques plus importantes ont lieu dans des zones plastiques nombreuses.

■ On montre à la figure 2 ce qui différencie ces choix, en termes de **comportement global d'ossature** exprimé par leur résistance au cisaillement horizontal global V_{Ed} en fonction du déplacement horizontal d en tête du bâtiment (les études montrent que, en première approche, d est indépendant du choix effectué).

■ La figure 2 permet de comprendre la signification du **coefficient de comportement** q utilisé dans l'Eurocode 8 EN 1998-1:2004 (cf. [2]) pour différencier les 3 types de projet définis plus haut. Dans ce code, qui sera applicable dans toute l'Europe en 2011, ce coefficient intervient comme diviseur de l'action sismique de calcul de référence et est d'autant plus élevé que la structure est plus dissipative et q est égal à :

$$q = V_{\text{réponse élastique}} / V_{\text{réduit}}$$

On trouve dans [3] et [4] une explication détaillée de la définition de q et le tableau 1 indique la gamme des valeurs de q retenue dans l'Eurocode 8 pour les 3 classes de ductilité DCL, DCM et DCH.

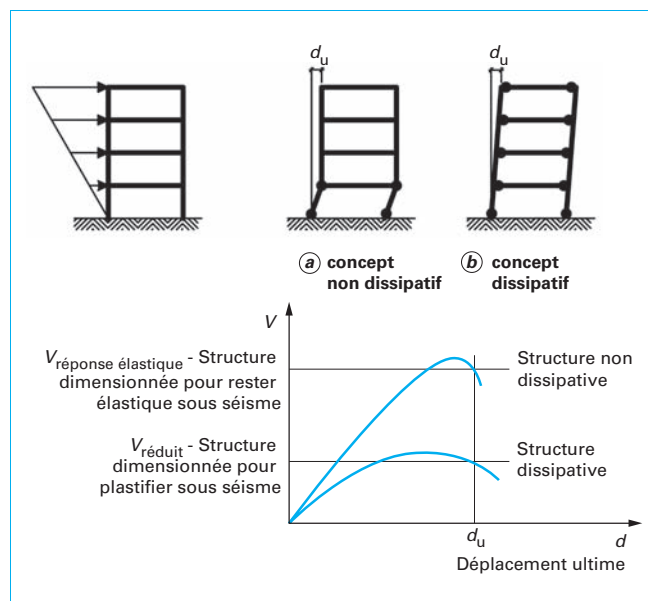


Figure 1 – Exemple de comportements globaux de structure dissipative et non dissipative. La structure non dissipative s'effondre dans un mécanisme n'impliquant qu'un seul étage (d'après [9])

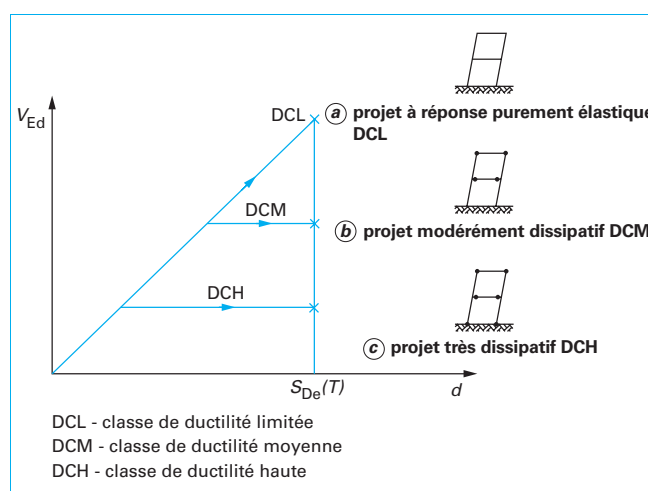


Figure 2 – Comportement d'ossatures de même période T soumises à poussée progressive jusqu'au déplacement de projet $S_{De}(T)$ (d'après [3])

Tableau 1 – Principes de dimensionnement, classes de ductilité des structures et limites supérieures des valeurs des coefficients de comportement q

Principe de dimensionnement	Classe de ductilité de la structure	Intervalle des valeurs de référence du coefficient de comportement q
Comportement de structure faiblement dissipatif	DCL (limitée)	$q \leq 1,5 - 2$
Comportement de structure dissipatif	DCM (moyenne)	$q \leq 4$ Également limité par type d'ossature
	DCH (haute)	$q > 4$ Uniquement limité par type d'ossature

Pour un type d'ossature donné, une classe de ductilité se distingue par la valeur du coefficient de comportement q qui lui est associé et par des exigences fonction de cette classe, d'autant plus élevées que q est grand.

■ Pour réaliser des valeurs élevées de q , il faut créer les conditions de formation de zones dissipatives nombreuses et fiables, car la stabilité de la structure demande que :

- les déformations plastiques locales restent limitées, car il y a une limite à la capacité de déformation qu'un élément structural peut offrir tout en gardant une résistance quasi constante. Ainsi, la rotation plastique θ_p , offerte par un profil acier de classe A, est de l'ordre de 50 mrad (θ_p est défini au § 3.1.1) ;
- les zones dissipatives soient nombreuses, pour éviter les exigences de déformation plastiques locales trop élevées résultant de la concentration des déformations de la structure en peu de points ;
- le travail de déformation plastique ait lieu dans des zones de la structure prévues à cette fin, en position et en capacité, car il n'est pas possible de donner à toutes les zones de la structure des caractéristiques idéales de déformation plastique ;
- ces zones dissipatives correspondent à un mécanisme de ruine globale et non à un mécanisme de ruine partiel.

1.2 Mécanismes plastiques globaux et coefficients de comportement

1.2.1 Relation entre type d'ossature et coefficient de comportement q

Les valeurs de q associées à un type donné d'ossature reflètent sa capacité à former des zones dissipatives nombreuses. Ainsi, on voit à la figure 3 que :

- une maille d'ossature en portique peut former 4 rotules plastiques : $q \geq 4$ (cf. figure 3a) ;
- une maille triangulée ne comporte qu'une diagonale en traction plastique : $q \leq 4$ (cf. figure 3b) ;
- la stabilité d'un contreventement en K est liée à celle d'une diagonale comprimée, dont le comportement ne peut être ductile : $q = q_{\min} = 1,5$ (cf. figure 3c).

Pour un type structural donné, le nombre de zones plastiques potentielles est fonction de la redondance ou degré d'hyperstaticité du type structural. La valeur de q est fonction de cette redondance par le biais du paramètre de redistribution plastique.

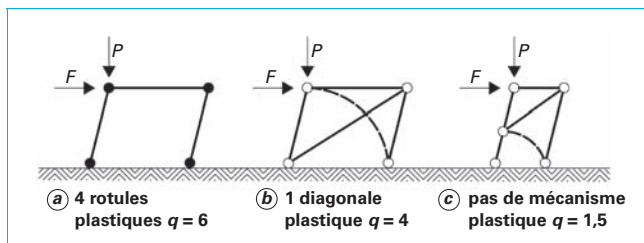


Figure 3 – Coefficient de comportement q . Reflète le potentiel de dissipation d'énergie de chaque type structural (d'après [9])

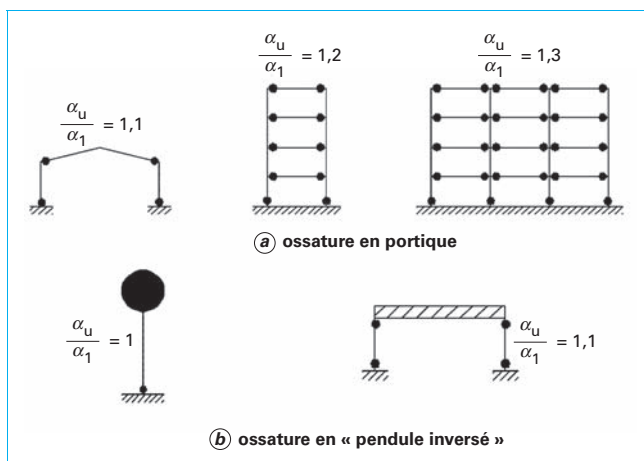


Figure 4 – Ossatures en portique et en « pendule inversé » (d'après NF EN 1998-1:2005)

avec α_u / α_1

α_1 multiplicateur de l'action sismique horizontale de calcul pour lequel on atteint la résistance plastique d'un élément structural,

α_u multiplicateur pour lequel un mécanisme global plastique est formé.

On peut établir α_u / α_1 par une analyse en poussée progressive, mais des valeurs par défaut sont données dans l'Eurocode 8. On les mentionne aux figures 4, 7 et 8.

1.2.2 Valeurs de q

Les valeurs maximales de q à utiliser dans des projets se référant à l'Eurocode 8 sont présentées au tableau 2. Elles dépendent du type structural, de la classe de ductilité DC choisie et de α_u / α_1 , et correspondent aux mécanismes plastiques globaux présentés aux figures 3, 4, 5, 6 et 7. Il importe d'être conscient de ces mécanismes, qui sont les objectifs du projet, car les 3 conditions pour concevoir correctement une structure dissipative sont :

- définir le mécanisme global plastique visé comme objectif et ses zones dissipatives ;
- assurer que les zones dissipatives seront fiables ;
- éviter les déformations plastiques, les ruines fragiles, les instabilités ailleurs dans la structure.

Il est donc possible de concevoir des structures parasismiques de chacun des types structuraux indiqués au tableau 2. Chacun possède des spécificités qu'il faut aussi connaître et considérer.

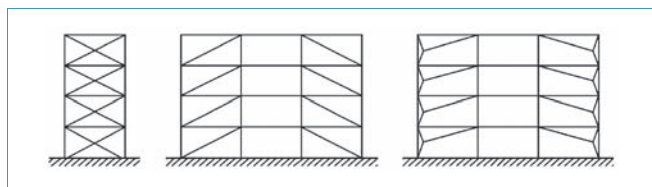


Figure 5 – Ossatures à triangulation diagonale en X et en X découplée (d'après NF EN 1998-1:2005)

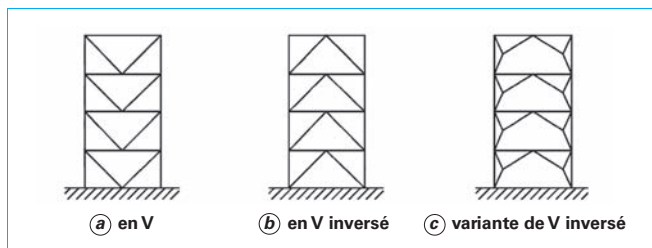


Figure 6 – Ossatures à triangulation en V (d'après NF EN 1998-1:2005)

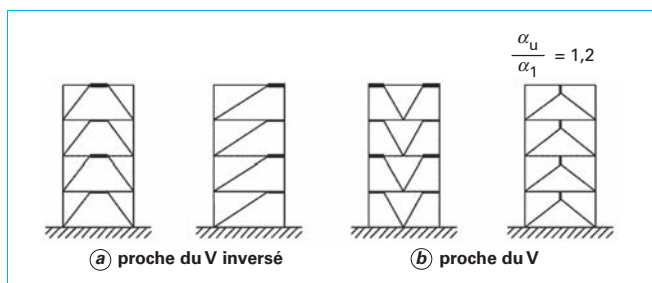


Figure 7 – Ossatures avec triangulation à barres excentrées (d'après NF EN 1998-1:2005)

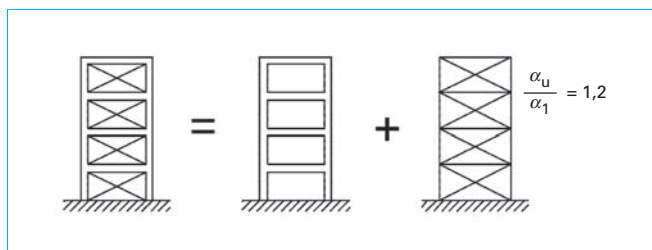


Figure 8 – Ossatures en portique, combinées avec des triangulations centrées (d'après [3])

1.2.3 Ossatures en portique

Les ossatures en portique sont des structures dans lesquelles la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des barres (cf. figure 4). Comme des rotules plastiques sont des mécanismes locaux très dissipatifs et stables, en particulier dans les poutres parce que l'effort axial y est faible, des ossatures en portique bien proportionnées pour développer un nombre élevé de rotules plastiques dans les poutres ou dans les assemblages peuvent être très dissipatives. Leur coefficient de comportement q est alors de l'ordre de 5 à 6.

Les structures en portique sont, par nature, assez souples, de sorte que les limitations de déformation sous séisme « de service » et la prise en compte de l'effet $P-\Delta$ à l'ELU font souvent la décision dans le dimensionnement des barres.

Tableau 2 – Coefficients de comportement q (valeurs maximales)

Type d'ossature	Classe de ductilité		
	DCL	DCM	DCH
Portique autostable	1,5*	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Ossature à triangulation centrée en X	1,5*	4	4
Ossature à triangulation centrée en V	1,5*	2	2,5
Ossature à triangulation excentrée	1,5*	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Pendule inversé	1,5*	2	$2\alpha_u/\alpha_1$
Portique autostable avec triangulation centrée en X	1,5*	4	$4\alpha_u/\alpha_1$
Portique autostable avec remplissages en béton, ou maçonnerie en contact avec l'ossature, mais non connectés	1,5*	2	2
Portique autostable avec remplissages isolés de l'ossature		4	$5\alpha_u/\alpha_1$

* l'annexe nationale peut autoriser $q = 2$ en classe DCL. En France, $q = 2$ est accepté si des justifications appropriées sont fournies (d'après la norme NF EN 1998-1/NA).

Des ossatures en portique dans lesquelles 50 %, ou plus, de la masse est située dans le tiers supérieur de la hauteur de la structure ou dans lesquelles l'essentiel de la dissipation de l'énergie a lieu à la base d'un élément unique du bâtiment sont dénommées « ossatures en pendule inversé ». Elles sont peu dissipatives et on leur attribue $q \leq 2,2$. Pour leur usage en zone sismique, les ossatures en pendule inversé font l'objet de restrictions relatives à l'élanement relatif $\bar{\lambda}$ des poteaux et au coefficient θ de sensibilité au déplacement entre étages ($\bar{\lambda} \leq 1,5$ et $\theta \leq 0,20$).

Ces ossatures en « pendule inversé » peuvent toutefois être considérées comme des ossatures en portique et caractérisées par un facteur q élevé, si la structure primaire possède plus d'un poteau dans chaque plan de résistance et si l'effort normal est limité à $N_{Ed} < 0,3 N_{p,Rd}$ dans chaque poteau.

1.2.4 Ossatures avec triangulation à barres centrées

Les ossatures avec triangulation à barres centrées sont des structures dont les barres forment des mailles en triangle (cf. figures 5 et 6). Les axes des barres sont concourants aux sommets des triangles, en des points appelés « nœuds ».

Les efforts développés dans les barres sont essentiellement des efforts normaux, l'existence de flexion ne résultant que d'imperfections ou de non alignement des forces dans les assemblages. Ces ossatures sont stables, même si chaque nœud est une articulation ou rotule. Il existe de nombreuses topologies possibles, qui ne sont pas égales par la dissipation d'énergie globale qu'elles permettent.

■ Une **bonne topologie** est telle que la stabilité de l'ossature soumise à l'application de forces horizontales d'une orientation

donnée est assurée même si on enlève de l'ossature toutes les diagonales comprimées par l'application de ces forces. Une telle topologie peut être dissipative, car les barres en traction plastiques constituent un mécanisme dissipatif stable.

Si des diagonales de contreventement comprimées sont nécessaires à la stabilité de l'ossature, le coefficient de comportement q est moins élevé. Si le mécanisme de ruine implique la plastification ou le flambement des poteaux de l'ossature, aucune dissipation stable d'énergie n'est possible et on limite q à 1,5.

Les ossatures avec triangulation à barres centrées sont, par nature, des structures plus raides que les ossatures en portique. En effet, la distance entre les poteaux, qui constituent les membrures d'un contreventement en triangulation, est de plusieurs mètres, alors que la hauteur de la section constituant un poteau de portique est large de moins d'un mètre, en général. Les ossatures avec triangulation à barres centrées permettent d'atteindre une grande raideur et de bénéficier pleinement du coefficient q maximum défini au tableau 2.

■ On distingue 3 types d'ossatures avec triangulation à barres centrées :

- à triangulation diagonale ;
- à triangulation en V ;
- à triangulation en K.

- Dans les ossatures à triangulation diagonale, la résistance aux forces horizontales peut être assurée par les seules diagonales tendues et en négligeant dans le calcul l'existence des diagonales en compression. Ce type de triangulation atteint un coefficient de comportement $q = 4$. Il peut s'agir de triangulations en X ou « croix de St André », ou d'autres géométries (cf. figure 5).

- Dans les ossatures à triangulation en V, la résistance aux forces horizontales demande de considérer, à la fois, les diagonales tendues et comprimées (cf. figure 6). Ces triangulations sont moins dissipatives ($q \leq 2,5$) que les précédentes, car les barres comprimées flambent, mais elles possèdent une certaine ductilité si les poutres ont une inertie suffisante. Par exemple, elles sont dimensionnées pour l'action gravifique sans considérer leur appui sur le V.

- Dans les ossatures à triangulation en K, l'intersection des diagonales se trouve sur le poteau (cf. figure 3). On a vu que la stabilité des ossatures à triangulation en K est liée au comportement non linéaire des diagonales comprimées et qu'en conséquence, il ne peut être question de ductilité, d'où $q = q_{\min} = 1,5$.

