

03+04/11 steeldoc

Construction parasismique

Conception et
dimensionnement



Construction parasismique en acier

Chaque séisme nous montre les répercussions que la qualité des constructions peut avoir sur les vies humaines, les infrastructures et le patrimoine culturel. Une bonne partie de ces dommages pourrait être évitée grâce à des constructions résistant aux séismes. Les structures en acier peuvent jouer un rôle fondamental dans cette optique, du fait des hautes performances, de la sécurité accrue et de la bonne fiabilité qu'elles assurent en cas de tremblements de terres.

Raffaele Landolfo*

L'Italie étant l'un des pays d'Europe les plus exposés aux tremblements de terre, les universités italiennes se consacrent depuis plusieurs décennies à la recherche et au développement dans le domaine parasismique. L'expérience montre que, même sous l'effet d'un séisme inattendu et de forte magnitude, une structure en acier réalisée conformément aux normes actuelles présente un comportement favorable et ne subit que peu de dommages. Aussi d'intenses recherches sont-elles menées, dans ce domaine, au niveau européen – notamment en vue d'élaborer une nouvelle génération de normes européennes tenant mieux compte des connaissances issues de la recherche et de la pratique.

Le présent article se base sur les règles que contient la norme européenne EN 1998-1-6 (Eurocode 8) [1] relativement au dimensionnement parasismique des structures en acier. Ces règles sont, à quelques différences près, identiques à celles des normes SIA 260, 261 et 263 [2-4] qui en constituent la transposition au contexte national et contiennent quelques annexes spécifiques. Le texte qui suit y renvoie chaque fois que possible. Après la description des principes du dimensionnement en capacité des structures en acier, et en particulier des systèmes ductiles, l'article se concentre sur les assemblages et sur les dernières solutions constructives développées pour les constructions métalliques résistantes aux séismes.

1. L'acier en zones sismiques

État d'endommagement de constructions

Le tremblement de terre qui a frappé le centre des Abruzzes en 2009 (plus de 300 morts et 1 500 blessés) a produit des effets dévastateurs sur les constructions, provoquant l'endommagement, selon une première estimation, d'environ 10 000 à 15 000 bâtiments et de nombreux cas d'effondrement total [5]. Bien que son intensité sismique (Mw 6.3) ait été comparable à celle d'autres épisodes dramatiques qui s'étaient vérifiés en Italie au cours des décennies précédentes, deux

aspects ont contribué à faire de ce tremblement de terre un événement particulièrement destructeur: le fait que l'épicentre ait été proche de la ville, et les forts effets de site enregistrés en fonction des diverses caractéristiques géomorphologiques des sols. En ce qui concerne les bâtiments en maçonnerie, ce sont les constructions les plus anciennes, édifiées avec des matériaux pauvres et selon des techniques de construction peu fiables, qui ont subi les dégâts les plus graves, comme par exemple, les bâtiments

Fig. 1: Etat d'endommagement de bâtiments en maçonnerie et de bâtiments en béton armé après le tremblement de terre d'avril 2009 à L'Aquila (Italie).





Fig. 2: Dans les pays à haut risque sismique, la construction métallique est très répandue: Centre de Congrès Tokyo International Forum, 1996, architecte Rafael Viñoly.

réalisés en maçonnerie à sec, avec des pierres irrégulières et un remplissage non cohérent. Dans le cas des constructions en béton armé, les dommages relevés sont, principalement, imputables à la mauvaise qualité des bétons, à une conception inadéquate au niveau des détails de construction et à la présence de fortes irrégularités en plan et en élévation (fig. 1). En revanche, et bien que peu répandues, les structures en acier présentes sur le territoire, principalement utilisées à des fins productives et commerciales, n'ont été que très peu endommagées, faisant ainsi preuve de prestations de loin supérieures à celles des autres types de constructions (fig. 3). Le tremblement de terre de L'Aquila a montré que l'utilisation de l'acier dans les zones à risque sismique constitue un choix optimal grâce à la vaste gamme de solutions typologiques disponibles, toutes hautement compétitives en termes tant de sécurité que de fonctionnalité. Le bon comportement des structures en acier lors d'événements sismiques est donc prouvé par l'expérience et par la diffusion que ces constructions ont eue notamment dans des pays, tels que le Japon et la Californie, où le risque sismique est extrêmement élevé (fig. 2).

Ductilité des structures

Pour comprendre les raisons de cet état de fait, il convient de retourner en arrière et de voir brièvement quels sont, en principe, les choix qui s'offrent à un professionnel lorsqu'il doit concevoir et dimensionner une structure parasismique.

En général, pour faire face à l'action sismique, il existe deux options conceptuelles fondamentales. La première consiste à réaliser des structures qui réagissent «par masse», c'est-à-dire caractérisées par des membrures très résistantes qui, même lorsqu'elles se trouvent sollicitées par des tremblements de terre de forte intensité, relèvent d'un régime de contraintes de type élastique. Ce comportement exige que la déformation élastique accumulée soit intégralement restituée sans laisser trace de déformations résiduelles. À cette fin, il est également nécessaire d'assurer à la structure une rigidité élevée, ce qui, en principe, comporte un surdimensionnement des structures entraînant, dans la plupart des cas, des solutions anti-économiques.

En alternative, il est possible de réaliser des structures qui, grâce à la déformation plastique contrôlée et fiable de certaines zones spécifiques, réussissent à dissiper une partie de l'énergie sismique introduite au travers d'un comportement global «ductile». Des structures de ce type, dites «dissipatives», permettent l'utilisation de membrures plus légères, au profit de l'économie générale du projet. En outre, la possibilité de dissiper une partie de l'énergie sismique introduite permet, lors de la conception, de considérer également pour les fondations des forces inférieures à celles des structures non dissipatives, entraînant une autre réduction des coûts de construction. Enfin, la présence d'un comportement global de type ductile

Fig. 3: Les constructions en acier, principalement des bâtiments industriels et des centres commerciaux situés dans la zone industrielle de Pile, L'Aquila, se sont retrouvés complètement opérationnels après le tremblement de terre.



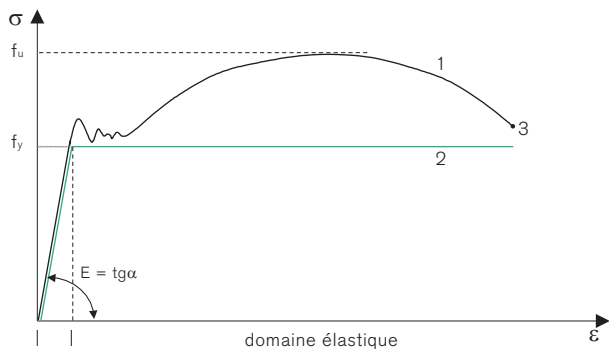


Fig. 4: Ductilité ponctuelle

En haut: diagramme contrainte-déformation spécifique typique d'un acier de construction; en bas, éprouvette de traction avant et après l'essai de traction.

- 1 Comportement réel
- 2 Comportement idéalisé
- 3 Rupture
- f_y Limite d'élasticité
- f_u Résistance à la traction
- E Module d'élasticité



Fig. 5: Ductilité locale

courbes de réponse monotone (en haut) et cyclique (en bas) mettant en valeur la haute ductilité et la capacité de dissipation de l'énergie au niveau de l'élément de construction.

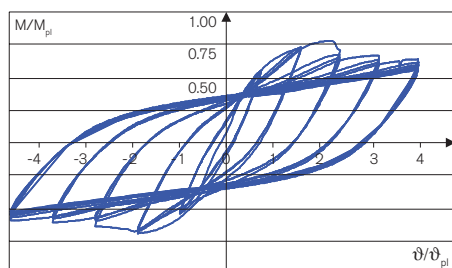
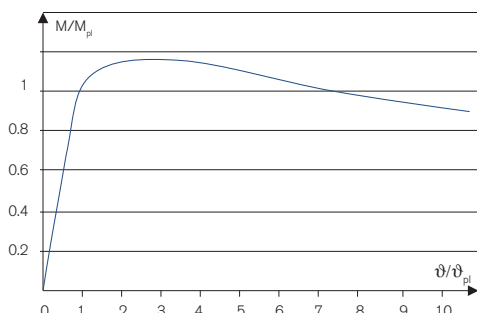
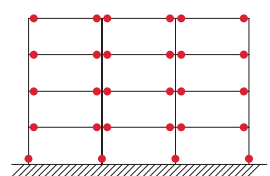
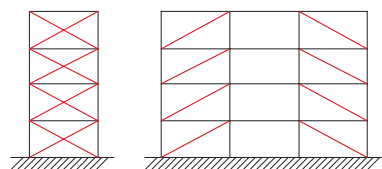


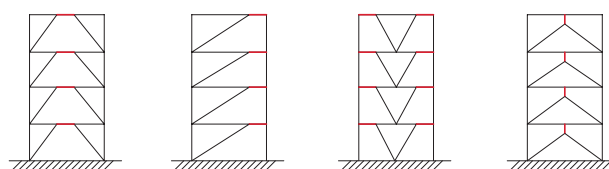
Fig. 6: Ductilité globale



Cadres rigides (Moment resisting frames MRF)



Contreventements à barres concourantes (Concentric braced frames CBF)



Contreventements à barres excentrées (Eccentric braced frames EBF)

garantit une plus grande marge de sécurité lorsque l'action sismique est plus forte que prévu. Grâce à leur capacité plus grande de déformation et à leur comportement ductile, les structures dissipatives sont en mesure d'exploiter pleinement leurs réserves de déformation plastique lorsque se présente une demande de sollicitation plus élevée. Au contraire, les structures non dissipatives, face à une force plus intense, ne seraient pas en mesure d'offrir une résistance supérieure à la résistance limite élastique. La réalisation de structures dissipatives représente donc la meilleure manière de résister à l'événement sismique et, dans ce contexte, l'acier présente des avantages considérables par rapport aux autres matériaux de construction, du fait qu'il se prête davantage à la réalisation de structures à comportement global «ductile».

Ductilité ponctuelle, locale et structurale

Parmi les avantages offerts par l'acier, on trouve en premier lieu, la ductilité intrinsèque du matériau (ductilité ponctuelle, fig. 4), puis la possibilité de réaliser de nombreux mécanismes ductiles fiables et la reproductibilité des mécanismes plastiques au niveau local (ductilité locale, fig. 5), et enfin la vaste gamme de typologies et de schémas structuraux dissipatifs qu'il est possible de réaliser avec des éléments métalliques (ductilité globale, fig. 6) [6-9]. À cela s'ajoute l'indéniable avantage de la légèreté ainsi obtenue au niveau de la structure, facteur d'une importance fondamentale, les actions sismiques étant proportionnelles à la masse de la construction.

Outre son rendement mécanique et sa ductilité élevés, l'acier offre des avantages de types technologique et environnemental. L'industrialisation avancée des processus de production et de construction, la facilité de transport et de montage et la possibilité de recycler complètement le matériau, conformément aux principes de la durabilité, représentent des aspects par lesquels ce matériau se distingue positivement des matériaux traditionnels. Enfin, il ne faut pas négliger la possibilité d'exploiter ses caractéristiques pour créer de splendides exemples d'architecture structurale même dans des zones à très haut risque sismique [10].

2. Principes de conception et stratégies de calcul

2.1 Action sismique et stratégies de calcul

Les stratégies modernes d'atténuation du risque sismique suivent deux lignes parallèles, en cherchant, d'une part, à caractériser de manière ponctuelle et fiable la sollicitation qui agira sur la structure et en contrôlant, d'autre part, la capacité que cette même structure sera en mesure d'offrir pour affronter le régime de contraintes dérivant de l'événement sismique (fig. 7). Cette approche consiste, côté sollicitation, à définir, selon différents systèmes de classification, la sismicité d'un territoire donné, en vue de quantifier l'aléa du site où se trouve l'enjeu exposé au risque. Et, pour ce qui concerne la réponse structurale, à promouvoir des actions visant à réduire la vulnérabilité de ces enjeux, en appliquant des méthodologies de conception parasismique pour les nouvelles constructions et des techniques de mise à niveau et de confortement pour les bâtiments existants.

■ Performance-based Design

Les Eurocodes transposent eux aussi cette philosophie et, contrairement aux normes du passé, fondamentalement basées sur une conception prescriptive, reposent sur une approche de type «performance». En particulier, dans le cadre de l'Eurocode 8 (EC8) [1], portant sur le dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes, les objectifs du projet sont exprimés en termes de performances à exiger de la structure (P.B.D. Performance-Based Design – conception basée sur la performance), ces performances étant elles-mêmes calibrées selon la probabilité que l'événement sismique soit plus ou moins fréquent et plus ou moins destructeur (M.L.P.D. Multi-Level Performance Design – conception multi-niveaux basée sur la performance), compte tenu également des retombées économiques et sociales qu'entraîne tout événement sismique [11].