1.2.5 Ossatures avec triangulation à barres excentrées

Les ossatures avec triangulation à barres excentrées sont des structures dont les barres forment, à la fois, des mailles en triangle et des mailles en quadrilatère (cf. figure 7). On retrouve des typologies proches de triangulations centrées, mais où l'axe de certaines barres a volontairement été rendu non concourant au nœud, créant des tronçons soumis à des sollicitations de flexion et de cisaillement. Ainsi, l'ossature de la figure 7a correspond à une ossature à triangulation centrée en V inversé dont on aurait écarté les barres du V au point d'intersection avec la poutre. La raideur et la résistance aux forces horizontales d'une ossature avec triangulation à barres excentrées est assurée principalement par des éléments soumis à des efforts normaux, mais on utilise l'excentricité de la configuration pour développer les déformations plastiques dans les « tronçons sismiques » sous des forces extérieures appliquées inférieures à celles requises pour atteindre la charge limite des autres barres.

L'énergie est dissipée dans ces tronçons par flexion cyclique ou par cisaillement cyclique, deux mécanismes locaux très dissipatifs. Si on utilise des configurations permettant de garantir que tous les tronçons d'excentrement seront actifs, ces structures sont caractérisées par des coefficients de comportement similaires aux portiques ($q = 6$) et combinent ainsi raideur et capacité de dissipation.

1.2.6 Ossatures en portique, combinées avec des triangulations centrées

Ces structures couplent des portiques et des triangulations centrées agissant dans la même direction (cf. figure 8). Les forces horizontales sont réparties en proportion des raideurs relatives de ces contreventements.

Ces ossatures hybrides combinent la raideur des ossatures à triangulation et la capacité de dissipation d'énergie des portiques, évitant la pénalisation habituelle des ossatures en pur portique par les critères sur la limitation des effets du 2^e ordre et la déformabilité horizontale.

1.2.7 Ossatures métalliques comportant des noyaux ou murs en béton

Les noyaux ou murs en béton font partie de la structure primaire de contreventement et sont vérifiés comme des structures en béton armé (cf. figure 9). Ils sont les seuls vérifiés sous séisme si les structures métalliques peuvent être considérées comme secondaires, c'est-à-dire reprenant moins de 15 % de l'action sismique. Si les structures métalliques participent significativement au contreventement, les éléments en acier, ou mixtes acier-béton, doivent aussi être vérifiés pour la reprise de l'action sismique.

1.2.8 Ossatures en portique combinées avec des remplissages

Les ossatures en portique, dans lesquelles des remplissages en béton sont connectés efficacement à la structure en acier, relèvent du projet de structures mixtes.

Si les remplissages sont structurellement déconnectés de l'ossature en acier sur leurs bords latéraux et supérieurs, les ossatures en portique sont dimensionnées comme des structures en acier, mais il faut se préoccuper de l'interaction ossature/remplissage. Si les remplissages sont en contact avec l'ossature acier, il faut évaluer les efforts internes dans les poutres et poteaux correspondant à un travail des remplissages en bielles diagonales.

1.3 Mécanismes locaux dissipatifs et non dissipatifs

1.3.1 Dissipatifs

Les zones dissipatives doivent être réalisées dans un matériau ductile. Si des aciers de construction corrects sont fournis, l'allongement du matériau à rupture dépasse 17 % et la ductilité du matériau est caractérisée par un rapport $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ entre l'allongement relatif sous charge maximale ε_u et l'allongement relatif à la limite élastique ε_y supérieur à 10.

■ Le caractère adéquat d'un acier se réfère aux propriétés requises pour la ductilité des éléments structuraux :

- allongement élevé ;
- rapport entre la contrainte de rupture f_u et la limite élastique f_y , tel que $f_u/f_y > 1,1$;
- ténacité suffisante à la température de service (27 J minimum dans un essai Charpy à entaille en V) ;
- soudabilité.

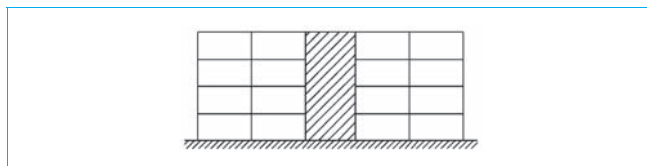


Figure 9 – Ossatures métalliques comportant des noyaux ou murs en béton (d'après NF EN 1998-1:2005)

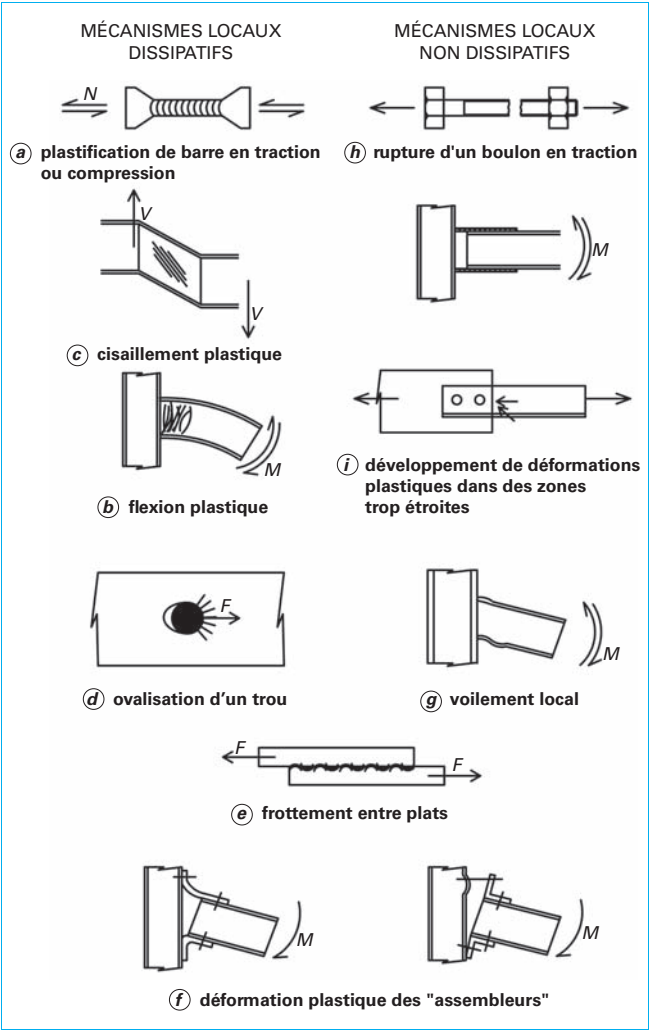


Figure 10 – Mécanismes locaux dissipatifs et non dissipatifs (d'après [3])

Le caractère adéquat concerne aussi le métal d’apport (soudures) et les boulons. En France, ces caractéristiques sont précisées dans l’Annexe nationale à l’Eurocode 8 (cf. norme NF EN 1998-1/NA).

Si ces matériaux adéquats sont mis en œuvre, le concepteur peut viser la formation de mécanismes plastiques locaux dissipatifs et empêcher l’apparition de phénomènes locaux non dissipatifs. Ceci implique la connaissance des phénomènes locaux dissipatifs et non dissipatifs. La figure 10 reprend les différents mécanismes dissipatifs et non dissipatifs. Le tableau 3 résume le concept du projet.

- On trouve comme **mécanismes locaux dissipatifs** :
 - la **plastification en traction**, si on évite les concentrations de contraintes, les réductions excessives de sections et les sollicitations parasites néfastes. Les boulons à haute résistance ne devraient pas être utilisés comme composants dissipatifs, parce qu’ils sont assez peu ductiles et que des flexions additionnelles non considérées peuvent exister dans les assemblages lors de leurs déformations (cf. figure 10a) ;
 - la **plastification en compression**, si le voilement et le flambement prématurés des barre sont empêchés (cf. figure 10a) ;
 - la **flexion plastique**, si on évite le voilement prématuré des parois du profil. Comme pour la compression plastique, on évite

Tableau 3 – Concept du projet. Classes de ductilité. Valeurs de référence du coefficient de comportement q. Classes de section des éléments dissipatifs			
Concept de comportement structural	Classe de ductilité	Valeur de référence du coefficient q	Classe de section requise pour les éléments dissipatifs
Non dissipatif	DCL – Ductilité limitée	$q \leq 1,5$	
		$1,5 < q \leq 2$	Classes 1, 2 ou 3
Dissipatif	DCM – Ductilité moyenne	$2 < q \leq 4$	Classes 1 ou 2
	DCH – Ductilité haute	$q > 4$	Classe 1

le voilement en limitant l’élancement des parois par le choix d’une classe de section adéquate, fonction de la classe de ductilité visée, comme indiqué au tableau 3. La flexion plastique d’une plaque hors de son plan n’est pas problématique, en raison de la grande capacité d’une plaque à voir se former un mécanisme de ruine sous forme de lignes d’articulation plastique, souvent appelées, improprement d’ailleurs, « lignes de rupture » (cf. figure 10b) ;

- le **cisaillement plastique d’une plaque** (cf. figure 10c) ;
- l’**ovalisation d’un trou de boulon**. Cette ovalisation résulte de l’application de contraintes de compression par le fût du boulon, si le plat est fait d’acier ductile. Ce type de déformation est ductile, au contraire de la rupture des boulons en cisaillement ou de la rupture des soudures. C’est pour cette raison qu’on exige que, dans un assemblage où les boulons sont soumis à cisaillement, la résistance de calcul en cisaillement des boulons soit supérieure à 1,2 fois la résistance du plat à la pression diamétrale. Ceci est vrai, même si les boulons sont pré-serrés et que l’assemblage résiste par friction, car, sous les cycles de sollicitation appliqués par un séisme, le glissement se produit toujours. La résistance à la pression diamétrale est le vrai mode de fonctionnement d’un assemblage boulonné (cf. figure 10d) ;
- le **frottement entre plats d’assemblage**. Le frottement dissipe de l’énergie et empêche les chocs destructeurs dans les assemblages. Pour cette raison, on prescrit que les boulons soient pré-serrés dans les applications sismiques (cf. figure 10e) ;
- des **déformations plastiques des « assembleurs »**, composants des assemblages où se développe un des mécanismes dissipatifs précédents (cf. figure 10f).

1.3.2 Non dissipatifs

Des comportements locaux non dissipatifs (cf. figure 10) peuvent résulter soit du :

- voilement des parois des profils (cf. figure 10g) ;
- flambement et du déversement (cf. figure 10h) ;
- développement de déformations plastiques dans des zones trop étroites. Il y a alors « localisation des déformations » ou « concentration de contraintes » (cf. figure 10i).

On précise cette dernière circonstance de comportement local non dissipatif par l’exemple de la figure 11, un assemblage poutre/poteau destiné à transmettre le moment plastique de poutre. Dans la conception de la figure 11a, la poutre ne comporte pas de plat de renfort. Dans la conception de la figure 11b, la poutre comporte des plats de renfort non assemblés au poteau.

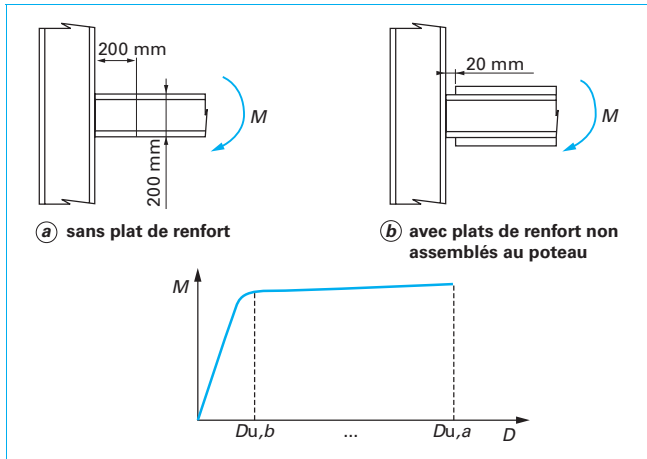


Figure 11 – Localisation des déformations dans une zone étroite. Provoque des ruines peu ductiles (d'après [9])

Si l'allongement ultime ε_u de l'acier de la poutre est égal à 20 fois l'allongement ε_y à la limite élastique ($\varepsilon_y = \frac{f_y}{E}$; le minimum prescrit pour $\varepsilon_u/\varepsilon_y$ des aciers de construction dans les applications sismiques est de 15), on a, pour un acier S355 :

$$\varepsilon_u = 20 ; \varepsilon_y = 20 \times 355 / 210\,000 = 3,38 \%$$

■ **Dans la poutre sans plat de renfort**, la plastification de la semelle s'étend sur la longueur de la rotule plastique, longueur qui est de l'ordre de la hauteur de la section, soit 200 mm (cf. figure 11a).

L'allongement ultime de cette zone de 200 mm est égal à :

$$D_{u,a} = 0,0338 \times 200 = 6,76 \text{ mm}$$

■ **Dans la poutre avec plats de renfort**, la plastification de la semelle s'étend seulement sur les 20 mm où les renforts sont absents, car le reste de la poutre travaille dans le domaine élastique en raison d'un module de flexion $W_{pl,Rd}$ nettement plus élevé dû à la présence des renforts.

L'allongement ultime de la zone de 20 mm est égal à :

$$D_{u,b} = 0,0338 \times 20 = 0,67 \text{ mm}$$

On peut traduire les allongements $D_{u,a}$ et $D_{u,b}$ en capacité de rotation ultime θ_u :

$$\theta_u = \frac{D_u}{\left(\frac{d_b}{2}\right)}$$

avec d_b hauteur de la section de poutre.

La conception de la figure 11a conduit à un comportement ductile, car elle correspond à une capacité de rotation plastique.

$$\theta_{u,a} = 6,76 / 100 = 67,6 \text{ mrad}$$

soit une valeur supérieure aux capacités de rotation exigées dans les zones dissipatives en flexion, soit 25 à 40 mrad (cf. § 3.2).

La conception de la figure 11b correspond à une capacité de rotation plastique.

$$\theta_{u,b} = 0,676 / 100 = 6,76 \text{ mrad}$$

nettement inférieure aux exigences des codes. Sa ruine sera de type « fragile ».

2. Dimensionnement en capacité

2.1 Logique et effets du dimensionnement en capacité

2.1.1 Principe

Pour éviter l'apparition de déformations plastiques, la rupture fragile, ou la ruine par instabilité en dehors des zones dissipatives, les éléments adjacents à chacune des zones dissipatives doivent être dimensionnés pour que leur résistance ne soit pas épuisée avant d'avoir pu développer le mécanisme plastique.

Ce concept est appelé « dimensionnement capacitif ».

Dans une structure analysée par un calcul linéaire élastique, on le réalise de la façon suivante :

- le mécanisme dissipatif global est lié à la topologie de la structure qui a été choisie et les zones dissipatives potentielles sont connues, parce que destinées à former un mécanisme global ductile ;
- on effectue l'analyse de la structure sous action sismique et on trouve les sollicitations de calcul E_d dans toutes les sections ;
- dans chaque zone dissipative potentielle i , on dimensionne l'élément dissipatif de telle sorte que sa résistance R_{di} soit supérieure ou égale à la sollicitation E_{di} : $R_{di} \geq E_{di}$;
- on identifie les J mécanismes de ruine possibles adjacents au mécanisme dissipatif :

- rupture de boulons en traction,
- voilement de barre,
- écrasement de béton,
- flambement d'une barre adjacente... ;

– on fixe les dimensions des sections, moyens d'assemblage, barres... adjacents, de telle sorte que la résistance plastique du mécanisme local, que l'on veut dissipatif, soit la plus faible des résistances de la zone considérée. Il devient ainsi le « fusible » souhaité. Ceci est réalisé si les résistances R_{dJ} des J éléments non dissipatifs de la zone dissipative i sont calculées sous des sollicitations E_{dJ} , majorées pour tenir compte du fait que la sollicitation réelle de l'élément dissipatif est égale à sa résistance plastique R_{di} , et non à la sollicitation E_{di} trouvée par le calcul élastique. Les résistances R_{dJ} des éléments non dissipatifs doivent donc respecter :

$$R_{dJ} \geq \gamma \cdot \frac{R_{di}}{E_{di}} \cdot E_{dJ} + S_{dJ,G}$$

avec γ facteur de sécurité partielle, dit parfois de « surdimensionnement », par exemple égal à 1,2.

$S_{dJ,G}$ est la sollicitation résultant de l'application des autres actions incluses dans la combinaison d'action retenue pour la situation sismique. Dans cette relation, « + » a la signification « combiné à », dans le sens de la recherche de la situation de dimensionnement réaliste la plus défavorable. Ainsi, si $E_{dJ} = E_{di}$, on a au maximum :

$$R_{dJ} \geq \gamma \cdot R_{di} + S_{dJ,G}$$

On montre à la figure 12 l'influence du dimensionnement capacitif sur l'aspect d'un assemblage poutre poteau d'une ossature en portique et, à la figure 13, l'influence sur le dimensionnement d'une attache de diagonale dans une ossature triangulée.

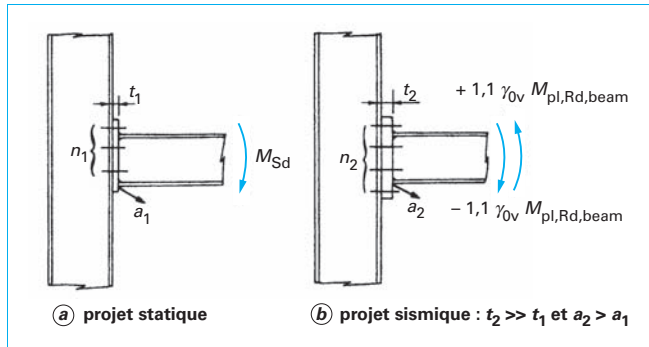


Figure 12 – Conception d'un assemblage par plat d'about proche d'une zone dissipative. Impact des conditions de projet sismique par rapport à un projet statique (d'après [3])

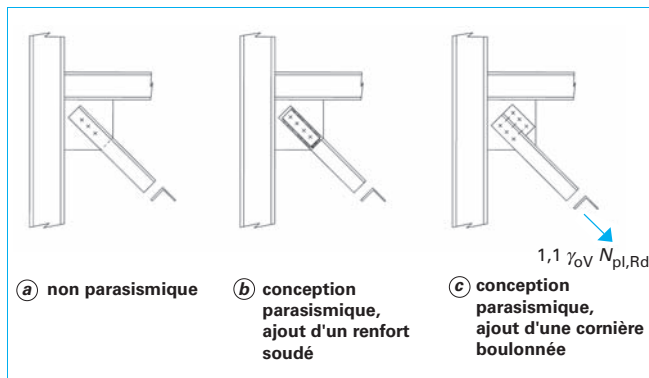


Figure 13 – Comparaison entre assemblage classique et assemblages capables de transmettre l'effort de traction plastique de la diagonale (d'après [3])

2.1.2 Conditions nécessaires à l'application correcte du principe

L'application correcte du dimensionnement en capacité requiert :

- l'identification de tous les modes de ruine possibles ;
- une évaluation correcte des contraintes et des déformations des différents composants de la zone dissipative : profilé acier, soudures, boulons, plats. Dans ce contexte, une sous-estimation de la résistance plastique de la zone dissipative réduit la sécurité, puisque le rapport R_{di}/E_{di} est sous-estimé ;
- une évaluation correcte de la résistance plastique réelle $R_{fy,r\acute{e}el}$ des zones dissipatives, nécessaire pour fonder correctement le dimensionnement en capacité des éléments adjacents à l'élément dissipatif considéré ;
- une évaluation correcte de la résistance des zones adjacentes aux zones dissipatives.

Pour calculer la résistance plastique réelle $R_{fy,r\acute{e}el}$ d'une zone dissipative, l'Eurocode 8 prescrit de considérer une estimation de la limite élastique réelle $f_{y,r\acute{e}el}$ établie en multipliant la limite élastique nominale f_y par un coefficient γ_{ov} d'origine statistique qui exprime le rapport entre la limite élastique réelle des aciers mis sur le marché et leur limite élastique nominale :

$$\gamma_{ov} = \frac{f_{y,r\acute{e}el}}{f_{y,nominal}} \quad \text{et} \quad R_{fy,r\acute{e}el} = 1,25 R_{fy,nominal}$$

En France :

- $\gamma_{ov} = 1,20$ pour les aciers S235 ;
- $\gamma_{ov} = 1,15$ pour les aciers S355 ;
- $\gamma_{ov} = 1,05$ pour les aciers S420 et S460 (cf. NF EN 1998-1/NA).

Ces coefficients sont sujets à incertitude, mais il faut retenir que fournir, pour les zones dissipatives, des aciers de limite élastique $f_{y,r\acute{e}el}$ trop élevée est contraire à la sécurité.

L'application stricte du dimensionnement capacitif est essentielle pour la sécurité des ossatures dissipatives soumises à un séisme. De nombreuses règles de dimensionnement, associées aux divers types d'ossatures, traduisent ce principe dans des circonstances particulières. Mais certaines règles, comme celles expliquées dans les deux paragraphes suivants, sont de nature générale.

2.2 Application aux assemblages

2.2.1 Règle générale

La règle de dimensionnement pour tous les assemblages pleinement résistants est la même pour tous les types d'ossatures. Elle exprime que l'assemblage est non dissipatif et que sa résistance R_d doit être supérieure à la résistance plastique réelle de la barre :

$$R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy} = 1,1 R_{fy,r\acute{e}el}$$

avec	R_{fy}	résistance plastique de la barre assemblée, calculée sur base de la limite élastique nominale,
	γ_{ov}	coefficient de sur-résistance du matériau défini plus haut,
	1,1	coefficient γ de la relation mentionnée plus haut ; c'est un facteur de sécurité partielle, dit parfois de « surdimensionnement », qui tient compte aussi de l'accroissement de résistance de la zone dissipative résultant de l'écrouissage du matériau.

La règle s'applique aux assemblages non dissipatifs faisant usage de soudure d'angle et de boulons ; les soudures bout à bout satisfont automatiquement le critère de dimensionnement capacitif.

On peut aussi localiser les zones dissipatives dans les assemblages, à condition de pouvoir montrer qu'elles présentent une résistance et une ductilité adéquates. Ce sont alors les barres qui font l'objet d'un dimensionnement capacitif destiné à assurer que les déformations plastiques ont bien lieu dans les assemblages. Un exemple d'assemblage dissipatif est présenté au § 4.4.1.

2.2.2 Barres forcées

Il existe dans l'Eurocode 3 une règle destinée à éviter la localisation des déformations plastiques dans les barres en traction où on perce des trous d'assemblage.

La règle exprime que, pour bénéficier de la résistance plastique de la barre, il faut que la résistance à la rupture $N_{u,Rd}$ de la section nette A_{net} (section de la barre moins la section des trous) soit supérieure à la résistance plastique $N_{pl,Rd}$ de la section brute A :

$$\frac{A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

avec	γ_{M0} et γ_{M2}	coefficients partiels de sécurité, respectivement pour la section brute et pour la section nette (valeurs en France : $\gamma_{M0} = 1$ et $\gamma_{M2} = 1,15$).
------	--------------------------------	--

Le respect de cette règle assure que l'éirement plastique de la barre en section brute aura lieu avant une rupture locale en section nette. On constate que cette condition ne peut être vérifiée que si le

rapport $\frac{f_u}{f_y}$ est suffisamment supérieur à 1. C'est le cas des aciers

de construction, pour lesquels $\frac{f_u}{f_y} \geq 1,10$.

Cette propriété s'appelle l'« écouissage » ou durcissement de l'acier à l'allongement et est une condition nécessaire à la réalisation de la plasticité des structures. De nombreux matériaux ne possèdent pas cette propriété.

2.3 Gestion de la variabilité des limites élastiques

2.3.1 Énoncé du problème

La distribution des propriétés des limites d'élasticité et de la ténacité doit être telle que, pendant le séisme, les zones dissipatives se situent bien aux endroits prévus dans le dimensionnement et que leur plastification se produise avant que les autres zones ne sortent du domaine élastique.

Cette condition demande que la valeur maximale de la limite élastique réelle de l'acier des zones dissipatives ne dépasse pas une valeur spécifiée par l'auteur de projet lors de l'étude, ce qui peut poser problème. En effet, les éléments en acier sont normalement commandés sur base d'une valeur minimale garantie, dite « nominale », de la limite élastique, mais la limite élastique de l'acier livré peut être très supérieure à cette valeur nominale.

■ **En situation non sismique**, ceci ne pénalise pas la sécurité. En situation sismique, le problème est différent, car le supplément de résistance des parties dissipatives peut conduire à un transfert de la dissipation d'énergie vers des parties du système structural où cette dissipation n'est ni prévue, ni possible (cf. figure 14).

■ **Pour les zones dissipatives**, il faut donc spécifier, non seulement la valeur nominale f_y de la limite élastique, en faisant référence à la nuance de l'acier (S235, S355, S500), mais aussi expliciter une valeur maximale acceptable $f_{y,max}$ de la limite d'élasticité réelle des aciers qui seront fournis pour la construction.

2.3.2 Conditions de l'Eurocode 8

L'Eurocode 8 prévoit 3 possibilités de garder la maîtrise de la limite élastique réelle des zones dissipatives en imposant que l'une des alternatives suivantes soit utilisée.

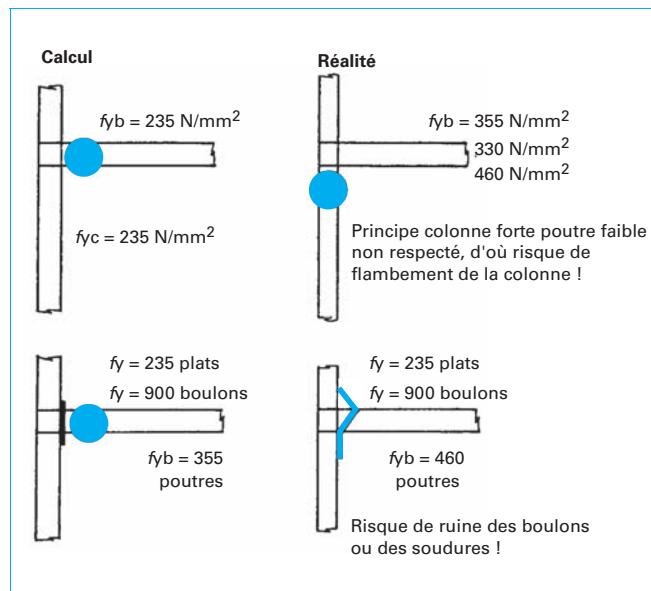


Figure 14 – Nécéssités prouvées de correspondance entre réalité et hypothèses de projet (d'après [3])

■ Alternative 1

On borne la limite d'élasticité réelle maximale $f_{y,max}$ de l'acier dans les zones dissipatives à une valeur forfaitaire :

$$f_{y,max} \leq 1,1 \gamma_{ov} f_y$$

En France, pour un acier S235, on a par exemple :

$$f_{y,max} = 1,1 \times 1,2 \times 235 = 310 \text{ N/mm}^2$$

■ Alternative 2

Le calcul de la structure est fait sur la base d'une seule nuance et d'une seule limite élastique f_y pour l'acier des zones dissipatives et non dissipatives. Une valeur supérieure $f_{y,max}$ est spécifiée pour l'acier des zones dissipatives. La valeur nominale f_y de l'acier spécifié dans les zones non dissipatives excède la valeur supérieure de la limite élastique $f_{y,max}$ des zones dissipatives. Dans ce cas, le coefficient de sur-résistance γ_{ov} peut être pris égal à 1 dans les vérifications de dimensionnement des éléments structuraux.

Cette alternative consiste par **exemple** à :

- faire l'analyse de la structure en considérant un acier de nuance S235 ;
- imposer l'utilisation d'aciers de nuance S355 pour les éléments et assemblages non dissipatifs (calculés sur la base de la f_y d'acier S235) ;
- imposer l'utilisation d'aciers de nuance S235 pour les éléments et assemblages dissipatifs ;
- la limite d'élasticité supérieure des aciers de nuance S235 est limitée à $f_{y,max} = 355 \text{ N/mm}^2$.

Cette alternative se réfère à la situation où une nuance « sismique » (S235 dans l'exemple donné) serait mise sur le marché, nuance où, à la fois, f_y et $f_{y,max}$ seraient garantis. Cette possibilité existe aux États-Unis.

■ Alternative 3

La limite d'élasticité réelle $f_{y,ac}$ de l'acier de chaque zone dissipative est déterminée à partir de mesures et le coefficient de sur-résistance est calculé pour chaque zone dissipative comme :

$$\gamma_{ov,act} = \frac{f_{y,ac}}{f_y}$$

avec f_y limite d'élasticité nominale des zones dissipatives.

Dans les vérifications de dimensionnement des éléments structuraux, on peut prendre pour γ_{ov} la valeur maximale parmi les $\gamma_{ov,act}$ calculés. Cette condition est applicable lorsque des aciers connus sont pris dans un stock ou lors de l'évaluation de bâtiments existants, ou encore lorsque des hypothèses sûres portant sur la limite d'élasticité utilisées pour le dimensionnement sont confirmées par des mesures avant la construction.

3. Ossatures en portique

3.1 Objectifs et critères du projet dissipatif

3.1.1 Objectifs

L'objectif du projet est de former un mécanisme global plastique dans lequel des rotules plastiques apparaissent dans les poutres ou leurs assemblages, et non dans les poteaux. Ce mécanisme global, dit à « poutres faibles/poteaux forts » est schématisé à la figure 15a). On y accepte néanmoins la formation de rotules plastiques en base des poteaux, où elles sont inévitables, ainsi qu'à leur sommet, où elles n'ont pas un effet différent de rotules en bout de poutres.

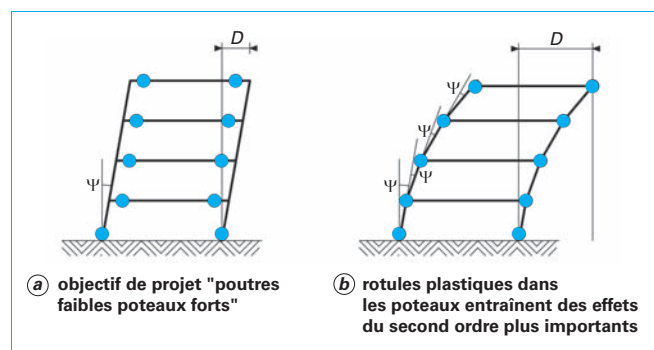


Figure 15 – Mécanisme global plastique du projet dissipatif (d'après [9])

Ce mécanisme global a plusieurs caractéristiques favorables :

- on évite un mécanisme de ruine partiel peu dissipatif de type « étage transparent », présenté à la figure 1a ;
- dans les poutres, on bénéficie de la pleine résistance plastique en flexion de la section. Ce n'est pas le cas dans les poteaux où il faut tenir compte de l'interaction entre flexion et effort normal. De plus, la présence de rotules plastiques dans les poteaux pose des problèmes de stabilité locale et globale ;
- l'effet $P-\Delta$ est moins important si les rotules plastiques sont dans les poutres – voir l'importance relative du déplacement D aux figures 15a et 15b ;
- une ruine partielle, affectant l'extrémité d'une poutre, n'entraîne généralement pas l'effondrement de l'ossature et peut rester confinée à l'effondrement d'une poutre. Par contre, la ruine d'un poteau est normalement plus préjudiciable pour toute la structure.

On définit au tableau 4 les classes de ductilité, les valeurs maximales du coefficient de comportement q et les exigences relatives aux assemblages qui y correspondent.

3.1.2 Critères de projet : « poteaux forts/poutres faibles »

Le moment résistant en bout de poutre $M_{pl,Rd}$ doit être supérieur ou égal au moment sollicitant dans la situation sismique de calcul M_{Ed} : $M_{pl,Rd} \geq M_{Ed}$.

M_{Ed} est trouvé comme résultat de la combinaison définie pour les vérifications de résistance des éléments, c'est-à-dire en combinant :

- le moment $M_{Ed,E}$ établi par l'analyse de la structure soumise à l'action sismique, qui est une analyse élastique de la structure sous une action réduite par un coefficient de comportement q ;
- le moment $M_{Ed,G}$ établi par l'analyse de la structure soumise aux charges gravitaires maximales locales $G + \psi_{2i} Q$.

L'équilibre à chaque nœud poutre/poteau implique l'égalité entre la somme des moments sollicitants M_{Eb} des poutres et la somme des moments sollicitants M_{Ec} des poteaux. Si la résistance en flexion des poutres est inférieure à celle des poteaux, les poutres plastifient en premier et constituent les « fusibles » ductiles. Le critère à respecter au nœud, entre la somme ΣM_{Rc} des moments résistants de calcul des poteaux et la somme ΣM_{Rb} des moments résistants des poutres, exprime un dimensionnement en capacité des sections de poteaux par rapport aux sections de poutres :

$$\Sigma M_{Rc} \geq 1,3 \Sigma M_{Rb}$$

Dans cette expression, les moments résistants des poteaux doivent être évalués en tenant compte de l'interaction avec l'effort normal dans ces poteaux. Le coefficient 1,3 dans la relation a été calibré pour assurer qu'un mécanisme plastique global se formera dans l'ossature.

Tableau 4 – Classes de ductilité de l'Eurocode 8 pour les ossatures en portique

Classes de ductilité	Coefficient de comportement q	Capacité de rotation requise (en mrad)*	Dimensionnement capacitif des assemblages requis
DCL Ductilité limitée	1,5 – 2,0**	—	Non
DCM Ductilité moyenne	4	25	Oui
DCH Haute ductilité	6	35	Oui

* La capacité de rotation θ_p offerte par un nœud de configuration donnée (poutre, assemblage et poteau) est évaluée expérimentalement. Elle est définie comme :

$$\theta_p = \frac{\delta}{0,5 L}$$

avec δ défini à la figure 16, déformée de la poutre en situation sismique, portée de la poutre.

** L'Annexe nationale peut autoriser $q = 2$ en classe DCL. En France, $q = 2$ est accepté si des justifications appropriées sont fournies.