Fig. 7: Stratégies d'atténuation du risque sismique.

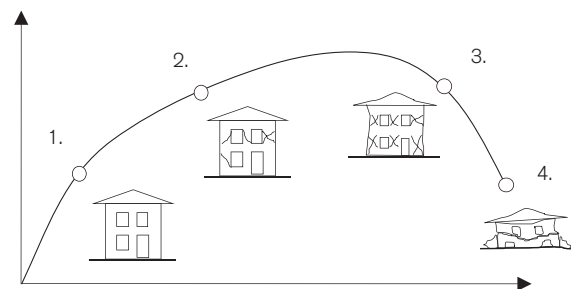
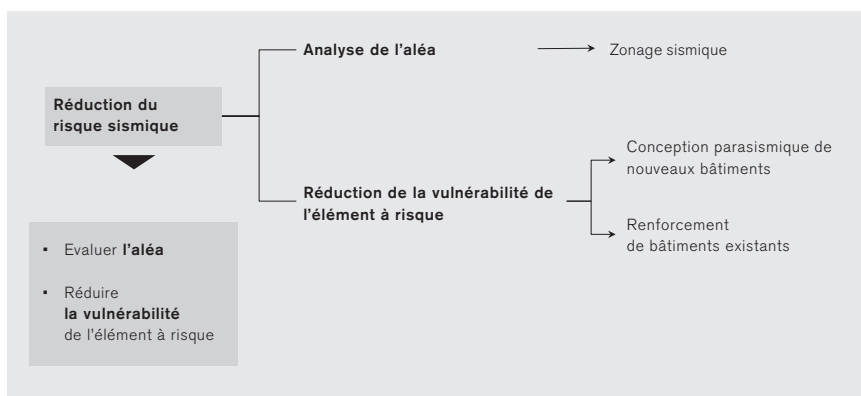


Fig. 8: Niveaux de performance qualitative (Livelli di prestazioni), Italie.
 1 Pleinement apte au fonctionnement (ELS)
 2 Pas de graves dégâts (ELU)
 3 Limite de sauvegarde des vies (ELD)
 4 Limite de prévention de l'effondrement (ELC)

L'approche performance multi-niveaux représente donc l'évolution naturelle de la philosophie de conception aux états limites et naît de la nécessité de définir, à côté des exigences de sécurité, des seuils d'endommagement admissible même pour des niveaux intermédiaires d'intensité sismique, de façon à combiner les considérations de type économique à celles portant sur la sécurité et la sauvegarde des vies humaines et à assurer qu'en cas de tremblement de terre les vies humaines soient protégées, que les dommages restent limités et que les principales structures de protection civile restent en exercice.

Sur le plan pratique, ces considérations se traduisent par la définition de deux états limites, un état limite ultime (ELU), pour la vérification des exigences de sécurité, et un état limite de dommage (ELD) au-delà duquel la fonctionnalité en service n'est plus assurée. Il convient toutefois de souligner que différents codes normatifs adoptés dans certains pays membres comme l'Italie définissent, outre les états limites précités, un état limite de service (ELS), dans le cadre duquel la structure, suite à un séisme de service, ne doit pas subir d'interruption d'utilisation et l'état limite de prévention de l'effondrement (ELC), dans le cadre duquel doit encore être assurée, à l'occasion d'un séisme majeur, une marge minimale vis-à-vis de l'effondrement structural (fig. 8).

■ Aléa sismique du site

Pour la définition des actions sismiques de calcul correspondant aux différents états limites, les réglementations actuelles adoptent comme élément de connaissance primaire «l'aléa sismique» du site de construction, généralement exprimé par un paramètre unique, par exemple l'accélération de pointe (a_{gR}) sur sol rigide (fig. 9/10).

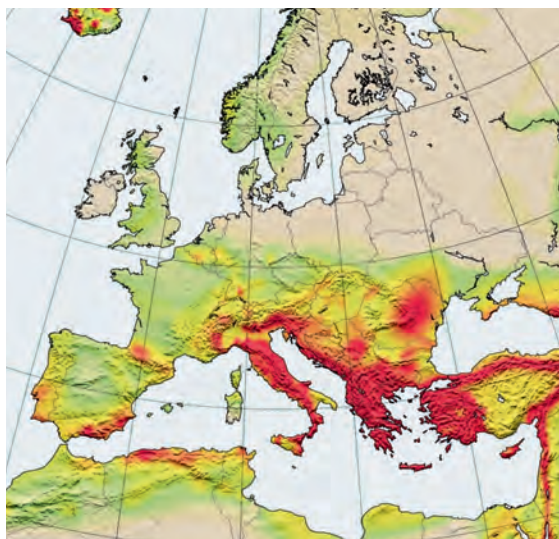


Fig. 9: Carte de l'aléa sismique Europe-Méditerranée pour l'accélération maximale du sol avec probabilité de 10% de dépassement en 50 ans en présence de sol rigide. [SESAME]

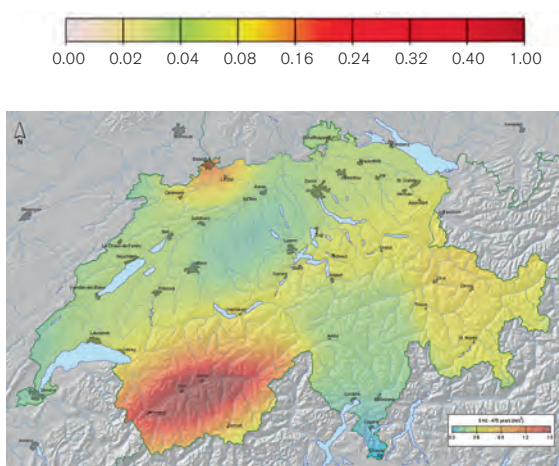


Fig. 10: Carte de l'aléa sismique en Suisse: valeurs spectrales de l'accélération horizontale du sol pour des roches dures, une période de récurrence de 475 ans et fréquence de 5 Hz. [SED]

Fig. 11a: Spectre de réponse élastique de l'accélération horizontale du sol pour des classes de sol de fondation A à E selon la norme SIA 261 (3)

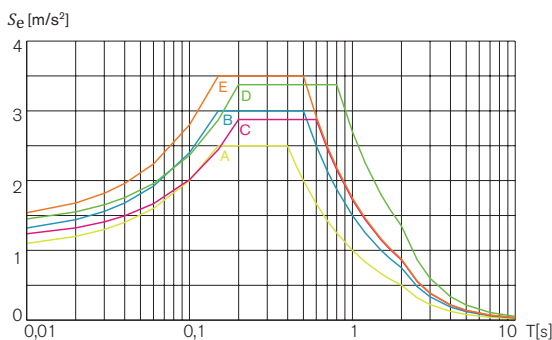
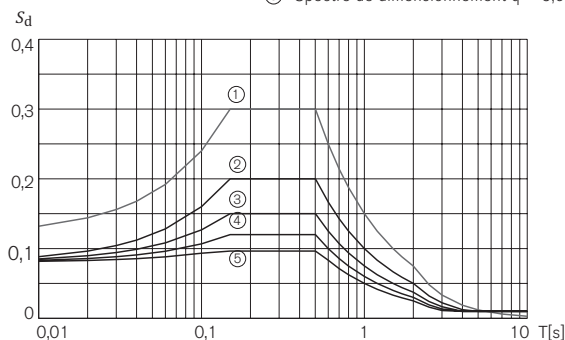


Fig. 11b: Spectre de réponse élastique avec un amortissement de 5% comparé aux spectres de dimensionnement pour des structures porteuses en acier présentant différentes ductilités appartenant à la classe d'ouvrage CO I, (Z2 sur un sol de fondation de classe B).

À cet égard, il convient d'observer que l'EC8 fournit des renseignements à caractère général, les renseignements de détail figurant dans les annexes nationales. Il est en effet prévu que chaque Etat effectue le zonage sismique de son territoire et définisse les paramètres connotant l'aléa sismique. Quoi qu'il en soit, en vue de promouvoir une ligne de conduite uniforme entre les différents États membres, l'Eurocode fournit certaines recommandations générales en la matière, telles que, par exemple, les valeurs de seuil des accélérations de pointe au sol à utiliser pour la définition des zones à «basse sismicité» ($a_g \leq 0,78 \text{ m/s}^2$) et à «très basse sismicité» ($a_g \leq 0,39 \text{ m/s}^2$), pour lesquelles sont prévues des procédures de calcul simplifiées, comme on le verra plus loin. (Infobox 1)

Quoi qu'il en soit, à partir de la définition de l'aléa, il est possible de calculer l'action sismique en construisant le spectre de réponse élastique de référence $S_e(T)$ en accélération, dont les expressions sont fournies en fonction de l'aléa sismique de base et d'autres coefficients qui tiennent compte des spécificités locales du site (catégorie de sous-sol et conditions topographiques) (fig. 11). En ce qui concerne l'état limite ultime, il n'est pas difficile de démontrer que, pour des zones sismiques à aléa moyen/élevé, l'accélération horizontale maximum correspondante que subit la structure, telle que restituée par le spectre de réponse élastique, peut se révéler plus importante que l'accélération de gravité ($1g$).

- ① Spectre de réponse élastique
- ② Spectre de dimensionnement $q = 1,5$
- ③ Spectre de dimensionnement $q = 2,0$
- ④ Spectre de dimensionnement $q = 2,5$
- ⑤ Spectre de dimensionnement $q = 5,0$

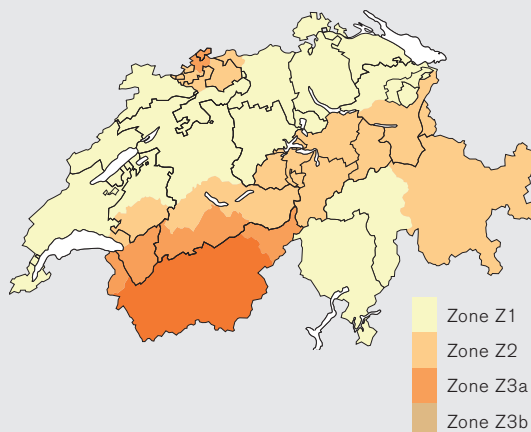


Aléa sismique selon SIA 261

L'aléa sismique en Suisse est quantifié par le Service Sismologique Suisse (SED) sous forme de cartes de spectres d'accélération. Ces cartes montrent les valeurs spectrales de l'accélération horizontale sous des fréquences de 0,5–10 Hz pour des roches dures et des périodes de récurrence de 100, 475, 1000, 2500 et 10 000 ans. Elles servent de base à la carte des zones d'aléa sismique de la norme SIA 261 avec une période de récurrence de 475 ans qui correspond à la norme sismique européenne Eurocode 8.

La Suisse est divisée en quatre zones d'aléa sismique Z1, Z2, Z3a et Z3b avec les valeurs maximales d'accélération horizontale du sol correspondantes de 0,6 m/s², 1,0 m/s², 1,3 m/s² et 1,6 m/s² pour un sol de fondation rocheux (classe de sol de fondation A). Les conditions locales du sol de fondation ont une influence déterminante sur la force et le contenu fréquentiel dominant de l'action d'un séisme. Comparé aux endroits

rocheux, c'est avant tout dans les sols mous que peuvent s'amorcer des oscillations locales considérables. La norme SIA 261 indique dans le tableau 25, les valeurs des paramètres du spectre de réponse élastique pour cinq classes différentes de sols de fondation A à E.



Infobox 1

Carte des zones de risque sismique de la Suisse avec quatre zones sismiques représentées en superposition aux frontières cantonales [38].

■ Les structures sismo-résistantes

Pour faire face à des accélérations horizontales aussi importantes, les stratégies modernes de calcul envisagent différentes solutions conceptuelles pour réaliser des structures sismo-résistantes qui, en principe, se distinguent sur la base de leur comportement suite à l'excitation dynamique due au séisme. On distingue : les systèmes à contrôle actif et isolés, qui agissent fondamentalement sur les caractéristiques dynamiques de la structure en en modifiant artificiellement la réponse; les systèmes hyper-résistants, conçus pour résister au tremblement de terre exclusivement grâce à leur capacité de résister en restant dans le domaine élastique, donc sans subir d'endommagement structural; et enfin, les systèmes dissipatifs.

Dans ce dernier cas, le critère fondamental sur lequel se base la conception est celui d'après lequel une partie de l'énergie sismique introduite est dissipée par hystérésis (ou hystérèse) suite à la plastification de certains éléments expressément prévus à cet effet, évitant des ruptures fragiles et la formation de mécanismes instables imprévus. Les zones propres à l'absorption de cette énergie et destinées à subir des déformations plastiques sont concentrées dans des éléments ou parties d'éléments spécifiques, les autres parties de la construction restant soumises à un régime de contraintes de type élastique. Pour réaliser des constructions aptes à satisfaire cette exigence, une structure doit mettre en jeu les ressources dont elle peut disposer au-delà de sa limite élastique ou, en d'autres termes, garantir un comportement global ductile. Le concept de ductilité structurale joue un rôle tout à fait fondamental et, avec la résistance, constitue une condition essentielle qu'il s'impose de

garantir et de rechercher à différents niveaux, comme nous l'expliquerons plus en détail dans le paragraphe suivant. Lors de la conception de ces systèmes, l'on pourra donc considérer une valeur réduite des actions sismiques, proportionnellement à la ductilité potentiellement assurée par la structure. La réduction des forces de calcul par rapport aux forces élastiques est réalisée au travers d'un coefficient de comportement, indiqué par la lettre q (fig. 11b).

Coefficient de comportement q

Ce coefficient, qui constitue une mesure quantitative de la capacité dissipative de la structure, représente un paramètre fondamental en phase de conception et peut être obtenu par le biais de conditions d'équivalence de type cinématique ou énergétique. Il convient de souligner que, si la réduction des forces sismiques de calcul constitue un avantage, elle implique toutefois des critères et règles de calcul nécessairement différents et plus complexes que ceux relatifs à la conception d'une structure à comportement élastique, étant donné que l'on doit, dans ce cas, chercher à atteindre un objectif portant sur des prestations de ductilité plutôt que de résistance.

Sous l'aspect pratique, l'Eurocode 8 prévoit, pour l'analyse à l'état limite ultime de structures dissipatives, une action sismique de calcul $S_d(T)$ obtenue directement à partir du spectre de réponse élastique $S_e(T)$, dont on réduit les ordonnées au moyen du coefficient q . Les valeurs numériques de ce dernier sont établies en fonction de la typologie structurale et de la classe de ductilité adoptée; dans le cas de structures non régulières en élévation, elles doivent être réduites de 20%. Les diverses typologies structurales seront décrites plus en détail ci-dessous.

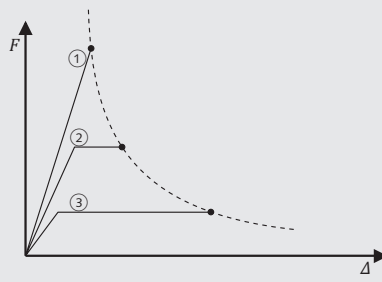
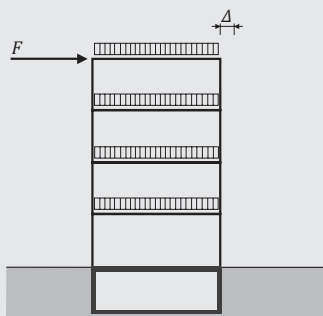
Dimensionnement selon SIA 261

Afin d'atteindre un comportement au séisme satisfaisant pour un séisme de dimensionnement déterminé, on peut choisir une structure avec une grande résistance et une faible ductilité, avec une faible résistance et une haute ductilité, ou une solution intermédiaire avec une résistance moyenne et une ductilité moyenne.

Tout comme selon Eurocode 8, selon la norme SIA 261 il existe globalement deux concepts pour le dimensionnement au séisme: le concept de comportement non ductile de la structure porteuse (dimensionnement conventionnel) et celui du comportement ductile (dimensionnement en capacité). En général le concept du comportement non ductile de la structure porteuse n'est recommandé que pour les cas d'actions sismiques faibles, c'est-à-dire pour des ouvrages légers dans des zones à faible aléa sismique et pour des sols de fondation favorables. Dans les autres cas, il est peu économique.

Le choix d'une grande ductilité, liée à une faible résistance, est indiqué lors de sollicitations de séisme élevées et pour des structures avec une faible rigidité. Cela permet de concevoir une structure répondant aux exigences parasismiques sans majoration notable des sections.

Sous le dimensionnement en capacité on entend principalement le choix d'un mécanisme plastique adapté et le partage de la structure porteuse en secteurs qui restent élastiques et en d'autres qui ont la capacité de se plastifier. Si une déformation de la structure supérieure aux attentes se produit, il ne se forme pas de nouvelles zones ductiles, mais au contraire les zones déjà plastifiées se déforment un peu plus. Les zones plastiques limitent ainsi la sollicitation de la structure et il est ainsi assuré que les éléments de la structure au comportement élastique et fragile, ne soient pas sursollicités.



- ① «Elastique», très haute résistance: le séisme de dimensionnement ne requiert pas de déformation plastique.
- ② Résistance moyenne: le séisme de dimensionnement requiert des déformations plastiques modérées.
- ③ Basse résistance: le séisme de dimensionnement requiert des déformations plastiques importantes.

F Sollicitation horizontale
 Δ Déplacement horizontal global

Infobox 2

Fig. 12: Sollicitation horizontale en fonction du déplacement horizontal pour différentes formes de structures le long de la courbe du spectre de dimensionnement pour le même séisme de dimensionnement [38].

2.2 Les systèmes dissipatifs

■ La conception à l'état limite ultime ELU

Dimensionnement en capacité

L'objectif de base dans la conception de structures dissipatives consiste à réaliser de nombreuses zones dissipatives fiables. La procédure de conception comporte essentiellement trois phases principales (fig. 14).

1. Définir le mécanisme plastique global (choix de la typologie structurale et du mécanisme d'effondrement global correspondant);
2. Concevoir et assurer la ductilité et la fiabilité des zones dissipatives choisies;
3. Éviter les déformations plastiques, les ruptures fragiles et/ou les flambages élastiques dans les parties de la structure se trouvant au-dehors des zones dissipatives.

La conception aux ELU se fait donc en identifiant au préalable, et avec précision, les zones dissipatives (ou éléments ductiles) destinées à la plastification. Ces zones devront impérativement satisfaire certaines exigences spécifiques en termes de performance, compte tenu du rôle qu'elles seront appelées à jouer dans la structure sismo-résistante. Ensuite, pour les

parties restantes de la structure (zones non dissipatives ou éléments fragiles), il faudra garantir une surrésistance adéquate par rapport aux zones dissipatives, de façon à ce qu'elles soient en mesure de répondre aux actions transmises lors d'un tremblement de terre en restant dans le domaine élastique. D'après ce principe, par le biais de critères appropriés de dimensionnement rentrant dans le cadre de ce que l'on appelle hiérarchie des résistances, l'on assignera donc, en phase de calcul, une résistance différenciée aux divers éléments structuraux, afin qu'une rupture ductile d'un élément de construction évite la rupture fragile d'un autre élément. En pratique, les éléments ductiles devront être moins résistants que les éléments fragiles, de façon à agir comme fusibles structuraux, sauvegardant ainsi l'intégrité de la structure dans son ensemble, tandis que les membrures non dissipatives (hiérarchie globale) et les assemblages des parties dissipatives au reste de la structure (hiérarchie locale) devront posséder, vis-à-vis des zones dissipatives, une surrésistance suffisante pour y permettre le développement de la plastification cyclique (fig. 13).

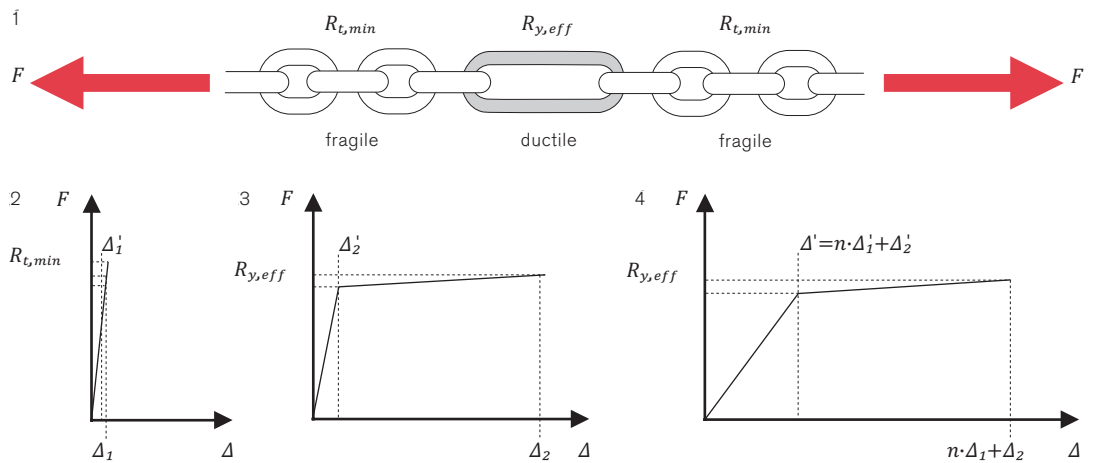


Fig. 13: Principe de limitation des sollicitations grâce aux éléments ductiles (concept du dimensionnement en capacité) [38].

- 1 La chaîne présentée se compose de huit maillons fragiles, chacun de résistance $R_{t,min}$ et d'un maillon ductile de résistance $R_{y,eff}$
- 2 Le comportement charge-déformation est valable pour chacun des n maillons fragiles
- 3 Le diagramme illustre le comportement charge-déformation d'un maillon ductile
- 4 Le comportement charge-déformation de la chaîne découle de la somme des n maillons fragiles et du maillon ductile

Fig. 14: Les principales étapes de la procédure de conception selon le dimensionnement en capacité.

Dimensionnement en capacité (niveau global)	<ul style="list-style-type: none"> Relevé préliminaire des éléments ductiles ou des zones dissipatives, en regard de la plastification, ainsi que des éléments fragiles, à prendre en compte dans le domaine élastique.
Critère de hiérarchie	<ul style="list-style-type: none"> Les membrures non dissipatives doivent posséder une surrésistance par rapport aux zones dissipatives, de façon à permettre leur plastification cyclique.
Exigences en matière de ductilité	<ul style="list-style-type: none"> Toutes les zones plastiques prévues doivent se développer complètement: des «règles de détail» permettront de donner un maximum de ductilité aux zones dissipatives et, par effet, à l'ensemble de la structure.

On voit alors clairement quels sont les deux plans sur lesquels évolue la méthodologie conceptuelle: d'un côté, elle concentre son attention sur les zones qui ont été identifiées comme responsables de la dissipation hystérétique et qui, en tant que telles, devront posséder des propriétés de résistance, rigidité et ductilité permettant le développement de vastes amplitudes sous l'aspect plastique; de l'autre, par le biais du dimensionnement en capacité, les parties non dissipatives et les assemblages des parties dissipatives au reste de la structure doivent posséder une surrésistance suffisante pour faire en sorte que la plastification se vérifie dans les zones destinées à la dissipation.

D'un côté on cherche donc à favoriser la formation de mécanismes d'effondrement par un nombre élevé de zones plastifiées (mécanismes globaux), en mesure de dissiper la plus grande partie d'énergie possible, et de l'autre, à garantir une réponse globale stable même en présence de phénomènes locaux de plastification, flambement ou autres liés au comportement hystérétique de la structure [12,13].

Du point de vue de l'application, l'Eurocode 8 prévoit deux différents concepts pour la réalisation de structures dissipatives:

1. Concept A: Comportement structural non dissipatif
2. Concept B: Comportement structural dissipatif.

Classes de ductilité

Dans l'Eurocode 8 sont en outre définies trois différentes classes de ductilité: basse (DCL), moyenne (DCM) et haute ductilité (DCH). Les classes se différencient, également au plan opérationnel, par l'entité des plastifications considérées en phase de conception et par l'extension et l'importance que l'on attribue au critère de la hiérarchie des résistances [14]. En ce qui concerne le premier aspect, la norme prend en considération des valeurs plus élevées du coefficient de structure en classe de ductilité haute et attribue la différence comportementale entre les trois classes à la seule ductilité des parties dissipatives (fig. 16).