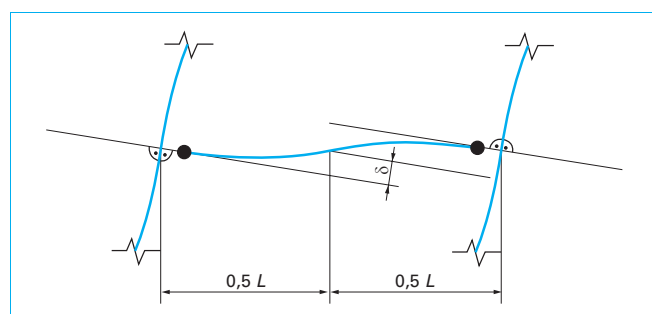


Figure 16 – Paramètres utilisés pour définir la capacité de rotation θ_p dans l'Eurocode 8 (d'après la norme NF EN 1998-1:2005)

Si on utilise des assemblages de poutres à résistance partielle, ΣM_{Rb} représente la somme des résistances de calcul des assemblages au nœud concerné.

3.1.3 Redistribution des moments de flexion dans les poutres

Les moments maxima positif et négatif trouvés sous la combinaison des actions gravitaires et sismiques peuvent être très différents. Les sections des profils sont fixées par la valeur maximale absolue de ces moments.

On peut réduire les moments sollicitants de calcul en appliquant une redistribution des moments de flexion limitée, définie dans l'Eurocode 3 et acceptée par l'Eurocode 8. Cette redistribution consiste à déplacer la ligne de référence du diagramme des moments de flexion, ce qui donne une autre distribution de ces moments, distribution qui reste « statiquement admissible », c'est-à-dire en équilibre avec les sollicitations extérieures (cf. figure 17).

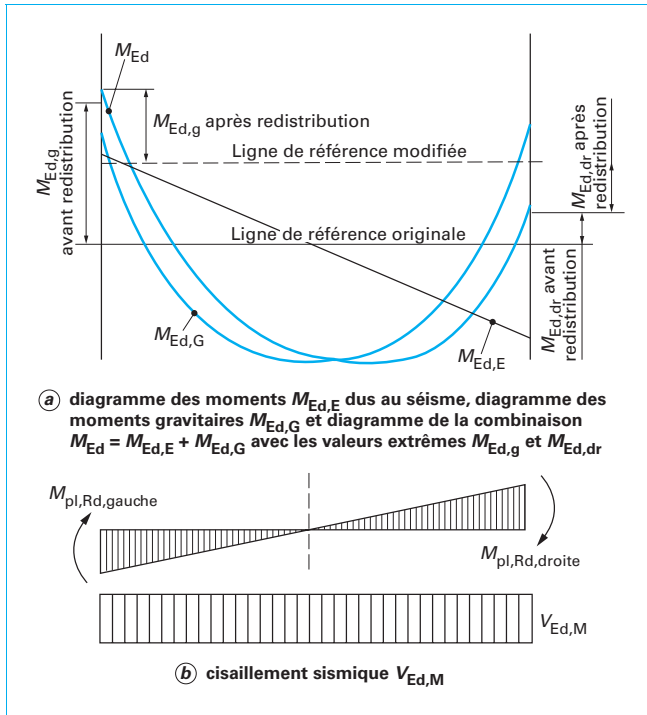


Figure 17 – Sollicitations dans la situation sismique de calcul (d'après [9])

La réduction des sections nécessaires des poutres entraîne une réduction des sections nécessaires des poteaux, puisque ces sections sont liées par la relation :

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$$

Toutefois, ces réductions de section conduisent à une structure de souplesse plus grande que la structure analysée au départ, et il faut valider la structure finale par une analyse tenant compte des modifications apportées.

3.1.4 Poutres

L'effort tranchant et l'effort normal dans les poutres ne doivent pas être trop élevés si on veut bénéficier du plein moment plastique de la section et on les limite à :

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad \text{et} \quad \frac{V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5$$

avec N_{Ed} effort normal de calcul,
 V_{Ed} cisaillement de calcul, calculé par :

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$$

Cette expression traduit un dimensionnement en capacité : la partie sismique $V_{Ed,M}$ du cisaillement V_{Ed} correspond à la situation où les moments de flexion en bout de poutre sont égaux au moment plastique $M_{pl,Rd,gauche}$ et $M_{pl,Rd,droite}$ comme à la figure 15a et non aux moments M_{Ed} établis comme sollicitation sismique par l'analyse élastique :

$$V_{Ed,M} = \frac{M_{pl,Rd,gauche} + M_{pl,Rd,droite}}{L}$$

avec L portée de la poutre.

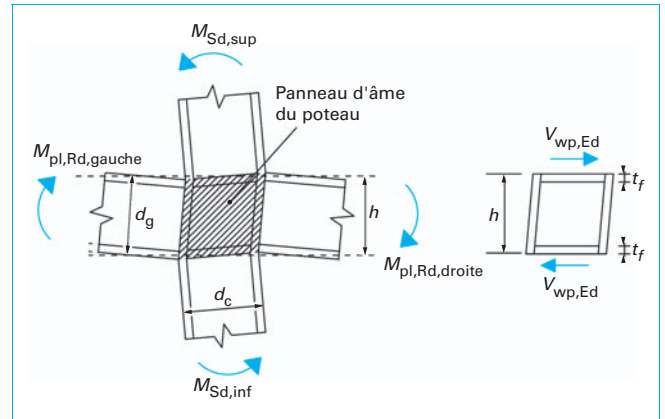


Figure 18 – Panneau d'âme de poteau sollicité par le cisaillement résultant des moments plastiques de signes opposés dans les extrémités des poutres, combiné au cisaillement en section courante de poteau (d'après [9])

$V_{Ed,G}$ est trouvé sous $G + \psi_{2i} Q$ qui sont les charges gravitaires considérées dans la combinaison des sollicitations utilisées pour les vérifications de résistance des éléments.

Pour avoir droit au plein moment plastique des poutres, il faut que leur déversement soit empêché. Des liaisons convenables des semelles supérieures et inférieures vers les planchers peuvent être nécessaires. Les poteaux font l'objet d'un dimensionnement capacitif par rapport aux poutres (dissipatives). Comme la limite élastique des poutres peut être supérieure à la valeur nominale, la sollicitation axiale N_{Ed} dans le poteau correspondant à la formation d'une rotule plastique dans la poutre peut être plus élevée que la sollicitation $N_{Ed,E}$ calculée dans l'analyse. On doit donc calculer N_{Ed} , M_{Ed} et V_{Ed} par :

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E}$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

avec γ_{ov} coefficient de surrésistance du matériau,
 Ω minimum des $\Omega = \frac{M_{pl,Rd,i}}{M_{Ed,i}}$ de toutes les poutres dans lesquelles des zones dissipatives existent, valeur de calcul du moment de flexion dans la poutre i dans la situation sismique de calcul,
 $M_{Ed,i}$ moment plastique nominal de cette poutre.

Le facteur $1,1 \gamma_{ov} \Omega$ prend en compte la possible surrésistance de la rotule plastique par rapport à M_{Ed} établi par l'analyse. Les poteaux doivent être vérifiés en compression en considérant la combinaison la plus défavorable d'effort normal et de moment.

3.1.5 Panneaux d'âme des poteaux

Les panneaux d'âme de poteaux sont fortement sollicités en situation sismique. Quand des rotules plastiques sont formées dans les sections de poutres adjacentes au poteau, le cisaillement sollicitant de calcul $V_{wp,Ed}$ du panneau vaut (cf. figure 18) :

$$V_{wp,Ed} = \frac{M_{pl,Rd,gauche}}{d_{gauche} - 2t_{f,gauche}} + \frac{M_{pl,Rd,droite}}{d_{droite} - 2t_{f,droite}} + V_{Ed,c}$$

avec d_{gauche} hauteur de la section de la poutre à gauche du nœud (d_g à la figure 18),

$t_{f,gauche}$	épaisseur d'aile de cette section,
d_{droite} et $t_{f,droite}$	symboles équivalents pour la poutre à droite du nœud,
$V_{Ed,c}$	cisaillement dans la section courante du poteau au dessus du nœud, obtenu en combinant $V_{Ed,M}$, établi par l'analyse de la structure soumise à l'action sismique, à $V_{Ed,G}$, effet des charges gravitaires maximales locales $G + \psi_{2i} Q$.

Si les rotules plastiques sont formées à une distance D de l'aile du poteau, les moments $M_{pl,Rd,gauche}$ et $M_{pl,Rd,droite}$ de la formule sont remplacés par $M_{Sd,gauche}$ et $M_{Sd,droite}$ calculés comme suit :

$$M_{Sd,gauche} = M_{pl,Rd,gauche} + V_{Ed,M,gauche} \times D$$

et $M_{Sd,droite} = M_{pl,Rd,droite} + V_{Ed,M,droite} \times D$

Pour des panneaux d'âme peu élancés et capables de développer la pleine résistance plastique en cisaillement $V_{wp,Rd}$, on vérifiera :

$$V_{wp,Ed} \leq V_{wp,Rd}$$

Si l'âme du poteau est élancée, sa résistance est limitée par le voilement et vaut $V_{wb,Rd}$, qui est inférieur à $V_{wp,Rd}$. Dans ce cas, on doit vérifier :

$$V_{wp,Ed} \leq V_{wb,Rd}$$

Comme les moments plastiques de poutres correspondant au mécanisme plastique global de la figure 15a sont de signe opposé, à gauche et à droite du poteau, la sollicitation de cisaillement $V_{wp,Ed}$ du panneau est très élevée. La vérification de résistance traduit l'acceptabilité de déformations plastiques limitées au panneau, mais, malgré cela, $V_{wp,Ed}$ dépasse souvent la résistance au cisaillement $V_{wb,Rd}$ de l'âme des profils laminés. Celle-ci doit alors être renforcée (cf. figure 19).

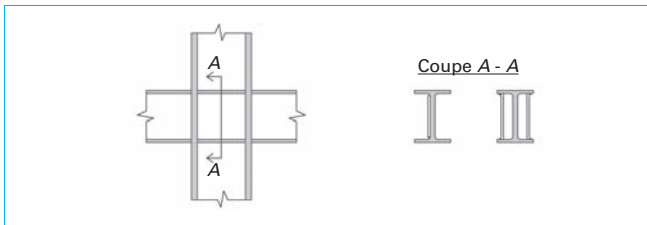


Figure 19 – Renforcement de la résistance au cisaillement du panneau d'âme (d'après [9])



Figure 20 – Réduction des sections d'ailes des poutres. Diminue les sollicitations des assemblages, des poteaux, et des raidisseurs des poteaux (Crédit C.M. Uang)

On peut éviter les renforts et/ou les raidisseurs transversaux :

- en choisissant des poteaux d'une nuance supérieure ;
- en choisissant des profils à ailes épaisses ;
- en réalisant une réduction de section des ailes des poutres au voisinage des poteaux, pour réduire les moments plastiques en bout de poutre et, par conséquent, les sollicitations du poteau (cf. figure 20).

3.2 Assemblages poutre/poteau

3.2.1 Considérations générales

Suite à la forme du diagramme des moments, développé dans les poutres par l'action sismique, les zones dissipatives sont actives aux extrémités des poutres (cf. figure 15a).

En général, dans les portiques autostables, on réalise des assemblages pleinement résistants « rigides », car, les portiques étant des structures flexibles par nature, les limitations de déformations horizontales sont déterminantes pour le dimensionnement, et l'ajout de flexibilité dans les assemblages devrait être compensé par une augmentation des sections de poutres et poteaux. De plus, s'il est effectivement permis de former des rotules plastiques dans des assemblages partiellement résistants et de développer les déformations plastiques dans des composants, tels que plats d'about, cornières, etc., il est requis de démontrer que la résistance plastique de ces composants est stable sous action sismique, ce qui n'est pas toujours facile à faire.

Les rotules plastiques dans les portiques autostables sont donc normalement développées dans les poutres. Dans ce cas, la résistance R_{di} des assemblages doit être telle que $R_{di} > M_{pl,Rd,poutre}$ pour éviter des déformations plastiques dans les assemblages. Chaque assemblage fait donc l'objet d'un dimensionnement capacitatif par rapport à la poutre qu'il attache :

$$M_{Rd,assemblage} \geq \pm 1,1 \gamma_{ov} M_{pl,Rd,poutre}$$

On a vu que cette condition est plus exigeante que la condition du projet statique et qu'elle influence significativement les dimensions et le coût des assemblages (cf. figure 12).

La vérification au cisaillement de l'assemblage s'écrit comme suit :

$$V_{Rd,assemblage} \geq V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

avec $V_{Ed,E}$ cisaillement établi par l'analyse de la structure soumise à l'action sismique.

Les symboles V_{Ed} et $V_{Ed,G}$ ont été définis plus haut pour les relations de vérification des poteaux.

Les conditions à vérifier pour la résistance en flexion et au cisaillement des assemblages ont une conséquence importante dans les assemblages où les ailes de poutre sont soudées à l'aile du poteau et où l'âme de la poutre est fixée au poteau par l'intermédiaire d'un gousset soudé au poteau (cf. figure 21).

La condition de résistance de l'assemblage s'écrit :

$$M_{Rd,assemblage} \geq 1,1 \gamma_{ov} M_{pl,Rd,poutre}$$

La résistance plastique en flexion de la poutre $M_{pl,Rd,poutre}$ est la somme du moment plastique des ailes $M_{pl,ailes} = b_f t_f f_y (d + t_f)$ et du moment plastique de l'âme $M_{pl,âme} = t_w d^2 f_y / 4$.

Les soudures bout à bout des ailes de poutre à l'aile du poteau ou à un plat d'extrémité assurent sans difficulté la transmission du moment $M_{pl,ailes}$, mais il est impératif de dimensionner l'assemblage d'âme pour transmettre $M_{pl,âme}$, en respectant la condition :

$$M_{Rd,âme,assemblage} \geq 1,1 \gamma_{ov} M_{pl,âme} = 1,1 \gamma_{ov} t_w d^2 f_y / 4$$

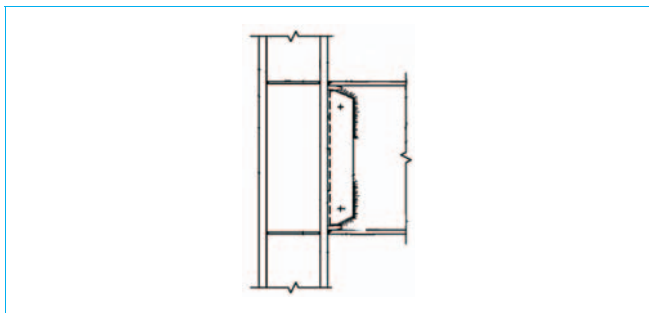


Figure 21 – Assemblage poutre/poteau soudé (via gousset pour l'âme) (d'après la norme FEMA 350, cf. [Doc. C 2 559])

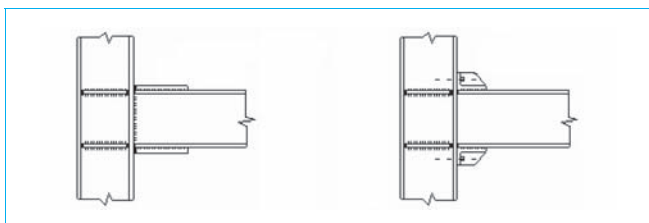


Figure 22 – Renfort local à l'extrémité de la poutre (d'après [3])

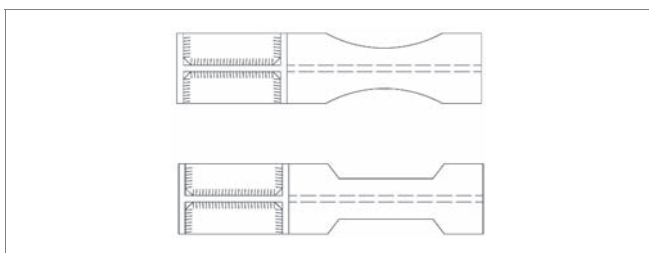


Figure 23 – Affaiblissement de la section à son extrémité (d'après [9])

Si l'assemblage d'âme est réalisé à l'aide d'un gousset, cette dernière condition implique :

- un gousset plus résistant que l'âme de la poutre ;
- des soudures en haut et en bas du gousset, en plus des soudures d'angle verticales assurant la transmission du cisaillement.

3.2.2 Options de principe dans la conception des assemblages poutre/poteau

■ On peut envisager **trois options de conception des assemblages rigides de poutres aux poteaux**, qui conduisent à différentes positions de la rotule plastique voisine de l'assemblage :

- un assemblage classique, du type présenté à la figure 21, qui n'apporte pas d'augmentation locale de résistance à la poutre. Dans ce cas, la rotule plastique est directement adjacente à l'âme du poteau ;
- d'autres assemblages, comme ceux présentés aux figures 22, 25, 26 et 27, comportent une augmentation locale de la résistance flexionnelle de la poutre sur une courte distance à son extrémité. Dans ce cas, la rotule plastique se forme à cette distance de l'âme du poteau, ce qui a l'avantage de séparer les zones où se produisent respectivement les concentrations de contraintes (assemblage) et les allongements inélastiques (rotule plastique) ;
- une autre solution, conduisant à une même séparation qu'au point précédent, consiste en un affaiblissement de section de la poutre à faible distance du poteau, réalisé en réduisant la largeur des ailes (cf. figures 23 et 28).