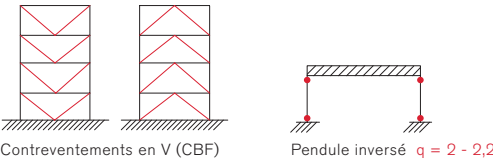
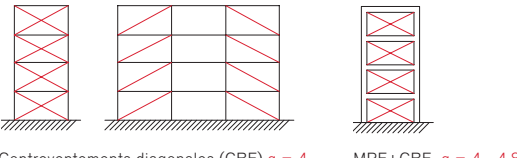
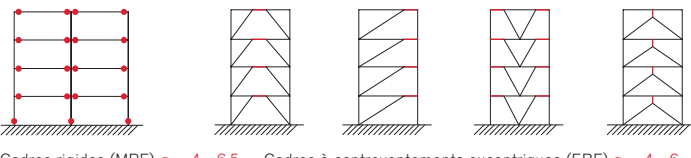
Concept de dimensionnement	Classe de ductilité de la structure	Valeurs de référence coefficient	Exemples de contreventements
Eurocode: concept A Comportement structural faiblement dissipatif	DCL (basse)	Type de structure $q \leq 1,5 - 2$	 Contreventements en V (CBF) $q = 2 - 2,5$ Pendule inversé $q = 2 - 2,2$
		SIA = non ductile	
Eurocode: concept B Comportement structural dissipatif	DCM (moyenne)	$q \leq 4$ und f (Type de structure)	 Contreventements diagonales (CBF) $q = 4$ MRF+CBF $q = 4 - 4,8$
		SIA = $2 \leq q \leq 5$	
SIA=ductile	DCH (haute)	$q = f$ (Type de structure)	 Cadres rigides (MRF) $q = 4 - 6,5$ Cadres à contreventements excentriques (EBF) $q = 4 - 6$
		SIA = $2 \leq q \leq 5$	

Fig. 16:

Concepts de dimensionnement en fonction des classes de ductilité et des coefficients de comportement selon les normes EN 1998-1 et SIA 263 (deux classes de ductilité seulement)

■ Concept A pour comportement non dissipatif

La conception de structures sur la base du «comportement structural non dissipatif» (concept A) est recommandée dans les zones à basse sismicité. Dans ce cas, en présence de structures régulières, il est possible d'estimer l'effet provoqué par les actions sismiques par le biais d'une analyse élastique globale, sans tenir compte des effets dus à la non-linéarité du matériau et donc sans appliquer les critères du dimensionnement en capacité. La réduction des actions sismiques de calcul s'effectue en adoptant, pour le coefficient de comportement q , une valeur comprise entre 1,5 et 2 ($q = 1,5$ selon la norme SIA 263), qui prend en compte une sorte de ductilité intrinsèque des systèmes structuraux. Lorsque l'on prend q supérieur à 1,5 pour les éléments principaux, il faut utiliser des sections de type 1, 2 et 3. Pour ce qui concerne la résistance des membrures et des assemblages, se reporter aux règles générales figurant dans l'Eurocode 3 [15]. Il convient d'observer que l'Eurocode 8 déconseille l'usage de ces structures dans les zones à sismicité moyenne et/ou élevée.

■ Concept B pour comportement dissipatif

Concernant en revanche le concept B, le choix de la classe de ductilité s'adaptant le mieux aux exigences de calcul est laissé au concepteur et il n'est pas fourni d'indications à cet égard. Il est toutefois important de

souligner que, abstraction faite de la classe de ductilité choisie, le projet d'une structure dissipative peut certes offrir une solution plus compétitive dans le panorama de la conception parasismique, mais il comporte inévitablement aussi une conception beaucoup plus contraignante, intéressant tous les volets du projet: choix de la bonne classe de sections, raccords, contrôle des propriétés du matériau.

Règles de dimensionnement pour concept B

Le dimensionnement d'une structure dissipative exige le respect de règles de calcul bien précises qui peuvent être soit à caractère général, c'est-à-dire valables pour toute typologie structurale, soit spécifiques à chaque typologie.

Matériau

Dans le cadre des règles générales, une première indication concerne le matériau. L'acier doit naturellement avoir des propriétés conformes à celles prescrites par les normes en vigueur concernant les constructions en acier. De plus, pour satisfaire aux exigences de ductilité prévues par le projet parasismique, l'Eurocode 8 prévoit trois variantes de conditions à vérifier sur la base de la limite élastique du matériau dans les zones dissipatives, à savoir:

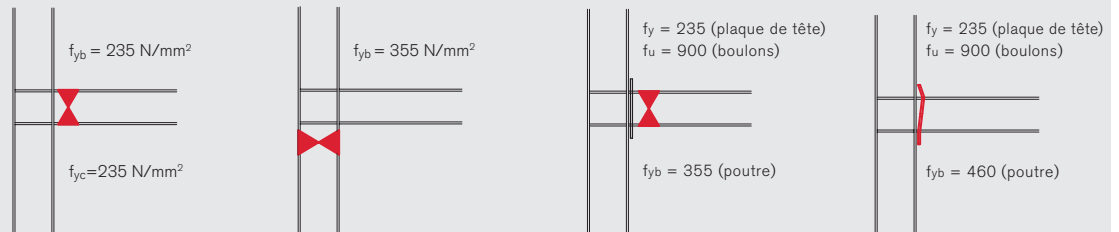
Caractéristiques requises des aciers

Les aciers et soudures utilisés en zone sismique sont des matériaux de construction classiques. Ils doivent respecter une imposition sur la ténacité, soit une énergie absorbée minimum de 27 J à la température d'utilisation de la construction (Eurocode 3, nuance JR pour 20 °C, J0 pour 0 °C, J2 pour -20 °C).

La distribution des propriétés des limites d'élasticité et de la ténacité doivent être telles 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 de la limite élastique, mais la limite élastique de l'acier livré peut être très supérieure à celle-ci. 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.

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.



Infobox 3

Fig. 17: Caractéristiques requises des aciers [13]

$$a) f_{y,max} \leq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot f_y$$

où
 $f_{y,max}$ représente la limite d'élasticité réelle
 f_y représente la limite d'élasticité nominale
 γ_{ov} représente le coefficient de surrésistance (valeur suggérée: 1,25)

b) pour le projet de la structure, on adopte un type d'acier pour les zones dissipatives et un autre pour les zones non dissipatives, en ayant soin de vérifier que la valeur maximale de la limite d'élasticité du premier type de matériau soit toujours inférieure à la valeur nominale du second. En pratique, ce principe comporte l'utilisation d'un acier de nuance supérieure type S355 pour les zones non dissipatives et d'un acier de nuance S235 pour les zones dissipatives, à condition qu'il puisse être démontré que la limite d'élasticité maximale de ce dernier est toujours inférieure à 355 MPa (infobox 3).

c) la valeur réelle de la limite d'élasticité $f_{y,act}$ de l'acier est déterminée par mesure expérimentale du coefficient de surrésistance dans toutes les parties dissipatives, obtenu sur la base du rapport $\gamma_{ov,act} = f_{y,act}/f_y$, où f_y est la limite d'élasticité nominale du matériau constituant les parties non dissipatives.

Assemblages

Les assemblages situés dans les zones dissipatives devront eux aussi respecter des prescriptions spécifiques en vue de garantir une surrésistance suffisante de la liaison et permettre la plastification des éléments assemblés (critère de hiérarchie locale). En particulier, alors que, dans le cas des soudures à pénétration complète, il suffit de garantir qu'il s'agit de soudures de première classe, dans le cas de soudures en cordon d'angle et d'assemblages boulonnés, à réaliser exclusivement avec des boulons à haute résistance, il faudra satisfaire la condition suivante:

$$R_d \geq 1.1 \gamma_{ov} R_{fy} \quad (1)$$

où
 R_d représente la résistance de l'assemblage conformément à la norme EN 1993
 R_{fy} représente la résistance plastique de la membrure raccordée conformément à la norme EN 1993
 γ_{ov} représente le coefficient de surrésistance du matériau

Éléments

Au niveau des membrures, dans les zones dissipatives, il faut adopter des sections qui soient en mesure de subir des amplitudes dans le domaine plastique sans qu'apparaissent de phénomènes de flambage (ductilité locale). À cet égard, l'Eurocode 8 renvoie au critère de classification des sections transversales

quatre classes sur la base de leur capacité de rotation. Conformément à ce critère, les membrures en acier peuvent être: plastiques (classe 1), compactes (classe 2), semi-compactes (classe 3) et élancées (classe 4). En l'espèce, donc, l'Eurocode 8 définit la classe de la section à utiliser pour les zones dissipatives en fonction de la classe de ductilité préalablement choisie en phase de calcul et de la valeur de q , fonction de la typologie structurale. En particulier, pour des zones dissipatives de structures en classe de ductilité élevée, il est prescrit d'utiliser des sections de classe 1, alors que pour les structures en classe de ductilité moyenne, il est possible d'adopter des sections de classe 1 et 2 pour $2 < q \leq 4$ et sections de classe 1, 2 et 3 pour $1,5 < q \leq 2$ (fig. 16).

Typologies

À côté de ces règles à caractère général, valables pour toute typologie structurale, l'Eurocode 8 fournit donc des prescriptions spécifiques à appliquer aux différentes typologies structurales, dont les plus importantes sont certainement celles visant à garantir la surrésistance des membrures non dissipatives (critères de hiérarchie globale). À cet égard il faut souligner que, pour autant qu'il soit formellement différent, l'Eurocode 8 applique le critère de hiérarchie dans une forme simple et unifiée. En effet, si l'on a $R_{Ed,i}$ = résistance de calcul de la i -ème partie fragile, $R_{Ed,G,i}$ et $R_{Ed,E,i}$ = sollicitations élastiques qui s'y vérifient par effet des charges gravitationnelles et des forces sismiques de calcul, il faudra que soit satisfaite l'inégalité ci-dessous:

$$R_{Ed,i} \geq R_{Ed,G,i} + 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot R_{Ed,E,i} \quad (2)$$

où γ_{ov} est le coefficient de surrésistance du matériau et Ω le plus petit des rapports entre la résistance plastique de calcul de la i -ème partie dissipative et la sollicitation correspondante due aux actions sismiques. Le produit $1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega$, toujours plus grand que 1, tient compte du passage des sollicitations élastiques aux sollicitations plastiques, qui correspondent au mécanisme dissipatif prévu pour la structure.

Ce produit a bien entendu comme valeur limite supérieure le coefficient de comportement de calcul q . En effet, amplifier les sollicitations élastiques par le biais d'un coefficient égal à q signifie prévoir une réponse élastique de la structure sous le tremblement de terre de calcul; donc, dans ce cas, il n'y a pas de redistributions inélastiques à prendre en considération. Il faut enfin souligner que ces règles de hiérarchie représentent exclusivement l'un des outils opérationnels possibles dont dispose le concepteur pour garantir, en phase de

calcul, une certaine surrésistance aux membrures non dissipatives. En d'autres termes, ces règles n'assurent pas la réalisation du mécanisme global (c'est-à-dire la complète plastification de toutes les zones dissipatives) et ne sont pas non plus en mesure de moduler le niveau de surrésistance souhaité. Il s'ensuit que, en aval de l'application de ces règles, le concepteur devra de toute façon vérifier le degré de surrésistance effectivement obtenu et confronter sa compatibilité avec celui prévu selon la classe de ductilité choisie.

■ La conception à l'état limite de dommage

L'état limite de dommage est généralement vérifié a posteriori, une fois que la structure a été conçue à l'état limite ultime. Comme indiqué dans l'Eurocode 8, la vérification vis-à-vis de l'état limite de dommage s'effectue en contrôlant que les actions sismiques «d'exercice», obtenues à partir du spectre correspondant en termes d'accélération, provoquent des déplacements compatibles avec la fonctionnalité normale de la structure, c'est-à-dire susceptibles de ne déterminer qu'un endommagement limité dans les éléments de construction sans fonction structurale.

En pratique, il faut contrôler le déplacement latéral inter-étages, qui, sous l'action d'un tremblement de terre ayant une période de retour plus basse que le séisme destructeur, doit être contenu dans des limites préétablies. Il convient de rappeler que du fait de la déformabilité élevée bien connue de certaines typologies de structures métalliques, comme les cadres, la vérification à l'état limite de dommage devient souvent un facteur conditionnant de la conception. Soulignons à ce propos que pour obtenir des critères conceptuels fiables, il est souhaitable que les valeurs pertinentes des déplacements limites inter-étages varient selon la typologie de l'élément non structural et les caractéristiques de son assemblage avec la structure principale.

Le contrôle de la résistance des éléments structuraux sous les actions sismiques de service est prescrit dans l'Eurocode 8 seulement pour des structures stratégiques.

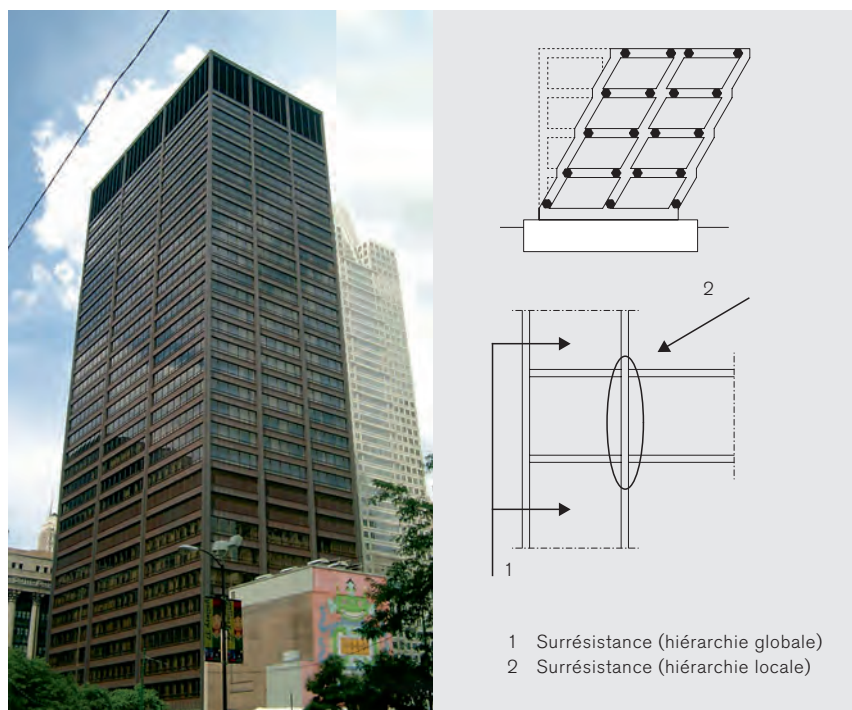
3. Typologies structurales sismo-résistantes

En matière de conception de structures en acier en zone sismique, il existe différentes solutions conceptuelles qui permettent de satisfaire largement toutes les exigences de performance prévues par les nouvelles réglementations. Nous commencerons par présenter les solutions de type traditionnel, telles que les structures dotées de cadres et de contreventements concentriques et excentriques, dont la conception est réglementée dans le cadre de l'Eurocode 8. Puis on analysera en grandes lignes certaines typologies structurales plus innovantes, fruit de l'abondante activité de recherche qui, au cours des dernières décennies, a été constamment orientée vers la définition de solutions toujours plus compétitives dans la réalisation de structures en acier dissipatives.

3.1 Structures à cadres rigides

Les cadres rigides sont des structures caractérisées par l'assemblage de membrures à axe rectiligne, telles que poutres et poteaux, au moyen de nœuds rigides ou semi-rigides (fig. 18). L'objectif conceptuel dans la réalisation de cadres rigides à comportement dissipatif consiste à favoriser la formation des rotules plastiques dans les sections d'extrémité des traverses horizontales (zones dissipatives) et, pour ce qui concerne les poteaux, dans les seules sections de base du cadre et/ou au sommet du poteau au niveau de la toiture.

Fig. 18: Cadres rigides. La surrésistance est exigée dans les poteaux (critère de hiérarchie globale) et dans les assemblages (critère de hiérarchie locale). Richard J. Daley Center, 55 West Randolph Street, Loop Downtown, Chicago IL, United States.



L'application du critère de la hiérarchie des résistances au niveau global consiste donc à concevoir les poteaux plus résistants que les traverses (principe connu sous le nom de poteau fort - poutre faible), de façon à activer des mécanismes d'effondrement global et éviter de dangereux phénomènes de mécanisme d'étage (étage souple). Le mécanisme global est extrêmement favorable, par rapport à tous les autres mécanismes intéressant les poteaux dans la plastification, étant donné que les rotules plastiques dans les traverses sont plus ductiles que celles qui se forment dans les poteaux, du fait que la contrainte normale qui s'y vérifie est de valeur réduite.

Il existe différentes options pour le positionnement des rotules plastiques le long de la poutre, auxquelles correspondent différentes configurations des assemblages. Une première solution prévoit la formation de la rotule plastique dans la zone de la traverse immédiatement adjacente à l'attache sur le poteau. L'alternative est de provoquer la formation de la rotule plastique à une certaine distance du poteau, en renforçant adéquatement le tronçon terminal de la traverse, ce qui, par rapport à la solution précédente, a l'avantage de garantir avec une plus grande fiabilité que les déformations plastiques se concentrent dans la traverse plutôt que dans le nœud.

L'Eurocode 8 fournit un ensemble de règles spécifiques pour la conception de structures à cadres rigides à comportement dissipatif. En particulier, pour respecter la hiérarchie des résistances entre traverse et poteau, il propose des règles de type 2 (eq. (2)) pour l'amplification des sollicitations de calcul sur les poteaux; il faudra donc vérifier a posteriori que, pour chaque poteau, le coefficient de surrésistance atteint par rapport aux traverses adjacentes est de 30%.

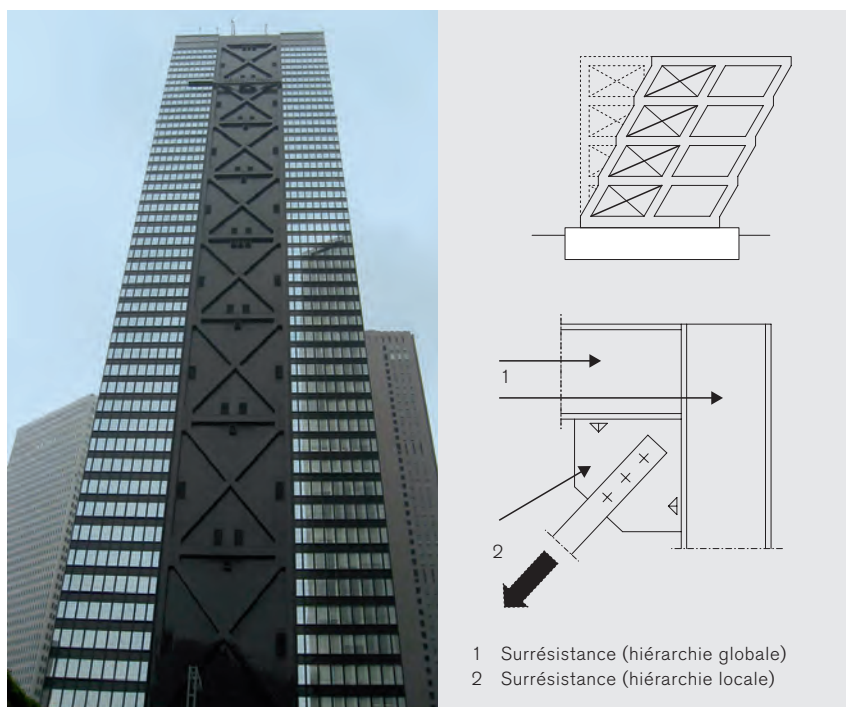
Les assemblages

Les règles de détail, en outre, fournissent des indications visant à garantir la surrésistance des assemblages poutre-poteau, celle des panneaux d'âme et celle de l'assemblage poteau-fondation. Pour ce qui concerne les assemblages, il faut que soit assurée une surrésistance adéquate en vue de permettre la formation de la rotule plastique à l'extrémité de la traverse plutôt que dans l'assemblage lui-même. En ce sens, les assemblages de type rigide à résistance complète sont le choix le plus répandu. De même, les panneaux d'âme dans les nœuds poutre-poteau doivent être conçus avec une résistance suffisante pour permettre le développement du mécanisme dissipatif souhaité, en excluant leur plastification et la perte de stabilité en cisaillement. Toutefois, suite à la présence de moments fléchissants plastiques de signe opposé aux

extrémités de la traverse à proximité d'un poteau, il peut arriver que la résistance au cisaillement soit insuffisante, d'où la nécessité d'installer des tôles de renforcement, soudées soit à l'âme du poteau, soit aux ailes. Pour ce qui concerne enfin les assemblages poteau-fondation, il y a là aussi une indication visant à garantir la surrésistance de l'assemblage par rapport au poteau, en vue d'activer la dissipation au pied du poteau plutôt que dans l'assemblage lui-même.

En définitive, les cadres rigides représentent une solution conceptuelle de bonne efficacité. Face à l'action sismique, ces structures résistent par un comportement principalement flexionnel et la localisation adéquate des zones dissipatives permet d'obtenir de nombreux avantages, en premier lieu celui d'exploiter la ductilité des membrures de manière diffuse et uniforme. Par contre, la conception de structures à cadre, par nature très déformables, est souvent conditionnée par la limitation des déplacements vis-à-vis de l'état limite de dommage, ce qui mène souvent à une surrésistance importante des membrures et des assemblages, au détriment de l'économie du projet. En vue de rendre plus compétitive la conception sismique des structures à cadres, une solution efficace consiste à concevoir les cadres de façade rigides comme des structures primaires et à reléguer les cadres intérieurs au rôle de structures secondaires, ayant pour seule tâche de porter les charges gravitationnelles.

Fig. 19: Cadres à barres de contreventement concourantes. La surrésistance est exigée dans les poutres et poteaux (critère de hiérarchie globale) et dans les assemblages (critère de hiérarchie locale). Shinjuku Mitsui Building, 1-1, 2 Nishi-Shinjuku, Shinjuku-ku, Tokyo, Japan.



3.2 Structures à contreventements concentriques

Dans les structures en acier avec contreventement triangulé à diagonales concourantes, la dissipation de l'énergie sismique introduite est confiée aux seules barres diagonales. Selon que ces dernières seront disposées en X ou en V, les schémas structuraux qui en résulteront auront des comportements sismiques fondamentalement différents.

■ Contreventements en X

D'après la philosophie de calcul à la base des contreventements en X à barres concourantes, la dissipation de l'énergie sismique introduite est confiée aux seules diagonales tendues, sans tenir compte de l'apport des diagonales comprimées (fig. 19). En effet, suite à l'apparition de l'instabilité, la diagonale comprimée révèle une capacité de dissipation certainement inférieure à la diagonale tendue et cette capacité sera fonction, principalement, de l'élançement global de la diagonale, paramètre qui doit être convenablement dimensionné.

L'Eurocode 8 prévoit que l'élançement normalisé des diagonales soit dans ce cas contenu dans un intervalle donné ($1.3 \leq \bar{\lambda} \leq 2$). En particulier, la limite supérieure a pour objet de protéger les assemblages et les diagonales de la ruine par flexion cyclique hors plan et elle est valable pour tous les cas de diagonales simples. Par contre, en vue de limiter l'entité des contraintes normales de compression transmises aux poteaux par les diagonales comprimées, on doit aussi avoir $\bar{\lambda} \leq 1.3$. Ces limitations sur l'élançement n'ont pas besoin d'être vérifiées pour des structures de deux étages ou moins. Il faut souligner que, si, en phase de comportement plastique (ou ultime), il est raisonnable d'envisager que les diagonales comprimées deviennent toutes instables et que leur résistance résiduelle puisse par conséquent être négligée, la présence des diagonales comprimées influence néanmoins le comportement de toute la structure dans le domaine élastique et en particulier les valeurs des fréquences, des modes de vibration et donc des forces sismiques de calcul. Il faudrait donc calculer ces dernières en considérant aussi bien l'apport des diagonales tendues que celui des diagonales comprimées. Les diagonales de contreventement doivent être convenablement dimensionnées et positionnées à l'intérieur de la structure, afin que le système puisse présenter, à chaque étage, une réponse charge-déplacement latérale indépendante de la direction de l'action sismique.

En vue de permettre la plastification des diagonales tendues, les poutres, les poteaux et les assemblages

doivent être conçus avec une surrésistance adéquate pour rester dans le domaine élastique. Le critère de hiérarchie implique la conception de poutres et poteaux visant à garantir que les résistances axiales de calcul respectives soient supérieures à la contrainte normale provenant de la plastification des diagonales. Pour ce qui concerne la conception des assemblages, il est évident que ceux qui lient poutres et poteaux, tout comme les assemblages poteau-poteau et poteau-fondation, doivent être conçus de manière à garantir la transmission des mêmes forces de calcul que les membrures (assemblages à résistance complète). Pour les assemblages d'extrémité des diagonales, il est obligatoire de respecter le critère de hiérarchie de la résistance pour garantir une surrésistance adéquate par rapport aux diagonales elles-mêmes (éq. (1)).