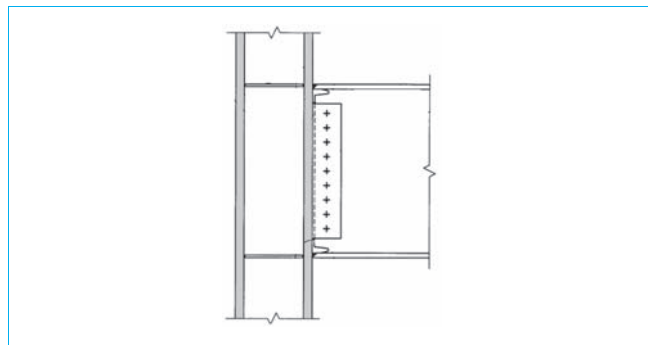


Figure 24 – Assemblage poutre/poteau par ailes soudées et âme boulonnée à un gousset soudé sur l'âme du poteau (d'après la norme FEMA 350)

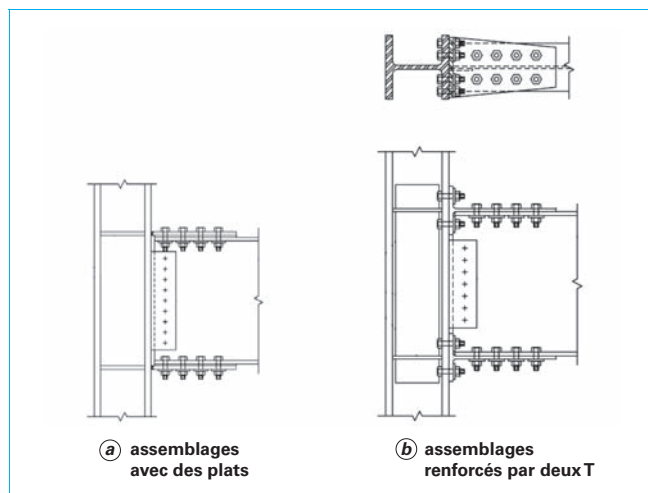


Figure 25 – Ailes boulonnées. Âme boulonnée à un gousset soudé à l'âme du poteau (d'après la norme FEMA 350)

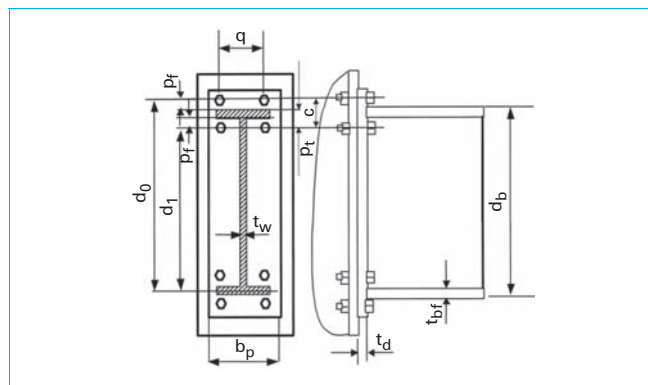


Figure 26 – Assemblage par platines d'extrémité non raidies soudées à la poutre et boulonnées à l'âme du poteau par 4 rangées de boulons (d'après la norme FEMA 350)

Ce dernier concept visant à affaiblir la section de poutre fut, au départ, développé par l'auteur [5]. Il est maintenant largement utilisé.

■ Retirer de la matière de l'âme des poutres peut paraître paradoxal et contraire à l'économie du projet. En fait le profil de poutre

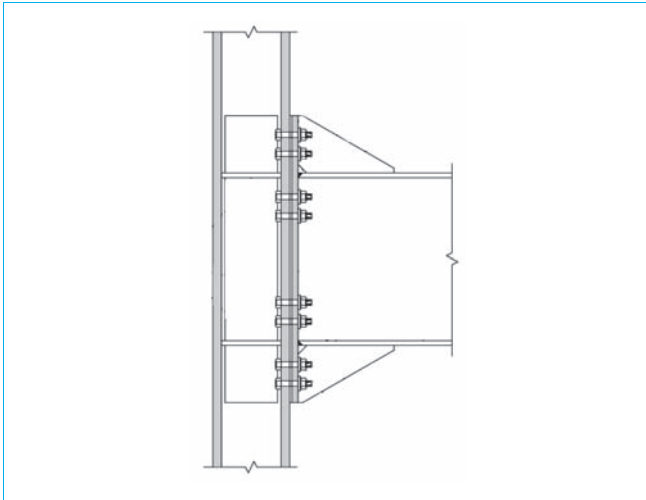


Figure 27 – Assemblage par platines d'about raidies soudées à la poutre et boulonnées à l'âme du poteau par 8 rangées de boulons (d'après la norme FEMA 350)

est conditionné par la limitation des déformations sous charge gravitaire et sous séisme, de sorte que la résistance de l'ossature est surabondante pour la résistance au séisme. La réduction de section de poutre réduit un peu cet excès de résistance. Elle réduit aussi la raideur de l'ossature, mais seulement de 4 à 9 % environ, car la réduction de section n'affecte que de très courtes longueurs de poutre. Il n'est donc pas nécessaire de changer les sections de barres.

Par contre, deux avantages majeurs sont obtenus :

- les sections nécessaires des poteaux, basées sur un dimensionnement capacitatif suivant la condition « poutres faibles/poteaux forts », se trouvent réduites ;
- les dimensions des raidisseurs et renforts de la zone du panneau d'âme de poteau sont également moindres.

■ Les tremblements de terre de Northridge en 1994 et Kobe en 1995 ont mis en évidence l'importance de la conception et de l'exécution des assemblages : préparation des soudures, chanfreins, qualité du métal de base et du métal d'apport en termes de ténacité et de soudabilité. Il existe à l'heure actuelle des guides de conception des assemblages poutre/poteau [6].

Les trois principes de conception des zones d'assemblage définies plus haut peuvent indifféremment être mis en œuvre : renforcement de poutre, affaiblissement de section, assemblages classiques.

Les diverses conceptions d'assemblage offrent des capacités de déformation différentes, qu'on peut associer aux classes de ductilité.

Une **catégorie particulière, toutefois à éviter**, est celle où les ailes sont soudées, tandis que l'âme est boulonnée à un gousset (cf. figure 24). De la sorte, on associerait en effet, au sein d'une même section résistante, des composants d'assemblage de raideurs respectives très différentes, ce qui serait susceptible d'entraîner une surcharge et la ruine prématurée du composant le plus raide (composant soudé). La capacité de rotation de cette catégorie est donc faible.

3.2.3 Conception des affaiblissements de section

Des expérimentations ont montré que la meilleure découpe d'un affaiblissement de section est circulaire et qu'elle respecte les conditions géométriques suivantes (cf. figure 28).

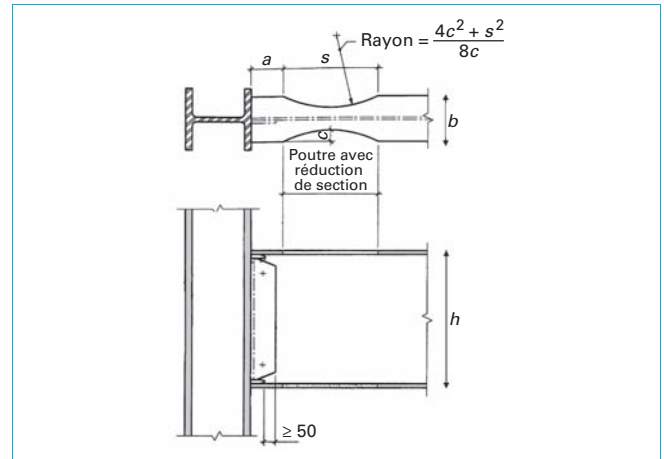


Figure 28 – Poutre avec réduction de section. Ailes soudées, âme soudée à un gousset soudé à l'âme du poteau (cf. [Doc. C 2 559])

La longueur s de la découpe circulaire et la distance a entre le début de la coupe et l'axe du poteau sont définies par :

$$0,5b \leq a \leq 0,75b \quad 0,65h \leq s \leq 0,85h$$

avec b largeur de l'aile de poutre,
 h hauteur de la poutre.

La profondeur c de la découpe est telle que :

$$0,20b \leq c \leq 0,25b$$

On peut alors calculer le moment de flexion plastique résistant $M_{pl,Rd,RBS}$ de la section affaiblie, puisque la largeur d'aile réduite vaut : $b_e = b - 2c$.

Comme la rotule plastique se forme à une distance $X = a + \frac{s}{2}$ de l'axe du poteau, le moment appliqué à l'assemblage poutre/poteau vaut :

$$M_{Ed,assemblage} = M_{pl,Rd,RBS} + V_{Ed,E} X$$

Dans cette expression, $V_{Ed,E} = \frac{2 M_{pl,Rd,RBS}}{L}$.

avec L' distance entre les rotules plastiques situées aux extrémités gauche et droite de la poutre (cf. figure 29).

Si $M_{Rd,assemblage} \geq 1,1 \gamma_{ov} M_{Ed,assemblage}$, l'assemblage est adéquat.

Si la section critique est située à l'axe du poteau (comme dans le cas du panneau d'âme de poteau), le moment de flexion à prendre en compte vaut :

$$M_{Ed,poteau} = M_{pl,Rd,RBS} + V_{Ed,E} X$$

avec : $X' = X + \frac{h_c}{2}$

La vérification de cisaillement à l'assemblage s'écrit :

$$V_{Rd,assemblage} \geq V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

Le panneau d'âme de poteau doit être vérifié sous l'action combinée de $M_{Ed,assemblage}$ et V_{Ed} .

3.3 Pieds de poteaux

3.3.1 Contexte

Dans une ossature en portique, les poteaux peuvent être articulés ou encastrés à leur pied.

Une articulation en pied de poteau supprime le problème de reprise d'un moment de flexion à son pied, mais conduit à des moments de flexion qui sont de même signe sur la hauteur de ce niveau. Cette circonstance est défavorable à la résistance au flambement du poteau. La souplesse du poteau peut aussi poser problème lors de la vérification de la condition relative à la limitation de l'effet $P-\Delta$ (paramètre θ).

3.3.2 Conception des pieds de poteau encastrés

Un encastrement en pied de poteau pose un problème de reprise d'un moment de flexion à son pied, car le mécanisme global de déformation plastique d'une ossature en portique auto-stable implique le développement de rotules plastiques en pied de poteau. Un assemblage classique, comportant une platine de base et des boulons d'ancrage est difficile, car il exige de grosses soudures, une platine épaisse et des tiges d'ancrage de forte section. Les observations effectuées après tremblement de terre ont montré que cette solution appelait peu de ductilité dans le poteau et conduisait souvent à des ruptures d'ancrage sous la surface du béton.

Une option plus favorable consiste à placer le poteau dans un logement réservé dans le béton (cf. figure 30). Dans cette conception, aucun des composants de l'assemblage classique n'est nécessaire et le moment de flexion est équilibré par 2 forces horizontales de compression F_{HS} et F_{HI} à l'interface profil/bloc de fondation. Des essais réalisés en laboratoire ont mis en évidence le bon comportement de cette conception d'assemblage poteau/fondation.

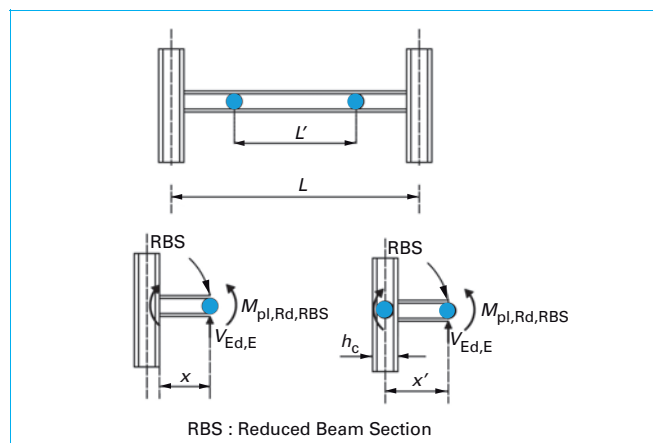


Figure 29 – Calcul du moment de flexion et du cisaillement de l'assemblage en présence d'un affaiblissement de section de poutre ou d'une zone d'assemblage renforcée s'étendant jusqu'à X au-delà de l'axe du poteau (d'après [9])

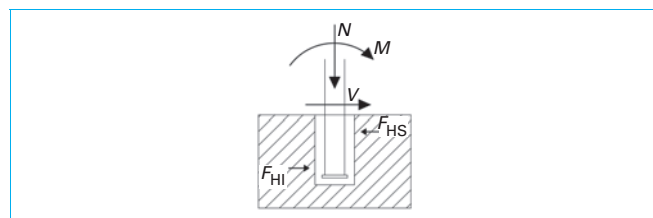


Figure 30 – Assemblage du pied de poteau à la fondation réalisé grâce à un logement prévu dans le béton (d'après [9])

4. Ossatures avec triangulations à barres centrées

4.1 Contexte

4.1.1 Comportement cyclique d'une maille triangulée

Le comportement des mailles triangulées soumises à une action cyclique correspondant à un séisme rend difficile la définition de méthodes d'analyse simples :

- dans le domaine élastique, les diagonales comprimées et tendues participent à la raideur et à la résistance de la maille ;
- mais, après un premier flambement, le comportement d'une diagonale comprimée se dégrade, tant en raideur qu'en résistance (cf. figure 31). Ce comportement est influencé par l'élancement de la barre, la dégradation des boucles d'hystérésis étant plus rapide si la barre est plus élancée.

Ce comportement évolutif en compression au cours des cycles conduit à des approches de projet différentes selon qu'on tient compte, ou non, d'une collaboration des diagonales comprimées à la résistance du contreventement. Dans l'Eurocode 8, l'analyse standard proposée est du type « diagonales tendues seules présentes » pour les mailles en X. Mais, pour les mailles en V ou Δ , on compte aussi sur les diagonales comprimées.

De nouvelles conceptions d'ossatures à triangulations centrées évitent les problèmes d'analyse liés au comportement des diagonales comprimées, en empêchant le flambement de se produire, grâce à :

- des assemblages dissipatifs dont la résistance plastique est inférieure à la résistance des diagonales au flambement ;

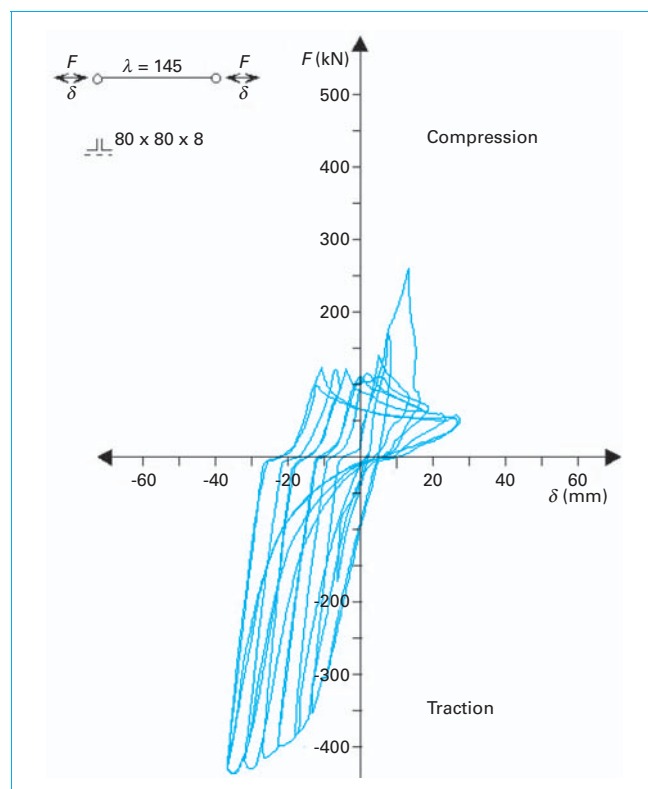


Figure 31 – Comportement d'une maille triangulée sous action cyclique alternée (d'après [10])

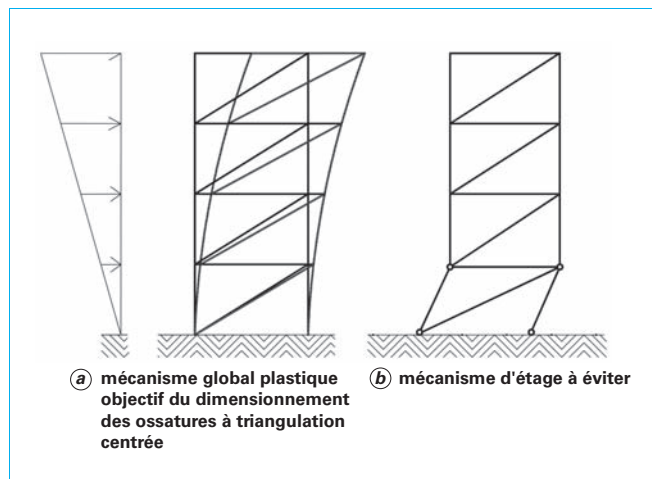


Figure 32 – Deux types de mécanisme global d'un projet dissipatif
(d'après [3])

– des sections spéciales de diagonales, où la barre transmettant l'effort est insérée dans un tube, qui ne reprend pas d'effort axial, mais soutient latéralement la section active et empêche son flambement.

Ces solutions sont décrites au § 4.4.

4.1.2 Objectif du projet dissipatif

L'objectif du projet est de former un mécanisme global plastique dans lequel :

- les zones plastiques sont les diagonales ou leurs assemblages ;
- il n'y a ni flambement, ni voilement des poutres et poteaux.