■ Contreventements en V

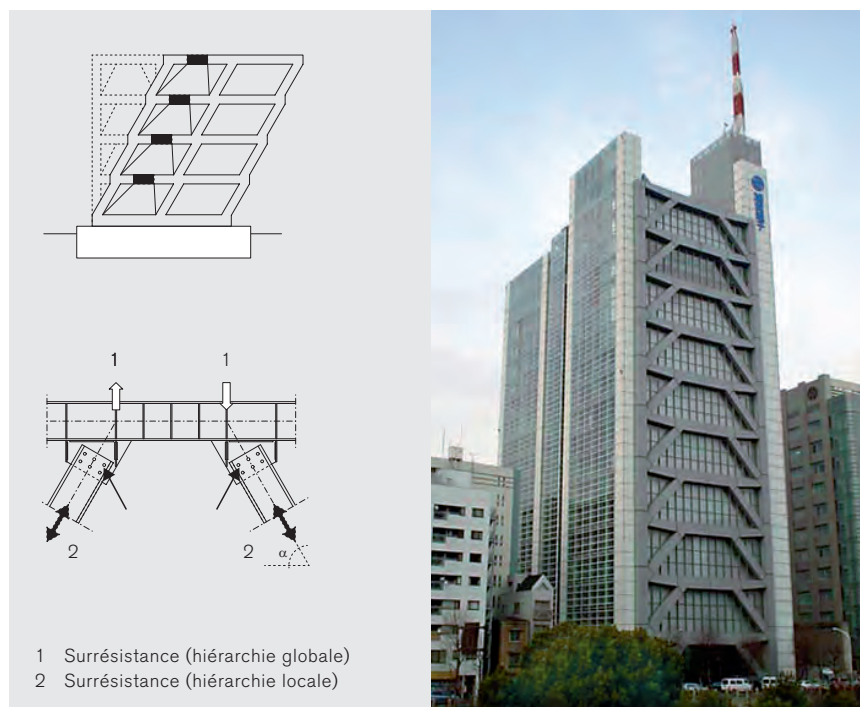
Pour ce qui concerne les cadres à barres de contreventement concourantes en V, le schéma structural, caractérisé par le fait que le point d'intersection des axes barycentriques des diagonales est situé sur l'axe de la traverse, influence nettement la réponse sismique de la structure. En effet, contrairement à la précédente typologie, dans le cas spécifique des contreventements en V, le modèle de référence est celui qui tient compte de l'apport des deux diagonales. Toutefois, sous des actions sismiques et suite à la perte de stabilité des diagonales comprimées, il se produira dans la traverse une brusque augmentation des sollicitations flexionnelles. Par conséquent, la traverse sera sujette à une force concentrée verticale, dirigée vers le bas, correspondant à la différence entre la résistance de la diagonale tendue et la résistance résiduelle de la diagonale comprimée. Par conséquent, une conception correcte des contreventements en V doit limiter la part de flexion de la traverse, en évitant l'utilisation de diagonales trop élancées, qui pourraient générer, dans le domaine plastique, des forces trop importantes. En outre, les traverses qui constituent aussi les membrures de contreventement doivent être en mesure de supporter les charges gravitationnelles, en supposant, dans cette phase d'analyse, que les contreventements ne sont pas présents. Pour cette raison, on adoptera, pour l'analyse des charges gravitationnelles, un modèle simplifié composé de seules traverses et poteaux et, pour l'analyse sous charge sismique, un modèle comprenant aussi les diagonales tendues et comprimées. Il est enfin utile de souligner qu'étant donné que les diagonales comprimées contribuent à la stabilité globale, mais ne constituent pas un moyen de dissipation énergétique stable, le coefficient de comportement de cette typologie est plutôt bas (EC8 : $q=2.5$ pour classe DCH et $q=2$ pour classe DCM, norme SIA 263 : $q=2$).

3.3 Structures à contreventements excentriques

La caractéristique des systèmes à barres de contreventement excentrées réside en ce qu'ils cumulent les avantages des systèmes à barres de contreventement concourantes avec ceux des cadres à nœuds rigides – et sont d'ailleurs communément considérés comme des systèmes hybrides. Cette typologie structurale permet en effet d'associer à une rigidité élastique élevée de bonnes capacités de ductilité. La dissipation de l'énergie sismique introduite est dans ce cas entièrement confiée aux tronçons d'excentrement, c'est-à-dire aux segments de traverse qui relient deux diagonales de contreventement au maillage structural d'un étage quelconque (fig. 20).

Par conséquent, pour permettre leur plastification, les autres éléments structuraux tels que poutres, poteaux, diagonales de contreventement et assemblages doivent être conçus avec la surrésistance adéquate. D'après le concept du dimensionnement en capacité, cette surrésistance doit être proportionnelle à la force maximale pouvant être transmise par le tronçon d'excentrement, correspondant à son fluage et écrouissage total, de telle sorte qu'il agisse comme un fusible ductile et préserve l'intégrité de la structure environnante. En revanche, les tronçons d'excentrement doivent être expressément conçus pour atteindre de grandes déformations plastiques.

Fig. 20: Cadres à barres de contreventement excentrées. La surrésistance est exigée dans les poutres, les poteaux et les diagonales (critère de hiérarchie globale) et dans les assemblages (critère de hiérarchie locale). Century Tower, 2-2-9 Hongo, Bunkyo-ku, Tokyo, Japan.



- 1 Surrésistance (hiérarchie globale)
- 2 Surrésistance (hiérarchie locale)

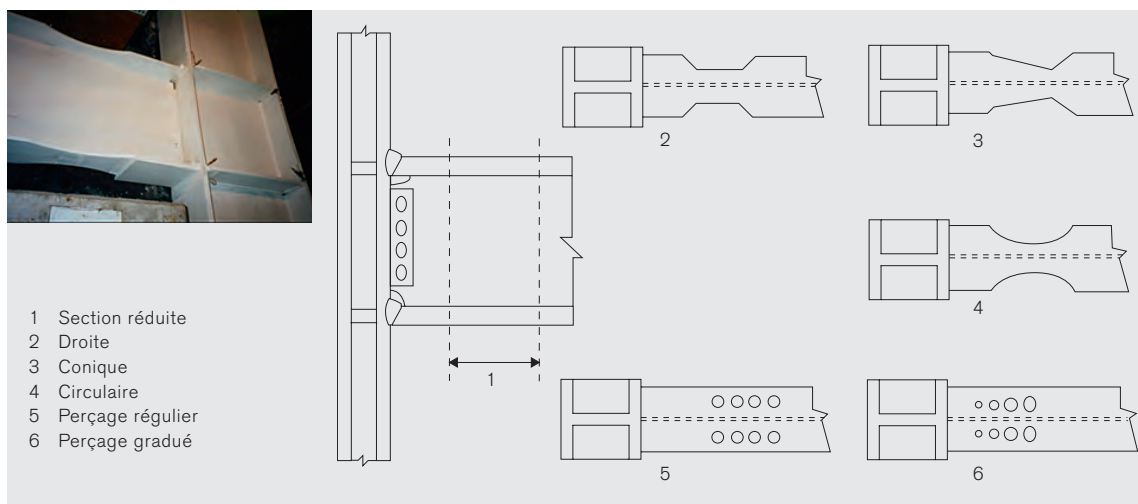


Fig. 21: Solution d'assemblage innovante: Formes typiques de «dog-bones».

Il s'ensuit que l'analyse des cadres à barres de contreventement excentrées n'exige pas les approximations de modélisation adoptées pour les cadres à barres de contreventement concourantes, du moment que les deux diagonales doivent être considérées comme non dissipatives et, en tant que telles, devront être dimensionnées pour rester dans le domaine élastique. Selon la longueur du tronçon d'excentrement et sa section transversale, on aura des comportements sismiques différents. En effet, dans le cas d'un tronçon suffisamment court, la plastification surviendra par cisaillement, alors que, si le tronçon est suffisamment long, la plastification surviendra par flexion de ses sections d'extrémité. On aura bien entendu des comportements hybrides pour les tronçons de longueur intermédiaire. Pour les longueurs comportant le passage d'un type de plastification à l'autre, les valeurs limites indiquées dans l'Eurocode 8 dépendent évidemment du rapport entre les résistances à la flexion et au cisaillement de la section transversale du tronçon d'excentrement.

Avantages des tronçons d'excentrement

Les recherches effectuées dans ce domaine montrent que la ductilité globale de structures à barres de contreventement excentrées caractérisées par des tronçons d'excentrement courts, est généralement plus grande que celle de structures analogues à tronçons d'excentrement longs. En outre, dans le cas de tronçons courts, à conditions égales par ailleurs, on aura une plus grande rigidité élastique de la structure. Ces comportements s'expliquent facilement si on considère que, pour des longueurs des tronçons d'excentrement tendant vers zéro, le schéma structural peut être assimilé à celui à barres de contreventement concourantes, alors que pour des longueurs proches de celle de la traverse, le modèle de comportement se ramène à celui d'un cadre.

Par ailleurs, l'utilisation de tronçons d'excentrement disposés verticalement, c'est-à-dire positionnés de manière à avoir une extrémité raccordée à la poutre

du plancher supérieur et l'autre à la diagonale de contreventement, est particulièrement intéressante. Cette solution, qui trouve une vaste application dans le domaine de la réhabilitation des structures en béton armé, présente l'avantage principal de pouvoir autoriser l'enlèvement du tronçon facilement en cas d'endommagement causé par un séisme.

3.4 Structures à cadres avec contreventements

Les structures à cadres avec contreventements sont caractérisées par le fait que les actions horizontales sont reprises aussi bien par des cadres que par des contreventements agissant dans le même étage. Du fait de la coexistence de ces deux systèmes sismo-résistants, distincts mais travaillant en collaboration, cette typologie structurale est connue sous le nom de système «dual» et sa performance structurale peut être régie soit par le cadre soit par les contreventements. Plus précisément, si la conception attribue aux contreventements le rôle principal, le cadre servira alors de système élastique apte à redistribuer le cisaillement le long de l'élévation, rendant «hyperstatique» la partie dotée de contreventements et évitant de la sorte tant la concentration du dommage que l'intervention non uniforme des diagonales. Inversement, si l'on assigne au cadre le rôle de système principal, les contreventements devront être considérés comme des éléments de raidissement visant à réduire la déformabilité transversale, qui, on le sait, conditionne la conception des structures chaînées. Ces deux approches conceptuelles, qui mènent à des résultats de calcul totalement différents, ne sont toutefois pas traitées adéquatement dans la réglementation actuelle européenne, ces codes se limitant à fournir seulement le coefficient de comportement et, de plus, seulement dans le cas d'un système dual cadre/contreventements à barres concourantes, excluant donc (ce qui s'explique mal) la possibilité de réaliser un système dual avec des contreventements à barres excentrées.

4. Solutions innovantes et tendances de la recherche

4.1 Innovation structurale

Outre l'étude des typologies structurales de type traditionnel, la recherche s'est tournée vers l'étude de solutions innovantes, en vue d'atteindre un meilleur niveau de sécurité sismique pour les bâtiments. Ces solutions sont basées sur différentes stratégies conceptuelles. Affaiblir certains éléments pour favoriser la plastification de zones spécifiques de la structure, insérer des dispositifs spéciaux adéquats ou adopter des typologies structurales alternatives: ce ne sont là que quelques-unes des solutions possibles.

■ Le Dog-bone

La nécessité d'améliorer les performances des assemblages poutre-poteau dans les bâtiments en acier sismo-résistants, par exemple, s'est fait jour lors des événements sismiques catastrophiques de Northridge (1994) et Kobe (1995), au cours desquels sont apparus d'énormes dommages et des ruptures fragiles dans les assemblages en question. À cette fin, dans le cadre des structures à cadres rigides, une solution alternative a été développée, brevetée pour la première fois en 1998, consistant à «affaiblir» la section de la poutre sur un tronçon donné à partir de l'attache sur le poteau [16, 17]. Ce système, connu sous le nom de dog-bone, du fait de sa forme caractéristique en os de chien (fig. 21), permet de localiser la formation des rotules plastiques dans le tronçon de poutre indiqué par la réduction de section, préservant ainsi l'intégrité

de l'assemblage poutre-poteau et du poteau lui-même sans toutefois compromettre, sinon de façon minimale, la rigidité globale du système.

■ Assemblages pré-qualifiés

En vue d'optimiser la réponse des cadres rigides, il est particulièrement important d'étudier le comportement cyclique des nœuds poutre-poteau [18]. Certaines études récentes [19] ont en effet montré que la capacité de rotation des nœuds conditionne de manière essentielle le comportement des cadres rigides.

Une stratégie possible d'optimisation pourrait alors consister à utiliser des assemblages «spéciaux» auxquels on pourrait aussi confier la fonction de dissipation énergétique (assemblages dissipatifs); les réglementations européennes permettent de concevoir des assemblages dissipatifs à résistance partielle et/ou semi-rigides, à condition que leur capacité de rotation soit convenablement estimée et, surtout, s'avère compatible avec les exigences de déformation qui se présenteront, au niveau global, dans toute la structure. Les difficultés de calcul liées à ce type d'approche, qui la rendent difficile à appliquer dans la pratique professionnelle, pourraient être surmontées en proposant pour les nœuds des solutions standard pré-qualifiées, comme cela se fait par exemple aux États-Unis [20-22], dans le cadre desquelles le concepteur peut choisir la typologie s'adaptant le mieux à ses exigences de projet spécifiques (fig. 22).

Fig. 22: Aux Etats-Unis d'Amérique, des assemblages dissipatifs présélectionnés (AISC-358) garantissent un comportement prévisible des nœuds. [21]

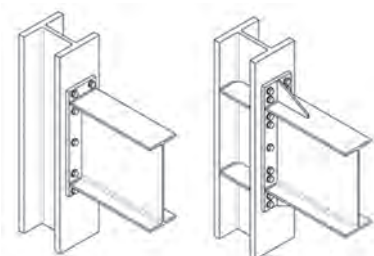
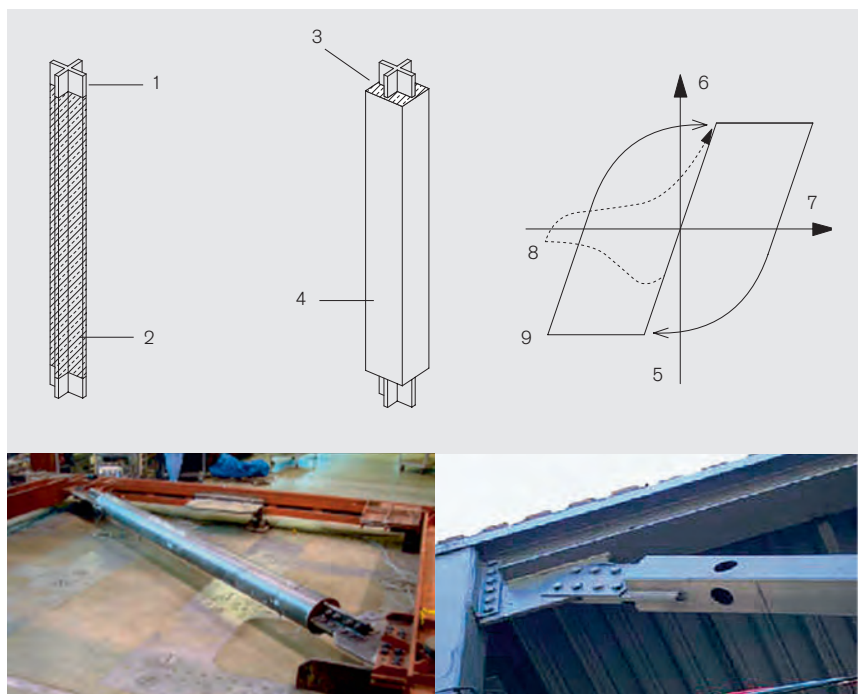


Fig. 23: Contreventements à flambage empêché (gauche) et à section réduite (droite) [26]

- 1 Noyau d'acier élastique
- 2 Matériau de désolidarisation entre noyau d'acier et béton
- 3 Remplissage en béton
- 4 Profil creux en acier
- 5 Compression
- 6 Traction
- 7 Comportement force axiale - déplacement
- 8 Diagonale ductile typique
- 9 Diagonale «désolidarisée»



L'utilisation d'assemblages dissipatifs s'avère intéressante également dans le cas des structures à cadres avec contreventements. Il existe en effet aussi dans ce cas de nombreuses solutions conceptuelles innovantes, dont certaines ont été développées en Europe.

■ Structures à contreventements

Dans le cadre des structures à contreventements, l'utilisation de diagonales à flambage empêché représente indéniablement l'innovation la plus importante de ces dernières années [23]. Il s'agit de dispositifs de dissipation sismique qui, contrairement aux membrures métalliques, ne montrent aucun type de dégradation de résistance et de rigidité pour des charges cycliques. Ces contreventements, mieux connus sous l'acronyme BRB (buckling restrained braces), sont composés de deux parties distinctes et séparées : une partie centrale en acier ordinaire, vouée à la dissipation énergétique, et un manchon externe, conçu, en revanche, pour empêcher les déplacements latéraux et permettre ainsi les déformations axiales de la partie interne. De cette façon, il est possible de découpler la résistance à la force axiale, fournie par la partie centrale, de la résistance à l'instabilité flexionnelle fournie, en revanche, par le manchon externe (fig. 23). Il existe différentes manières de réaliser un BRB. La technique la plus communément adoptée est celle qui prévoit d'enrober l'âme interne dans un tuyau en acier rempli de béton (désolidarisé), en intercalant ensuite une couche de matériau élastomère ayant pour fonction de limiter le frottement entre les deux matériaux. En variantes, il existe un bon nombre de solutions, toutes en acier, obtenues plus simplement en intercalant un espace entre l'âme interne et le manchon externe [24].



Fig. 24: Les systèmes à panneaux sont très efficaces et avantageux, Federal Court House (Seattle).

A côté de l'utilisation d'assemblages dissipatifs ou de BRB, il existe aussi, pour les structures à contreventements, une stratégie de projet analogue à celle utilisée dans le cas des structures à cadre, c'est-à-dire basée sur l'affaiblissement de certaines sections. Cette stratégie, qui prévoit un affaiblissement de la section terminale des diagonales, peut être adoptée quand il est nécessaire de s'affranchir des limitations imposées par les réglementations sur l'élançement des diagonales, qui comportent souvent un surdimensionnement de ces dernières, surtout dans les étages supérieurs. La solution conceptuelle proposée, appelée «Reduced Brace Section» (RBS), permet de dimensionner ces diagonales en fonction de la seule sollicitation de calcul [25, 26]. En substance, à travers l'affaiblissement de la section, il est possible de concevoir une diagonale ayant une résistance à la traction inférieure à la résistance au flambement de toute la membrure, ceci afin de permettre sa plastification (fig. 23 dr.).

■ Système à panneaux métalliques

En plus des systèmes en treillis, il existe un autre système innovant pour résister à des actions horizontales : il s'agit de l'utilisation de panneaux métalliques (fig. 24), réalisés en acier ou en alliages d'aluminium, qui, adéquatement disposés à l'intérieur de la maille structurale, absorbent une grande partie de l'énergie sismique introduite [27, 28]. La dissipation hystérétique est dans ce cas basée essentiellement sur le principe du fluage à cisaillement, activé par les déplacements relatifs inter-étages de la structure. Ces dispositifs, à coûts réduits de construction et rapides à installer, présentent différents avantages. En premier lieu, ce système est en mesure de donner à la structure une importante ductilité et une vaste capacité de dissipation énergétique, en limitant, dans le même temps, les déplacements inter-étages. Par rapport aux parois en béton armé, en outre, ils ont un encombrement moins important et de meilleures performances structurales, ainsi qu'une grande légèreté, tout au profit, bien évidemment, des éléments porteurs et des fondations.

■ Systèmes en profils d'acier formés à froid

Dans le secteur tertiaire et dans celui de la construction de logements de petites et moyennes dimensions, connu sous le nom de housing, une solution sismiquement compétitive est représentée par l'utilisation de systèmes de profils d'acier formés à froid [29]. Ces systèmes sont classés en différentes typologies, dont chacune se caractérise par l'utilisation d'un composant de base spécifique, auquel correspond habituellement un niveau particulier d'industrialisation de la construction dans son ensemble. On parle alors de



stickbuilt construction (constructions poteaux-poutres de type classique), de panelized construction (systèmes à panneaux) et de modular construction (constructions modulaires). L'une des raisons pouvant favoriser la diffusion de ces systèmes en zone sismique est la légèreté de la structure, qui détermine une réduction des actions sismiques agissantes, permettant sans difficulté d'en traiter la conception dans le domaine élastique même à l'état limite ultime ($q = 1$).

Efficace pour les immeubles d'habitation

Pour les systèmes stick-built, qui représentent le système le plus répandu dans la construction de logements (housing), il existe deux différentes approches conceptuelles. Une première approche, appelée «all steel design» (conception tout acier), où l'on considère comme éléments résistants seulement les profils en acier et où le contreventement de la paroi générique est confié à un système adéquat d'éléments plats métalliques disposés en X ou en K. La seconde approche, dénommée «sheathing braced design», exploite en revanche l'effet raidisseur favorable exercé par les panneaux de revêtement, habituellement à base de bois ou de plâtre, qui enferment le châssis métallique, fournissant en ce sens des solutions encore plus compétitives. Les systèmes à profils d'acier formés à froid (cold-formed) connaissent une diffusion croissante dans le secteur du logement, comme le montre la présence de nombreuses applications même dans des pays à haut risque sismique et traditionnellement peu intéressés par cette technologie.

Un exemple emblématique en ce sens est la nouvelle école maternelle et primaire réalisée à Lago Patria, dans la province de Naples (fig. 25), pour le compte des forces armées britanniques (BSF), dans le cadre du projet plus général de relogement du commandement allié inter-forces (JFC) de Naples [30-32]. Le système structural formant le bâtiment scolaire est constitué de huit corps joints en élévation, dont six sont réalisés avec une structure porteuse principale en profils d'acier formés à froid, revêtus de panneaux structuraux à base de bois (charpente poteaux-poutres ou «stick-built» revêtue de panneaux structuraux). Le choix de la technologie de construction a été dicté par la nécessité de réaliser dans des délais rapides une structure susceptible d'être démontée et remontée ailleurs, en cas d'urgence, tout en assurant un rendement structural élevé, ainsi qu'une excellente qualité écosystémique. L'exigence de réduire au maximum les temps de réalisation de l'ouvrage favorise en revanche l'utilisation de systèmes à panneaux ou à modules, c'est-à-dire des systèmes de construction à

haut niveau de préfabrication, basés sur l'assemblage planimétrique et altimétrique d'éléments structuraux bidimensionnels ou tridimensionnels en acier léger (light gauge steel boxes) qui sont assemblés au moyen d'éléments de liaison mécaniques. Ces systèmes ont trouvé une vaste application dans les Abruzzes dans la phase post-séisme, surtout pour la réalisation des modules scolaires à utilisation provisoire (MUSP), pour lesquelles on recherchait des temps moyens de livraison de l'ouvrage fini de l'ordre de 30 jours.

Fig. 25: Construction de type traditionnel en profils d'acier formés à froid combinée avec du bois pour une école des British Forces à Naples.

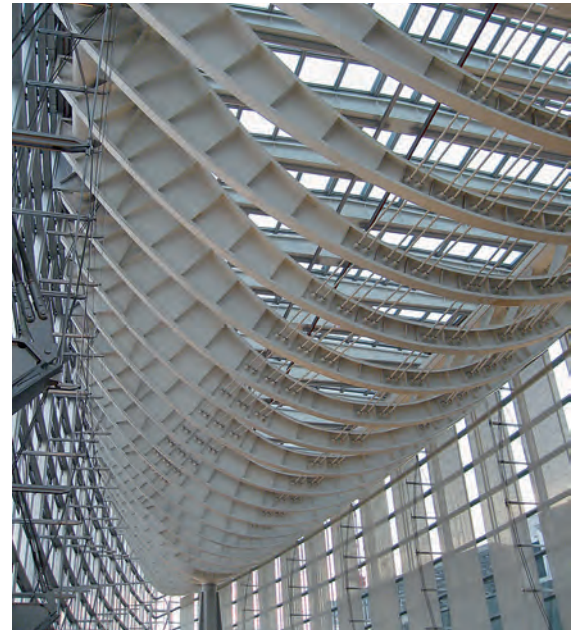
4.2 Nouvelles tendances de la recherche

Il apparaît évident que l'utilisation de structures métalliques pour la conception de bâtiments sismo-résistants est aujourd'hui une réalité bien consolidée. Néanmoins, la recherche est encore très active dans ce secteur, en vue d'améliorer et d'optimiser les prestations sismiques [33].