La figure 32a présente le mécanisme global plastique visé et la figure 32b un mécanisme plastique local non souhaitable.

À cause de la différence de prise en compte des diagonales comprimées dans les triangulations en X et en V, l'analyse standard et certains critères de projets sont différents pour ces deux types de triangulation. On présente donc séparément les éléments de projets relatifs à ces deux topologies.

Les triangulations en K ne peuvent pas être dissipatives (cf. figure 3).

De façon générale, les éléments diagonaux de triangulation doivent être placés de telle sorte que la structure présente, à chaque étage, des caractéristiques forces/déplacements semblables pour chaque sens de l'action sismique. Pour cela, on respecte :

- à chaque étage : $\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0,05$ où A^+ et A^- sont les aires des

projections horizontales des sections droites des diagonales tendues, lorsque les actions sismiques horizontales ont respectivement un sens positif et un sens négatif ;

– une condition d'homogénéité des surrésistances de section Ω_i des diagonales dissipatives, expliquée plus loin.

4.2 Dimensionnement des ossatures à triangulation en X

4.2.1 Analyse

■ L'analyse standard s'effectue en considérant que :

- sous charge gravitaire, seules les poutres et poteaux sont présents dans le modèle ;

– sous l'action sismique, seule la diagonale tendue est présente dans le modèle (cf. figure 35).

Comme la stabilité est assurée par les seules diagonales tendues, qui ne sont pas sujettes à instabilité, le coefficient de comportement attribué aux contreventements en X est élevé : $q = 4$.

On peut, bien sûr, envisager d'effectuer l'analyse des contreventements en X en tenant compte aussi des diagonales comprimées, mais cela requiert une analyse non linéaire, statique ou dynamique, tenant compte des résistances des diagonales, avant et après flambement, sous des sollicitations cycliques et élasto-plastiques.

■ Le premier modèle proposé ci-dessus pour l'analyse élastique de la réponse sismique est « artistique », au sens « art de l'ingénieur ». La raideur d'un modèle de structure, dans lequel les diagonales comprimées sont absentes, est, aux premiers instants du séisme, inférieure à la raideur réelle, de sorte que les sollicitations calculées sont aussi inférieures à la réalité. Ceci résulte de la forme du spectre de réponse en accélération, qui présente une branche descendante pour des périodes T croissantes.

■ La structure modèle, où la moitié des diagonales réelles sont absentes, pourrait conduire à la sous-estimation de la résistance globale de la structure réelle atteinte lors du 1^{er} flambement des diagonales comprimées. On explique ci-après qu'on se prémunit contre ce problème en prescrivant des diagonales élancées, respectant une condition de borne inférieure d'élancement $\bar{\lambda}$.

Dans le même ordre d'idée, on note aussi que la résistance plastique globale de la structure est sous-estimée en négligeant la résistance post élastique des diagonales comprimées, mais ceci place en sécurité et est donc admis.

4.2.2 Dimensionnement des diagonales dans les triangulations en X

La résistance plastique de calcul $N_{pl,Rd}$, en section brute des diagonales, doit être plus grande que la sollicitation calculée $N_{Ed,E}$:

$$N_{pl,Rd} \geq N_{Ed,E}$$

L'élancement relatif $\bar{\lambda}$ est limité :

$$1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$$

Cette limitation n'est toutefois pas applicable aux bâtiments ne comportant pas plus de deux niveaux (bâtiments R + 1).

On a vu plus haut que la limite inférieure $\bar{\lambda} = 1,3$ vise à éviter une surcharge des poutres et poteaux pendant la phase précédant le flambement. À ce moment, tant les diagonales comprimées que tendues sont actives et mobilisent leurs raideurs et résistances. Il y a une limite supérieure à la résistance élastique V_{init} offerte par une maille triangulée. Elle est atteinte lorsque la sollicitation de la diagonale comprimée est égale à sa résistance au flambement. Alors, la réponse de la maille triangulée s'approche de la situation « idéalisée » définie pour l'analyse. C'est la diagonale tendue qui apporte l'essentiel de la raideur et de la résistance, car ces caractéristiques chutent fortement dans la barre comprimée flambée.

Si les diagonales sont trop trapues, la résistance maximale élastique V_{max} , offerte par la maille triangulée avant flambement de la diagonale comprimée, peut être supérieure à la résistance plastique $V_{pl,Rd}$, offerte dans la situation « idéalisée » de l'analyse élastique où une seule diagonale tendue est considérée présente (cf. figure 33a). Ce sera le cas si :

$$X = \frac{N_{Rd,flambement}}{N_{pl,Rd}} > 0,5$$

La condition $\bar{\lambda} \geq 1,3$ correspond à un facteur de réduction de résistance X qui vaut au maximum 0,47 et qui évite une sur-

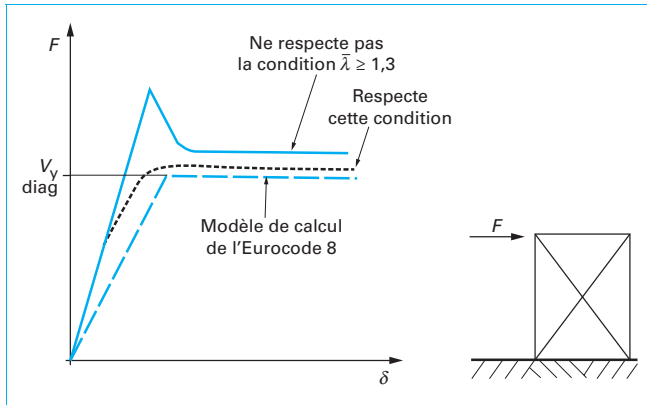


Figure 33 – Lois de comportement force F – Déplacements δ d'une maille avec triangulation à barres centrées (d'après [3])

sollicitation des poteaux et poutres, lors du premier flambement des diagonales (cf. figure 33b).

La limite supérieure $\bar{\lambda} = 2,0$ est justifiée par le caractère dynamique des sollicitations sismique. Lors des oscillations alternées de la structure sous séisme, des diagonales très élancées peuvent subir, après compression et flambement, un déchargement, suivi d'une remise en traction brutale impliquant un choc. Toutefois, les assemblages des diagonales ne sont généralement pas des articulations, mais des encastresments où des rotules plastiques flexionnelles sont formées lors du flambement. Ces rotules plastiques empêchent le choc de se produire, sous réserve que leurs résistances soient suffisantes.

On estime qu'il en est ainsi si $\bar{\lambda} \leq 2$.

Cette condition, qui empêche l'utilisation de câbles comme diagonales, a été estimée inutilement contraignante pour les petits bâtiments de type R+1, d'où une absence de limite supérieure de $\bar{\lambda}$ dans ce cas. On pourrait sans doute envisager la même tolérance de façon plus générale pour le 1/3 supérieur des ossatures.

Dans les ossatures où les diagonales sont découplées (cf. figure 34), une seule condition limite l'élancement des diagonales : $\bar{\lambda} \leq 2$.

Dans ce cas, en effet, le risque de voir $V_{init} > V_{pl,Rd}$, dans une maille rectangulaire comportant une seule diagonale, n'existe pas, et la condition $\bar{\lambda} \geq 1,3$ n'est donc pas nécessaire. Par contre, on doit aussi, dans ce type de topologie, considérer, dans le dimensionnement des poteaux et poutres, la circonstance où les diagonales sont comprimées jusqu'à un effort de compression égal à leur résistance au flambement car elle peut correspondre à des sollicitations de compression ou de traction plus élevées dans ces poteaux ou poutres que lorsque les mêmes diagonales sont tendues jusqu'à $N_{pl,Rd}$.

Afin de réaliser un mécanisme plastique global de l'ossature, impliquant de nombreuses zones dissipatives, un critère d'homogénéité des valeurs du rapport $\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,Ei}}$ de la résistance de chaque diagonale i à la sollicitation de calcul est défini.

Il impose de vérifier que la sur-résistance maximale Ω_{max} ne diffère pas de la valeur minimale Ω_{min} de plus de 25 %. L'effet pratique de cette règle est une réduction progressive des sections des diagonales sur la hauteur de la structure.

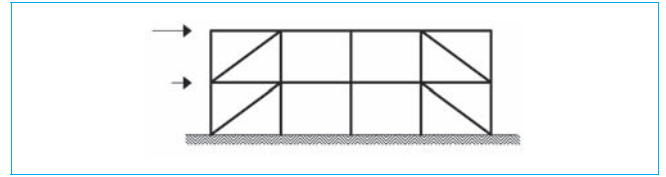


Figure 34 – Ossature à triangulation à barres centrées où les diagonales sont découplées (d'après [3])

4.2.3 Assemblages des diagonales dans les triangulations en X

Les assemblages des diagonales dissipatives doivent être sur-résistants par rapport aux diagonales assemblées :

$$N_{Rd} \geq 1,1 \gamma_{ov} N_{pl,Rd,i}$$

Si les assemblages sont boulonnés, des pièces additionnelles, telles que plats soudés rapportés, ou cornières (cf. figure 13), sont toujours nécessaires pour assurer la sur-résistance requise.

Les assemblages dissipatifs, semi-rigides et/ou à résistance partielle, sont admis s'ils ont une capacité d'élongation permettant les déformations globales attendues de l'ossature, et si l'effet de la déformation des assemblages sur le déplacement horizontal est pris en compte dans une analyse globale statique non linéaire (en poussée progressive), ou une analyse temporelle non linéaire.

On présente au § 4.4.1 des développements relatifs à de tels assemblages.

4.2.4 Dimensionnement des poutres et poteaux

Les poutres et poteaux font l'objet d'un dimensionnement capacitif se référant à la résistance plastique des diagonales (ou de leurs assemblages, si ceux-ci sont les zones dissipatives) :

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega / N_{Ed,E}$$

avec	$N_{pl,Rd}(M_{Ed})$	résistance au flambement de la poutre ou du poteau tenant compte de l'interaction de la résistance au flambement avec le moment fléchissant M_{Ed} , valeur de calcul de M dans la situation sismique de calcul,
	$N_{Ed,G}$	effort normal dans la poutre ou le poteau, dû aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions, pour la situation sismique de calcul,
	$N_{Ed,E}$	effort normal dans la poutre ou le poteau, dû à l'action sismique de calcul,
	γ_{ov}	coefficient de sur-résistance du matériau,
	Ω	coefficient de sur-résistance de section, valeur minimale de $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,Ei}$ sur toutes les diagonales du système de triangulation (avec $N_{pl,Rd,i}$ résistance de calcul de la diagonale i et $N_{Ed,Ei}$ valeur de calcul de l'effort normal dans la même diagonale i dans la situation sismique de calcul) (cf. figure 35).

Cette relation correspond à la logique du dimensionnement en capacité.

On peut débattre de la valeur de Ω_i à considérer dans :

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega / N_{Ed,E}$$

En effet, il serait plus du côté de la sécurité de prendre Ω_{max} plutôt que Ω_{min} , ce qui conduirait à des valeurs de $N_{pl,Rd}(M_{Ed})$ plus élevées, d'un facteur 1,25 au maximum. Dans l'Eurocode 8, on a

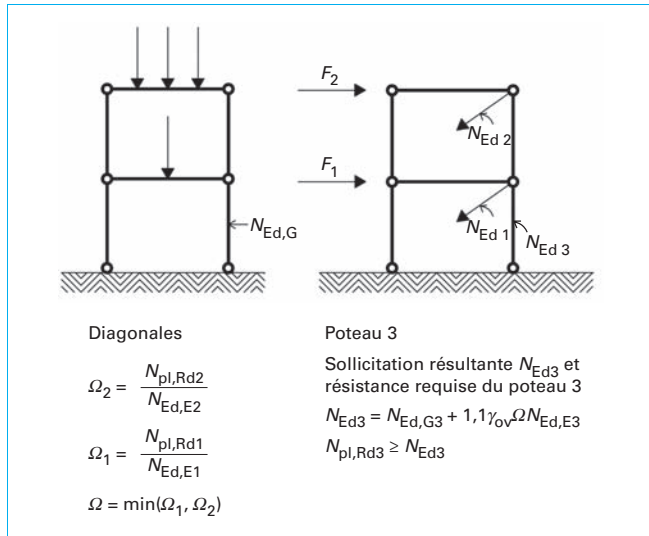


Figure 35 – Détermination des sollicitations des éléments non dissipatifs, poteau ou poutre, d'une ossature à triangulation en X, selon le concept du projet à capacité dissipative (d'après [3])

estimé qu'il était exagéré de prendre les 2 facteurs de sur-résistance Ω et γ_{ov} à leur valeur maximale et que $1,1 \Omega_{min}$ était une estimation raisonnable d'un Ω moyen dans une population des Ω comprise entre Ω_{min} et $1,25 \Omega_{min}$.

On peut aussi critiquer le fait que ce « dimensionnement capacitif » ignore l'existence d'une résistance en compression « post flambement » des diagonales comprimées, alors que cette résistance existe et qu'on peut l'évaluer (cf. § 4.3.2). En toute rigueur, il faudrait considérer la résistance en compression « post flambement » des diagonales comprimées lors du dimensionnement capacitif des poteaux et poutres.

Si on désigne par γ_{pb} la fraction de la résistance plastique, qui constitue la résistance rémanente en compression d'une diagonale après flambement, la relation de calcul serait :

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} (1 + \gamma_{pb}) \Omega / N_{Ed,E}$$

$$= N_{Ed,G} + 1,43 \gamma_{ov} \Omega / N_{Ed,E}$$

Cette relation correspond en fait à un surdimensionnement général de l'ossature.

On pourrait logiquement dimensionner directement les diagonales en comptant la contribution post flambement des diagonales comprimées. Alors, la section des diagonales devrait être telle que :

$$(1 + \gamma_{pb}) N_{pl,Rd} \geq N_{Ed,E}$$

Dans l'Eurocode 8, cette relation de dimensionnement plus économique est acceptée, si elle est validée par une analyse en poussée progressive ou une analyse dynamique non linéaire.

4.3 Ossatures à triangulation en V ou Λ

4.3.1 Analyse

L'analyse standard s'effectue en considérant que :

- sous charge gravitaire, seuls les poutres et poteaux sont présents dans le modèle ;
- sous l'action sismique, le modèle comprend à la fois, la diagonale tendue et la diagonale comprimée (cf. figure 36b).

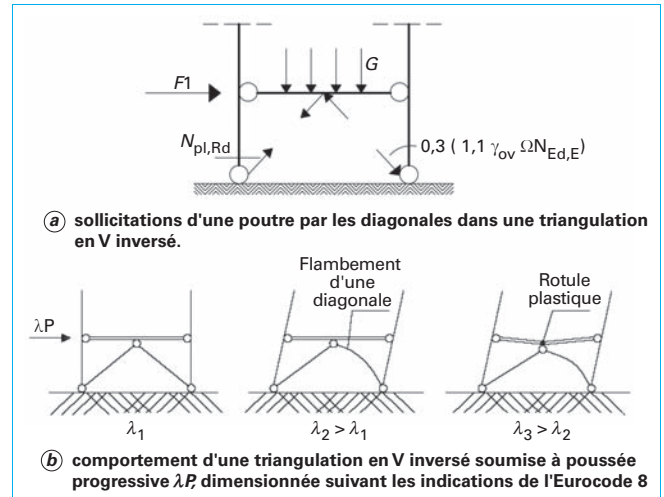


Figure 36 – Dimensionnement d'ossatures à triangulation en V inversé

Comme les diagonales comprimées participent à la stabilité de l'ossature, mais qu'elles n'ont pas une capacité de dissipation d'énergie par déformation plastique élevée, on attribue aux ossatures à triangulation en V ou Λ un faible coefficient de comportement : $q = 2$ en DCM et $q = 2,5$ en DCH.

4.3.2 Critères de dimensionnement

Les critères et la procédure de dimensionnement sont :

- résistance des diagonales tendues : $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed,E}$;
- résistance au flambement des diagonales comprimées : $N_{b,Rd} \geq N_{Ed,E}$;
- homogénéité des sur-résistances Ω_i des diagonales sur la hauteur :

$$\Omega_i = \frac{N_{pl,Rd,i}}{N_{Ed,E,i}}$$

Le Ω_i maximum ne doit pas s'écarter du Ω_i minimum de plus de 25 %. Ω est le minimum des Ω_i ;

- résistance $N_{pl,Rd}$ des éléments structuraux non dissipatifs (poutres et poteaux) :

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega / N_{Ed,E}$$

- limitation de l'élancement réduit $\bar{\lambda} : \bar{\lambda} \leq 2$;

- résistance des poutres aux sollicitations gravitaires du cas sismique, calculées sans tenir compte de l'appui intermédiaire réalisé par les diagonales ;

- résistance des poutres aux sollicitations verticales appliquées à la poutre par les actions verticales en travée et par les diagonales d'un V. Une diagonale est en traction plastique, avec une résistance plastique de calcul $N_{pl,Rd} = 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$. L'autre diagonale est en compression, après flambement, avec une résistance rémanente après flambement estimée à $\gamma_{pb} N_{pl,Rd}$ (figure 36a).

Dans l'Eurocode 8, la valeur proposée est $\gamma_{pb} = 0,3$.

En France (cf. norme NF EN 1998-1/NA), la valeur retenue est :

$$\gamma_{pb} = \frac{0,7 N_{b,Rd}}{N_{pl,Rd}}$$

avec $N_{b,Rd}$ résistance de calcul au flambement.

Cette procédure de dimensionnement assure une dissipation d'énergie dans la diagonale tendue et dans la poutre (cf. figure 36b).

4.4 Conceptions nouvelles d'ossatures avec triangulation à barres centrées

4.4.1 Premier type : assemblages dissipatifs des diagonales

L'utilisation d'assemblages dissipatifs, qui sont forcément aussi à résistance partielle, n'est pas une option habituelle dans les ossatures avec triangulation à barres centrées.

■ Pourtant, plusieurs raisons en justifient l'intérêt :

- les ossatures avec triangulation à barres centrées sont raides par nature : grande largeur des poutres de contreventement, grande inertie flexionnelle globale de l'ossature. Au contraire des ossatures en portiques, une flexibilité additionnelle dans les assemblages n'est pas pénalisée par la nécessité de passer à des barres de plus forte section pour satisfaire les conditions de limitations des déformations et d'effet $P-\Delta$;
- quand des assemblages dissipatifs, dont la résistance plastique est inférieure à la charge de flambement des diagonales, sont utilisés pour les assemblages d'extrémité des diagonales, on évite le flambement de ces dernières. Alors, les difficultés rencontrées avec un système de raidleur et résistance « évolutive » dans l'analyse élastique n'existent plus ;
- en particulier, ceci signifie que toutes les diagonales peuvent être présentes dans le modèle, ce qui lui donne une raideur plus grande que celle du modèle « diagonales tendues seulement » ;
- les assemblages dissipatifs peuvent être fabriqués comme un composant industrialisé de résistance calibrée, ce qui élimine le problème du dimensionnement sur-résistant, fondé sur l'ignorance. Ω et γ_{ov} peuvent être pris égaux à 1 ;
- on peut montrer [7] que le coefficient de comportement q d'ossatures à triangulation centrée avec des assemblages dissipatifs est plus élevé que si les diagonales sont dissipatives. q atteint 6 ;
- le remplacement, après séisme, d'assemblages dissipatifs déformés est plus simple que le remplacement de diagonales, car il ne concerne que des composants très localisés (cf. figure 38).

■ La capacité de déformation des assemblages dissipatifs doit permettre les déformations globales attendues de l'ossature. Cette condition est exigeante.

Exemple. Dans une diagonale dissipative, un faible allongement plastique ε , appliqué à la longueur L d'une diagonale, donne aisément un allongement $dl = \varepsilon L$ important.

Mais, avec un assemblage dissipatif, il faut réaliser le même allongement dl dans le seul assemblage, dont les dimensions sont très inférieures à L .

On peut estimer comme suit la déformation dl requise, en utilisant les résultats de l'analyse modale avec superposition (figure 37) :

- le déplacement relatif entre étages d_r à l'ELU est calculé sur base des déplacements d_e établis par l'analyse élastique sous spectre de calcul et multipliés par q : $d_s = q d_e$ ($d_s = q_d d_e$, si on dispose

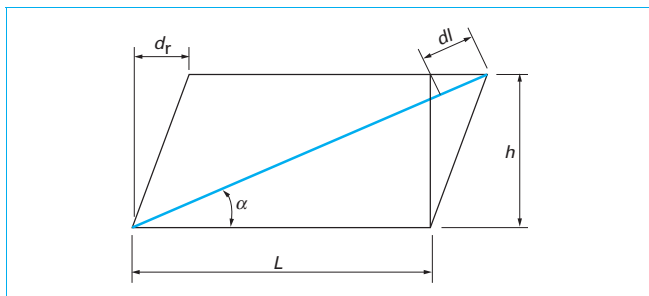


Figure 37 – Maillage triangulée déformée (d'après [7])

de valeurs de $q_d \neq q$ pour calcul des déplacements. En général, on adopte $q_d = q$;

- on déduit dl :

$$dl = \frac{d_r}{\cos \alpha}$$

$$\text{avec } \cos \alpha = \frac{L}{(L^2 + h^2)^{1/2}}.$$

Par exemple, si :

$$\frac{d_r}{h} = 3,5 \% \quad L = 6 \text{ m} \quad h = 3 \text{ m}$$

Alors :

$$\cos \alpha = 0,894 \quad d_r = 0,035 \times 3 = 0,105 \text{ m} \quad dl = 0,117 \text{ m} = 117 \text{ mm}$$

Si la diagonale est l'élément dissipatif, son extension vaut :

$$\varepsilon = \frac{dl}{(L^2 + h^2)^{1/2}} = 0,017 = 1,7 \%$$

Ce faible allongement est toujours réalisable par les aciers de construction, ce qui explique l'absence, dans les codes, d'exigence chiffrée concernant la capacité d'allongement des diagonales dissipatives.

Si les assemblages sont dissipatifs, dl est la somme des capacités d'allongement des assemblages aux deux extrémités de la diagonale (si on suppose que les deux assemblages travaillent, ce qui demande qu'un écrouissage existe). Il faut que la capacité de déformation, dans chaque assemblage, soit égale à : $117/2 = 58,5 \text{ mm}$.

Les assemblages capables de ce résultat ne sont pas classiques. Une recherche [7] sur ce sujet a abouti au développement de deux conceptions adéquates, dont l'assemblage à barreau fléchi de la figure 38. Cet assemblage comprend deux plats boulonnés, ou soudés, aux éléments poutre ou poteau, et un, ou deux, plat(s) assemblé(s) à la diagonale. Tous ces plats comportent des ouvertures alignées, dans lesquelles un barreau d'acier est enfilé. Ce barreau travaille en flexion et dissipe de l'énergie par flexion plastique.

Cet assemblage a une ductilité élevée, caractérisée par des capacités d'allongement supérieures à 50 mm.

L'analyse d'ossatures en X, V ou Λ , comportant des assemblages de diagonales dissipatifs, est effectuée sous charge gravitaire avec la présence dans le modèle des poutres et poteaux seulement. Sous action sismique, on peut considérer, dans le modèle, les diagonales aussi bien tendues que comprimées.

Les critères de dimensionnement sont plus simples que si les assemblages ne sont pas dissipatifs. On vérifie :

- la résistance N_{Rd} des assemblages dissipatifs : $N_{Rd} \geq N_{Ed,E}$;
- la résistance au flambement $N_{b,Rd}$ des diagonales : $N_{b,Rd} > N_{Rd} \geq N_{Ed,E}$;
- l'homogénéité des sur-résistances $\Omega_i = N_{Rd,i}/N_{Ed,E,i}$ des assemblages dissipatifs sur la hauteur de l'ossature. Le Ω_i maximum ne peut différer de Ω_i minimum de plus de 25 %. Ω est le minimum des Ω_i .

Si N_{Rd} de l'assemblage correspond à une production calibrée, alors : $\gamma_{ov} = 1$.

La résistance en traction $N_{pl,Rd}$, ou en compression $N_{b,Rd}$, des éléments poutres et poteaux (non dissipatifs) doit vérifier :

$$N_{pl,Rd}(M_{Ed}) \text{ ou } N_{b,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

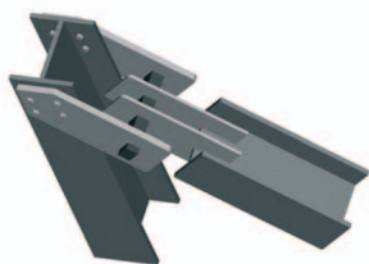


Figure 38 – Exemples d'assemblages dissipatifs des diagonales (d'après [7])

L'utilisation d'assemblages dissipatifs élimine tout critère spécifique lié à la topologie particulière de l'ossature à triangulation centrée étudiée, qu'elle soit en X, en V ou en Λ .

4.4.2 Second type : barres résistant au flambement

Pour réaliser des barres résistant au flambement, on place la section, destinée à être active en traction/compression dans un tube. Ce dernier ne reprend pas d'effort axial, mais a pour mission de supporter latéralement la section active et d'en empêcher le flambement (cf. figure 39).

On désigne cette conception par l'acronyme « BRB » pour « *Buckling Restrained Braces* ». Elle connaît un large développement et des applications pratiques.

5. Ossatures à triangulation à barres excentrées

5.1 Rappels

5.1.1 Caractéristiques de base

L'analyse des ossatures avec triangulation à barres excentrées ne présente pas les difficultés rencontrées dans les ossatures avec triangulation à barres centrées, car les zones dissipatives ne sont pas situées dans des barres soumises sous action cyclique à des alternances flambement/traction plastique. Les diagonales ne sont pas dissipatives. Elles sont dimensionnées pour être sur-résistantes par rapport aux « tronçons d'excentrement » ou « liens sismiques » qui plastifient en flexion et/ou cisaillement (cf. figure 40).

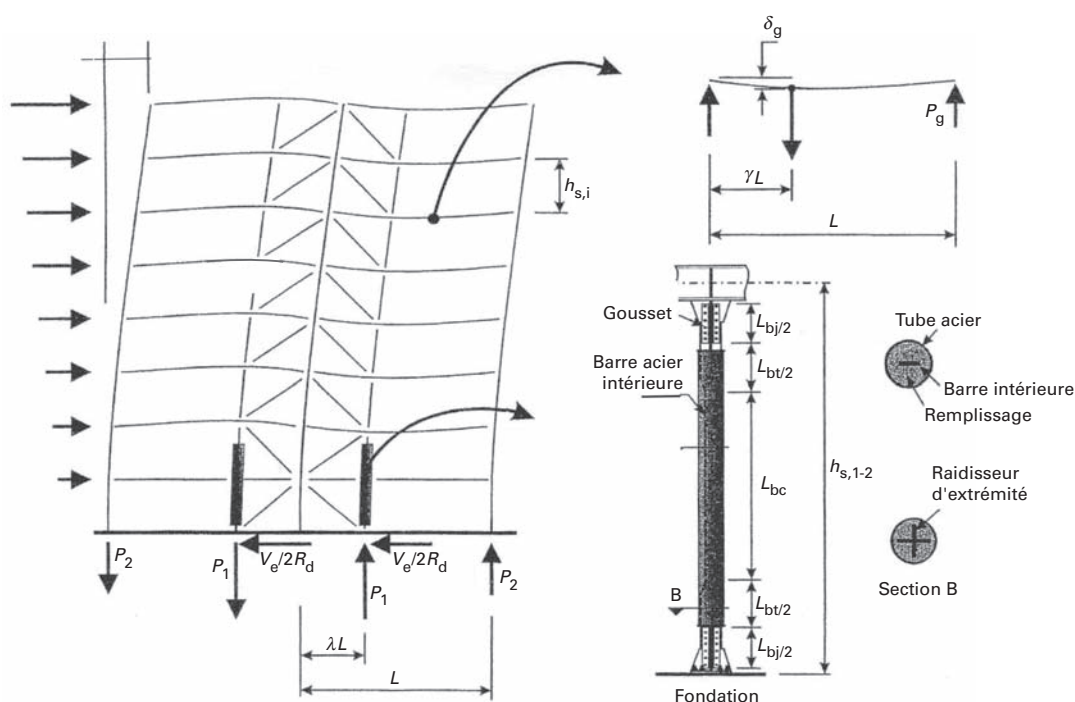


Figure 39 – Conception nouvelle : barres résistant au flambement (d'après [8])

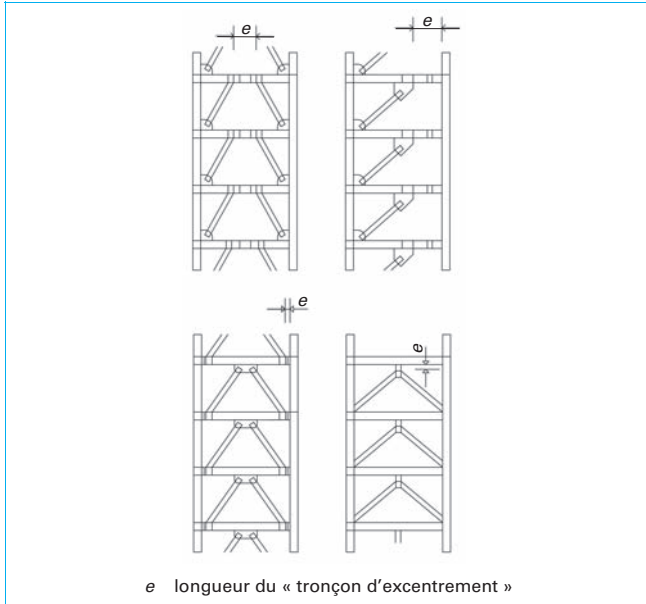


Figure 40 – Exemples de triangulations excentrées (d'après [9])

Plusieurs raisons rendent intéressantes les ossatures avec triangulation à barres excentrées :

- elles combinent raideur et capacité de dissipation élevée ($q = 6$) ;
- les assemblages relient moins de barres que dans les ossatures équivalentes à triangulation à barres centrées. Les assemblages sont plus simples et le montage plus aisé ;
- les diagonales contribuent à la reprise des actions gravitaires, contrairement à l'hypothèse imposée pour l'analyse des ossatures avec triangulation à barres centrées. Elles participent, par leur raideur, à la descente des charges vers la fondation.

5.1.2 Objectif du projet dissipatif d'ossatures à triangulation centrée

Les ossatures avec triangulation à barres excentrées doivent être telles que des zones spécifiques, appelées « tronçons d'excentrement sismiques », puissent dissiper l'énergie par la formation de mécanismes plastiques de flexion et/ou de cisaillement. Les tronçons sismiques peuvent être des éléments horizontaux ou verticaux.

Le système structural doit être dimensionné de manière à obtenir un comportement dissipatif homogène de l'ensemble des tronçons sismiques.

Les règles indiquées ci-après sont destinées à assurer que les plastifications, incluant les effets d'écrouissage dans les rotules plastiques ou les panneaux cisailés, se produisent dans les tronçons sismiques avant toute plastification ou défaillance en d'autres endroits.

5.2 Mécanismes plastiques dans les tronçons d'excentrement

5.2.1 Critères de base

Les tronçons d'excentrement sismiques, ou « link » terminologie conservée dans la version française de l'Eurocode 8, sont dimensionnés pour reprendre les sollicitations sismiques et doivent vérifier :

$$V_{p,link} \geq V_{Ed} \quad \text{et} \quad M_{p,link} \geq M_{Ed}$$

avec $V_{p,link}$ et $M_{p,link}$ respectivement résistance plastique en cisaillement et en flexion du tronçon.

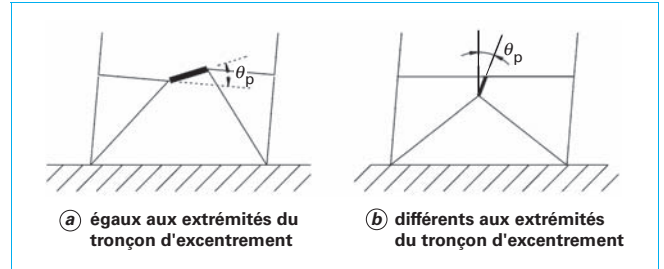


Figure 41 – Exemples de topologies d'ossature avec divers moments de flexion (d'après [3])

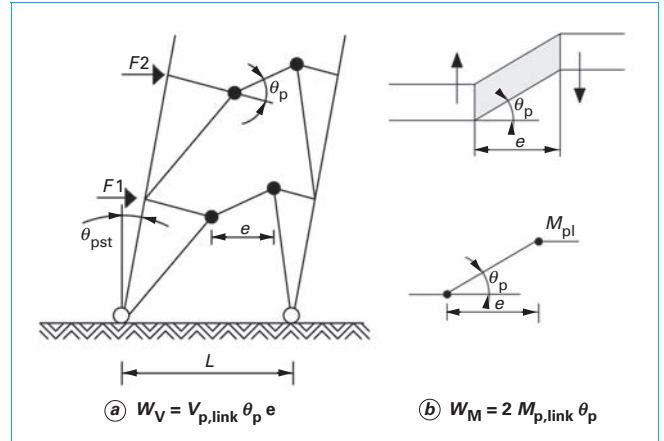


Figure 42 – Travail de déformation dans des mécanismes plastiques en cisaillement et en flexion (d'après [9])

Dans les profils en H, on a :

$$V_{p,link} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} t_w (d - t_f) \quad M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f)$$

avec t_w épaisseur d'âme,
 t_f épaisseur d'aile,
 b largeur d'aile,
 d hauteur de la section.

Le mécanisme plastique réalisé dépend de la topologie de l'ossature. Cette topologie peut être telle que les diagrammes de cisaillement et de flexion dans le tronçon soient symétriques ou dissymétriques (cf. figures 41, 43 et 44).

5.2.2 Cas des tronçons soumis à des sollicitations symétriques

Le mécanisme plastique formé dépend de la longueur e du tronçon.

Les tronçons sismiques courts plastifient essentiellement en cisaillement (cf. figure 42a) et l'énergie dissipée est égale à :

$$W_V = V_{p,link} \theta_p e$$

Les tronçons sismiques longs plastifient essentiellement en flexion (cf. figure 42b). Dans un tronçon long, où le diagramme des M est symétrique (cf. figures 42 et 43), l'énergie dissipée dans un mécanisme plastique est :

$$W_M = 2 M_{p,link} \theta_p$$

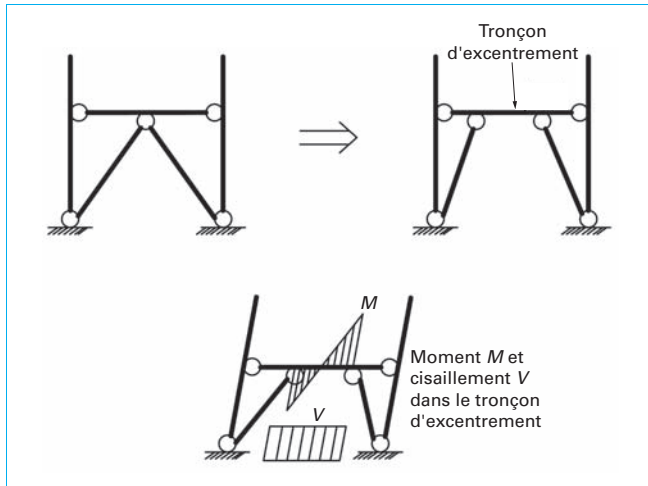


Figure 43 – Diagramme de M et V symétriques dans un tronçon d'excentrement (d'après [9])

La limite entre un tronçon sismique « long » et « court » correspond à la situation où la plastification pourrait également être flexionnelle ou de cisaillement :

$$W_M = W_V \Rightarrow 2M_{p,link} \theta_p = V_{p,link} \theta_p e \Rightarrow e = 2 \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}}$$

Cependant, pour des longueurs e de tronçons sismiques proches de cette limite, les sollicitations de flexion et de cisaillement sont toutes deux élevées, et leur interaction doit être considérée.

Dans l'Eurocode 8, on considère que le mécanisme plastique est :

- de pur cisaillement, si $e < e_s = 1,6 M_{p,link}/V_{p,link}$;
- de pure flexion, si $e > e_L = 3 M_{p,link}/V_{p,link}$.

Entre ces 2 valeurs e_s et e_L , les tronçons ont une longueur dite « intermédiaire » et il faut tenir compte de l'interaction M - V .

5.2.3 Cas des tronçons soumis à des sollicitations dissymétriques

■ Dans le cas où le diagramme des M est dissymétrique, comme par exemple dans le tronçon sismique vertical de la figure 44, la limite entre tronçons, long et court, s'établit comme précédemment, mais en observant qu'une seule rotule plastique se forme et donc que :

$$W_M = M_{p,link} \theta_p$$

L'énergie dissipée en cisaillement reste égale à :

$$W_V = V_{p,link} \theta_p e$$

La longueur limite entre tronçons, long et court, est donc :

$$e = \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}}$$

■ Les relations suivantes définissent les **tronçons longs et courts en fonction de la forme du diagramme des moments de flexion dans le tronçon sismique**. Cette forme est caractérisée par le paramètre α , défini comme le rapport entre le plus petit moment fléchissant $M_{Ed,A}$ à une extrémité du tronçon dans la situation

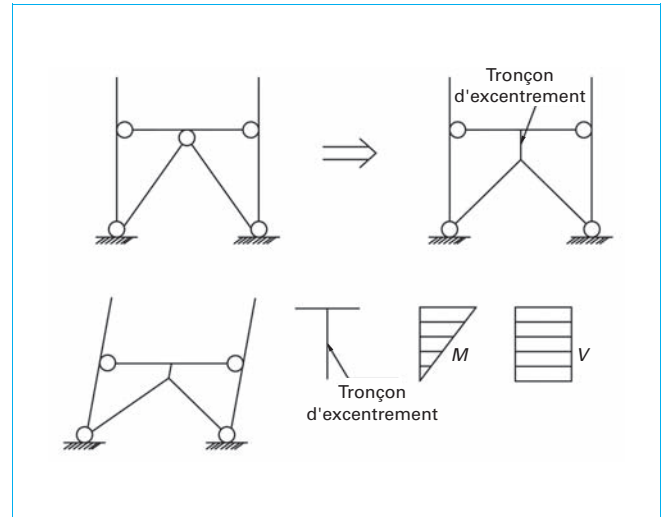


Figure 44 – Exemple de diagramme de moment dissymétrique (l'assemblage en partie inférieure du tronçon d'excentrement est une rotule) (d'après [9])

sismique de calcul, et le plus grand moment fléchissant $M_{Ed,B}$, à l'extrémité où se formerait la rotule plastique ; ces moments étant pris en valeur absolue.

Dans l'exemple de la figure 44 :

$$\alpha = M_{Ed,A} / M_{Ed,B} = 0 \quad e_s = 0,8 \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}} \quad e_L = 1,5 \frac{M_{p,link}}{V_{p,link}}$$

S'il y a un effort normal N_{Ed} important dans le tronçon sismique, $V_{p,link}$ ou $M_{p,link}$ sont réduits par l'interaction V - N ou M - N :

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} \left[1 - \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right)^2 \right]^{0,5}$$

La réduction est négligeable, si N_{Ed} est inférieur à 0,15 $N_{pl,Rd}$. Les relations ci-après donnent l'influence de N_{Ed} sur e_s et e_L :

$$\begin{aligned} e &\leq 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{si } R < 0,3 \\ e &\leq (1,15 - 0,5R) 1,6 M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{si } R \geq 0,3, \\ R &= [N_{Ed} \cdot t_w \cdot (d - 2t_f)] / (V_{Ed} \times A) \end{aligned}$$

avec A : aire de la section brute du tronçon.

■ Pour obtenir un comportement dissipatif global de la structure, une condition est imposée à la sur-résistance de section Ω_i des tronçons d'excentrement. Cette condition est identique à celle relative aux diagonales dissipatives dans les ossatures à triangulation centrée, mais elle porte :

- sur la sur-résistance en cisaillement $\Omega_i = 1,5 V_{p,link,i} / V_{Ed,i}$ de tous les tronçons courts ;
- ou sur la sur-résistance en flexion $\Omega_i = 1,5 M_{p,link,i} / M_{Ed,i}$ des tronçons intermédiaires et longs. Il faut vérifier que les valeurs individuelles des rapports Ω_i ne dépassent pas la valeur minimale Ω de plus de 25 %.

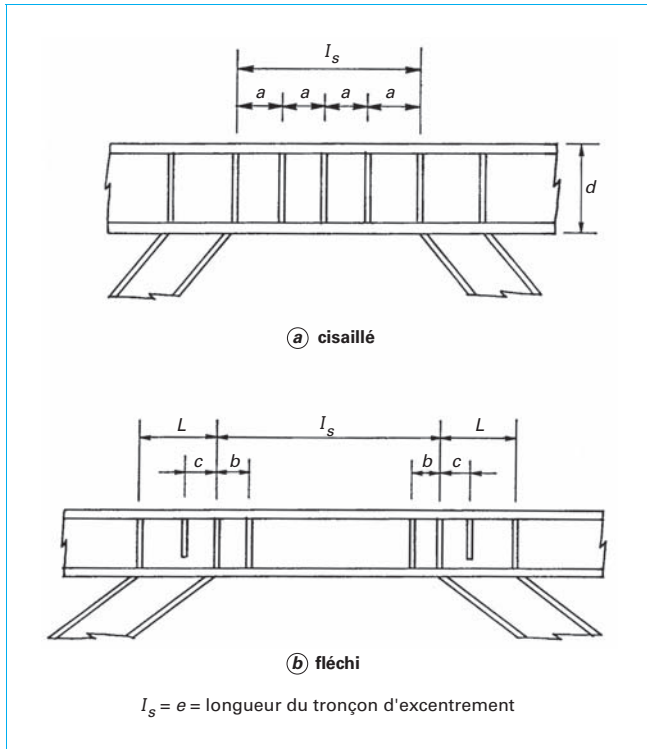


Figure 45 – Raidissage de tronçon d'excentrement cisailé et fléchi (d'après [3])

Il est prescrit que θ_p , angle de rotation entre le tronçon et l'élément à l'extérieur du tronçon déduit de l'évaluation de la déformation globale de la structure, ne dépasse pas :

- $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,08$ radian, dans les tronçons d'excentrement courts ;
- $\theta_p \leq \theta_{pR} = 0,02$ radian, dans les tronçons d'excentrement longs ;
- $\theta_p \leq \theta_{pR}$, déterminé par interpolation linéaire entre les valeurs ci-dessus dans les tronçons d'excentrement intermédiaires.

L'Eurocode 8 définit les conditions de raidissage des zones plastifiées des tronçons d'excentrement.

Toute la longueur des tronçons courts est raidie.
Dans les tronçons longs, seules les zones de rotules plastiques sont raidies (cf. figure 45).

Comme dans les poutres de portique, il est vital, pour le bon fonctionnement des zones dissipatives, que le déversement des poutres soit empêché.

5.3 Dimensions des éléments ne contenant pas de tronçon sismique

5.3.1 Poutres et poteaux

Les éléments ne contenant pas de tronçon sismique, comme les poteaux et les éléments diagonaux, lorsque des tronçons horizontaux sont utilisés, ou les éléments de poutres, lorsque des tronçons verticaux sont utilisés, font l'objet d'un dimensionnement capacitif se référant à la résistance plastique des tronçons d'excentrement.

On doit considérer comme sollicitation la combinaison la plus défavorable de l'effort normal et des moments fléchissants et vérifier :

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

avec	$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$	résistance de calcul à l'effort normal, tenant compte de l'interaction avec le moment fléchissant M_{Ed} et l'effort tranchant V_{Ed} pris à leur valeur de calcul dans la situation sismique,
	$N_{Ed,G}$	force de compression due aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul,
	$N_{Ed,E}$	force de compression due à l'action sismique de calcul,
	γ_{ov}	coefficient de sur-résistance du matériau,
	Ω	défini au paragraphe précédent.

$V_{Ed,i}$ et $M_{Ed,i}$ sont les valeurs de calcul de l'effort tranchant et du moment fléchissant dans le tronçon i dans la situation sismique de calcul. $V_{p,link,i}$ et $M_{p,link,i}$ sont les résistances plastiques de calcul à l'effort tranchant et à la flexion du tronçon i .

5.3.2 Assemblages non dissipatifs des tronçons d'excentrement sismiques

Si la structure est conçue pour dissiper l'énergie dans des tronçons sismiques, on dimensionne les assemblages des tronçons, ou de l'élément contenant les tronçons, pour reprendre les sollicitations E_d :

$$E_d = E_{d,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega E_{d,E}$$

avec	$E_{d,G}$	sollicitation de l'assemblage dû aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions du cas sismique de calcul,
	$E_{d,E}$	effet de l'action sismique de calcul dans l'assemblage,
	γ_{ov}	coefficient de sur-résistance de matériau,
	Ω	coefficient de sur-résistance de section du tronçon, calculé comme indiqué au paragraphe précédent.

5.3.3 Utilisation d'assemblages dissipatifs

On peut aussi concevoir des ossatures avec triangulation à barres excentrées dans lesquelles des assemblages, semi-rigides et/ou à résistance partielle, sont les zones dissipatives, mais il faut alors que :

- les assemblages possèdent une capacité de déformation supérieure à la demande ;
- la stabilité des éléments connectés aux assemblages soit démontrée à l'état limite ultime ;
- l'effet des déformations des assemblages sur le déplacement horizontal global soit pris en compte.

Lorsque des assemblages à résistance partielle sont utilisés avec les tronçons sismiques, ceux-ci restent élastiques et le dimensionnement en capacité des autres éléments de la structure se réfère à la capacité plastique des assemblages.

5.4 Choix d'une topologie de triangulation à barres excentrées

5.4.1 Choix entre tronçons d'excentrement courts et longs

Il existe de nombreuses possibilités de topologie d'ossatures avec triangulation à barres excentrées. Le choix entre tronçons d'excentrement courts ou longs résulte en partie des considérations suivantes :

- des tronçons courts donnent des structures plus raides ;
- les déformations plastiques de cisaillement ont lieu dans l'âme du profil, et le risque de déversement est faible ;
- au contraire, dans un profil où on forme des rotules plastiques en flexion, le voilement des ailes du profil, en cas de rotations plastiques importantes, crée une dissymétrie de section et une tendance au déversement qui doit être contrecarrée par des supports latéraux des ailes inférieure et supérieure du profil.

5.4.2 Choix entre topologies

Le choix entre diverses topologies est influencé par des considérations architecturales relatives aux ouvertures, mais des considérations structurales peuvent aussi intervenir.

On a expliqué que, dans les ossatures avec triangulation à barres centrées et excentrées, il est requis de moduler la distribution des résistances plastiques des zones dissipatives sur la hauteur des bâtiments, de manière à garder les rapports $\Omega_i = R_{pl,Rd,i}/E_{d,i}$ des résistances plastiques $R_{pl,Rd,i}$ aux sollicitations $E_{d,i}$ du cas sismique assez constants (variation limitée à 25 %).

Si les tronçons d'excentrement sont dans les poutres, et que la section des poutres est conditionnée par d'autres considérations que la résistance sismique, alors la « modulation » définie peut entraîner un sur-dimensionnement important des éléments structuraux et assemblages de la partie inférieure de l'ossature. On peut éviter ce problème en choisissant une topologie adéquate, par exemple celle de la figure 46, dans laquelle les tronçons d'excentrement sont forcés de se déformer plastiquement, de façon pratiquement simultanée.

Enfin, l'usage de tronçons d'excentrement verticaux, dans des triangulations en V inversé, du type présenté à la figure 44, peut aussi être avantageux, car de tels tronçons jouent plus facilement le rôle de « fusibles ductiles » spécifiques. En effet, les actions gravitaires les soumettent essentiellement à un effort normal, qui interagit peu avec leur résistance en cisaillement ou flexion.

6. Conception générale des bâtiments parasismiques à ossature acier

6.1 Raideur et poids

La conception d'un projet acier doit chercher à tirer avantage des caractéristiques de flexibilité et de masse réduite qui sont possibles pour ce type d'ossature.

En effet, en raison des hautes caractéristiques mécaniques du matériau, les projets acier permettent les structures comparativement les plus flexibles et les plus légères. Or, des structures plus flexibles appellent moins d'efforts lorsqu'un séisme les secoue. Des structures plus légères appellent aussi moins d'effort, car les forces engendrées par un séisme sont des forces d'inertie, fonction de la masse de la structure [1].

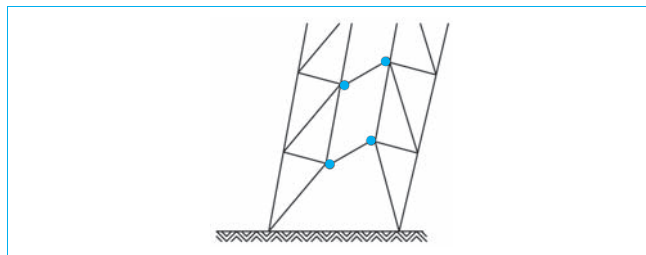


Figure 46 – Topologie favorisant la formation de toutes les plastifications (d'après [3])

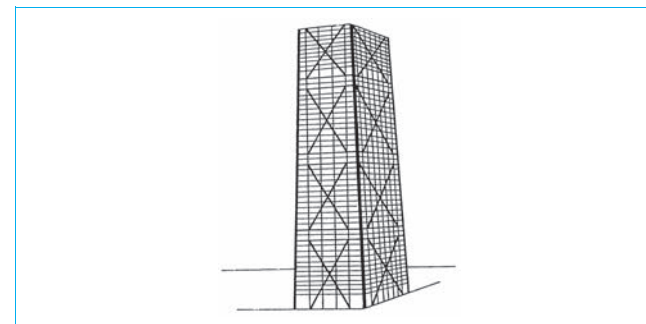


Figure 47 – Structure de type « derrick » (d'après [3])

Ces deux faits peuvent conduire à des réductions de sollicitations dans la structure et à la fondation, facteurs qui influencent favorablement le coût global d'une construction.

Certaines structures métalliques légères « échappent » même aux vérifications sismiques. Ainsi, c'est le vent, pas le séisme, qui est déterminant dans le dimensionnement des halles, de sport ou industrielles, car celles-ci ne sont que la « peau » d'un volume et leur poids par m² est faible.

6.2 Position des plans de contreventement

Sur le plan de la topologie générale des bâtiments élevés en acier, on ne peut affirmer, de manière absolue, qu'une solution apparaisse comme nettement supérieure à d'autres.

Toutefois, la solution dans laquelle la reprise des actions horizontales est effectuée dans les faces extérieures semble avantageuse. La figure 47 présente une solution de type « derrick » où les contreventements de façade sont des ossatures triangulées, mais une ossature de façade en portiques conviendrait également.

La disposition des contreventements dans les façades, outre le fait qu'elle permet plus aisément de se conformer au principe général de distribution continue des éléments résistants, correspond aussi à la recherche de la raideur torsionnelle maximum. Elle permet également de réaliser une structure intérieure peu hyperstatique et, donc, peu coûteuse en assemblages. En effet, tous les assemblages poutre/colonne intérieurs peuvent être des rotules ou des assemblages semi rigides, nettement moins exigeants en préparation à l'atelier et en montage sur chantier.

Cette conception évite aussi le problème des bâtiments à noyau central en béton et structure apparente métallique, à savoir la position peu favorable de l'élément raide en torsion et l'interaction des comportements différents des parties béton et acier.

Enfin, la disposition des contreventements dans les façades est souvent à l'aplomb des murs de l'infrastructure, éléments raides assurant aisément un report convenable des sollicitations vers le sol.