Aux États-Unis, les études les plus récentes portent sur des systèmes innovants où l'objectif est la garantie d'un endommagement limité même lors de tremblements de terre majeurs. Le but est de concevoir des systèmes structuraux qui respectent, en pratique, l'état limite de dommage, ou même de service, sous l'effet de forces horizontales très proches de celles correspondant à l'état limite ultime, tout en évitant des solutions trop onéreuses. Telle est, par exemple, la finalité qui sous-tend l'expérimentation de systèmes dissipatifs particuliers dits «self-centering systems» (systèmes à auto-centrage) qui offrent une possibilité de «recentrage», c'est-à-dire ramènent à chaque instant la structure à sa configuration initiale, grâce à des systèmes de câbles d'acier post-tendus [34]. On a jusqu'ici étudié des systèmes de connexion par câbles post-tendus pour cadres rigides [35], ainsi que des systèmes de recentrage pour consoles contreventées entières [36] insérées dans le treillis structural chargé de soutenir les charges verticales. Dans ce second cas, en particulier, l'avantage consiste à annuler la possibilité de dommages du treillis du cadre, étant donné que le mécanisme qui s'active consiste en une rotation rigide de la console contreventée, qui reste élastique et est recentrée par le système de câbles post-tendus. La dissipation énergétique est assurée par le frottement qui se crée entre les poteaux adjacents, appartenant respectivement à la partie contreventée et à celle destinée à soutenir les seules charges verticales. En variante, il est également possible de positionner, à l'interface de ces poteaux, des dispositifs adéquats de dissipation hystérétique [35].

Fig. 26: Essais sur tables vibrantes en vraie grandeur au Japon (E-Defence).





Le Forum international à Tokyo, réalisé en 1996, témoigne de l'efficacité de la construction parasismique en acier, mode de construction très courant au Japon.

Au Japon, la recherche actuelle est fortement orientée vers l'expérimentation sur des bâtiments en vraie grandeur [36]. D'après les chercheurs japonais, il s'agit là d'une nécessité, car les essais effectués à échelle réduite ou sur des éléments isolés ne réussissent pas à fournir une idée précise du comportement d'ensemble des bâtiments. C'est pourquoi, suite au tremblement de terre de Kobe en 1995, le «National Research Institute for Earth Science and Disaster prevention (NIED)» a lancé un projet ambitieux, dénommé E-Defence, qui a mené à la réalisation d'un des laboratoires les plus grands du monde, où seront précisément effectués des essais expérimentaux sur table vibrante sur des bâtiments en vraie grandeur. Différents édifices ont été testés à partir de 2001, dont notamment deux essais effectués sur des structures en acier de 4 et 5 étages (fig. 26) pour lesquelles on a étudié en outre le comportement des éléments non structuraux, ainsi que celui des installations et aménagements présents dans les bâtiments.

4.3 Conclusions

L'histoire des derniers tremblements de terre a reproposé avec force le problème du risque sismique au niveau mondial et a dans le même temps mis en lumière la compétitivité et l'efficacité des constructions métalliques. Les propriétés intrinsèques de ce matériau et des produits réalisés en acier, ainsi que la rationalité des schémas structuraux, ne sont que quelques-unes des raisons pour lesquelles l'acier permet de réaliser, surtout dans des zones sismiques, des constructions efficaces et fiables, capables de conjuguer la sécurité structurale avec les paradigmes de l'architecture contemporaine.

Dans ce contexte, les Eurocodes représentent indéniablement une référence conceptuelle valable et confirmée. Néanmoins, il s'impose également de mettre les normes à jour au travers des résultats de la recherche scientifique sectorielle. À cet égard, en matière de conception des structures en acier, nombreux sont les aspects qui devraient faire l'objet d'approfondissement et/ou de compléments. Signalons notamment la nécessité de définir des procédures simplifiées pour la conception des structures en acier dans les zones à basse sismicité.

C'est dans ce cadre, par exemple, que s'insère le travail de la commission technique TC15 – «Conception sismique» de la Convention européenne de la construction métallique (CECM/ECCS), qui est en train de préparer, à cet effet, un document spécifique dans lequel toutes les lacunes et/ou imprécisions de la version actuelle de l'Eurocode 8 sont recueillies, commentées et assorties de propositions adéquates d'amélioration, dans l'espoir que ce document puisse constituer la base pour la réglementation européenne de prochaine génération.



Prof. Ing. Raffaele Landolfo.
Département de Constructions et Méthodes mathématiques en Architecture, Université de Naples «Federico II»

La Chaire est spécialisée dans le domaine de la construction parasismique et conduit de nombreux projets de recherche en cette matière. Le Prof. Landolfo dirige le Comité technique pour la sécurité parasismique TC13 de la Convention européenne de la construction métallique CECM-ECCS-EKS, et il participe activement au développement de normes européennes antisismiques (EN 1998-1-6). Le transfert du savoir-faire concernant la conception de structures porteuses parasismique, notamment en acier, fait partie de ses préoccupations majeures, aussi bien au niveau académique que dans le cadre de ses engagements multiples à l'échelle européenne et de sa collaboration avec l'industrie. Il est l'auteur de nombreuses publications (voir bibliographie).

Bibliographie et sources

- [1] CEN (European Communities for Standardisation): EN 1998-1: 2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings, 2004.
- [2] Norm SIA 260 (2003): Grundlagen der Projektierung von Tragwerken, Schweiz. Ingenieur- und Architektenverein, Zürich
- [3] Norm SIA 261 (2003): Einwirkung auf Tragwerke, idem
- [4] SIA 263 (2003): Stahlbau, idem
- [5] EERI Special Earthquake Report: Learning from Earthquakes The Mw 6.3 Abruzzo, Italy, Earthquake of April 6, 2009.
- [6] Gioncu V., Mazzolani F.M. eds.: Ductility of seismic resistant steel structures. SPON Press, London, Great Britain, 2002.
- [7] Mazzolani F.M., Piluso V.: Theory and design of seismic resistant steel frames, London: E & FN Spon, an Imprint of Chapman & Hall, 1996.
- [8] ArcelorMittal: Guide tecniche, Strutture antisismiche in acciaio, www.constructalia.com, 2009.
- [9] Bruneau M., Uang C.-M., Whittaker A.,: Ductile design of steel structures. McGraw-Hill, ISBN 0-07-008580-3, 1998.
- [10] Landolfo R.: Strutture in acciaio sismoresistenti: criteri di progetto e riferimenti normativi, Atti di Costruire con l'acciaio in zona sismica, Promozione Acciaio, 2007.
- [11] Landolfo R.: L'evoluzione della normativa sismica. Costruzioni Metalliche, No.1, pp. 54-66, 2005.
- [12] Mazzolani F.M., Landolfo R., Della Corte G., Faggiano B.: Edifici con struttura di acciaio in zona sismica, IUSS Press, 2006.
- [13] Dall'Asta A., Landolfo R., Salvatore W.: Edifici industriali in acciaio ad uso industriale. Dario Flaccovio Editore, Palermo, 2009.
- [14] F. Mazzolani, R. Landolfo, G. Della Corte: Eurocode 8 provisions for steel and steel-concrete composite structures: comments, critiques, improvement proposals and research needs, Atti del convegno finale del progetto ReLUIS-DPC05-08, 2009.
- [15] EN 1993-1-1 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings, 2005
- [16] A. Plumier. The Dogbone - Back to the Future. AISC Engineering Journal, 2/4 1997, Volume 34, n°2. Plumier, A., «New idea for safe structures in seismic zones», IABSE Symposium, Mixed structures including new materials, Brussels, 1990.
- [17] R. Montuori, V. Piluso: Plastic Design of Steel Frames with Dog-Bone Beam-to-Column Joints, Third International Conference on Behaviour of Steel Structures in Seismic Areas, STES-SA 2000, Montreal, Canada, 21-24 August, 2000.
- [18] Faella, C., Piluso, V. and Rizzano G.: Structural steel semirigid connections: theory design and software, CRC Press LLC, 2000.
- [19] Kazantzi, A.K., Righiniotis, T.D., Chryssanthopoulos M.K.: The effect of joint ductility on the seismic fragility of a regular moment resisting steel frame designed to EC8 provisions. Journal of Constructional Steel Research 64, 987-996. 2008.
- [20] FEMA (Federal Emergency Management Agency): 350 Recommended seismic design criteria for new steel-moment resisting frame buildings, June 2000.
- [21] AISC (American Institute Of Steel Construction, Inc.): ANSI/AISC 358-05 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, 2005.
- [22] SEAOC (Structural Engineers Association of California): Blue Book. Recommended lateral force requirements and commentary, Sacramento (USA), 1999.
- [23] Wada A., Nakashima M.: From infancy to maturity of buckling restrained braces research. Acts of 13th World conference for seismic engineering (13th WEE), Vancouver (Canada), 2004.
- [24] D'Aniello M., Della Corte G., Mazzolani F.M.: Un controvento speciale ad instabilità impedita per il consolidamento sismico di edifici esistenti in c.a. Costruzioni metalliche, No. 1/09, Gennaio/ Febbraio, 2009.
- [25] Piluso V., Montuori L., Longo A.: An innovative conception for bracing members: the reduced brace section solution. Proceeding of EUROSTEEL 2005, Maastricht (Olanda), 2005.
- [26] Tremblay, R., Bouatay, N. Pilot Testing on Ductile Yield Plate, Fuses for HSS Braces Intended for Low-Rise Buildings-Phase I & II , Full-Scale Testing of Prototype Brace Fuse Detail (CDT ST; 99-05 & 99-16), 1999.
- [27] De Matteis G., Formisano A., Mazzolani F.M.: On the use of metal shear panels for seismic retrofitting of RC frames: experimental and numerical investigation. Proceeding of STESSA 2009, Philadelphia (USA), 2009.
- [28] De Matteis, G., Brando, G., Panico, S., Mazzolani F.M.: Pure Aluminium, an Innovative Material in Structural Engineering. Proceeding of the EUROSTEEL 2008 Conference, pp. 1885-1890, ISBN 92-0147-000-90, Graz, Austria, 03-05 September, 2008.
- [29] Fiorino, L., Iuorio, O., Landolfo, R.: Sheathed cold-formed steel housing: a seismic design procedure, Thin Walled Structures, vol. 47, pp. 919-930, 2009.
- [30] Landolfo, R.: Cold-formed steel structures in seismic area: Research and applications. Proceeding of VIII Congress of CMM, 2011.
- [31] Iuorio O, Fiorino L, Landolfo R.: The new BFS school in Lago Patria - Naples: design and execution. Proceeding of 23rd CTA, Lacco Ameno, Italy, 2011.
- [32] Iuorio O, Fiorino L, Landolfo R.: Seismic design and experimental tests of an Italian Cold Formed Steel Structure. Proceeding of STESSA 2012, in press.
- [33] Landolfo R.: Acciaio e Ricerca, in Costruzioni Metalliche, No. 1/08, pp. 57-73, 2008.
- [34] Christopoulos C., Filiatrault. A., Uang C.M.: Post-tensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames. Journal of Structural Engineering, Vol. 128, No. 9. 2007.
- [35] Esposito M., Faggiano B., Mazzolani F.M.: Mechanical identification of PTED beam-to-column connections according to Eurocode 3. Proceeding of STESSA 2009, Philadelphia (USA), 2009.
- [36] Sause, R., Ricles, J., Liu, J., Garlock, M., and E. VanMarcke.: Overview of Self-centering EQ Resistant Steel Frames Research, Proceedings, 2nd U.S.-Taiwan Workshop on Self-Centering Structural Systems, NCREC (Taiwan) October 2006.
- [37] Kasai K., Motoyui S., Ozaki H., Ishii M., Ito H., Kajiwara K., Hikino T.: Full scale test of passively-controlled 5-story steel building using E-Defence shake table. Part 1: test concepts, methods and building specimen. Atti del convegno STESSA 2009, Philadelphia, (USA), 2009.
- [38] Lignum, Economie suisse du bois (édit.): Bâtiments en bois parasismiques de plusieurs étages. Documentation technique de Lignum, Zurich, 2010 [réf. 12 Bachmann], [Fig. 10, 11, 12, 13]

Impressum

Littérature et sources suisses

SIA Société suisse des ingénieurs et architectes, Zurich:

Norme SIA 260 (2003): Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses. Société suisse des ingénieurs et architectes, Zurich.

Norme SIA 260.801 (2004) EN 1998-1: Eurocode 8 – Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 1, règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.

Norm SIA 261 (2003): Actions sur les structures porteuses

Norm SIA 263 (2003): Construction en acier

Cahier technique SIA 2018 (2004): Vérification de la sécurité parasismique des bâtiments existants

Documentation SIA D 0180 (2004): Termes techniques des normes sur les structures porteuses – Terminologie et définitions

Documentation SIA D 0181 (2003): Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses – Actions sur les structures porteuses – Introduction aux normes SIA 260 et 261

Autres:

Bachmann H. (2002): Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités. Office fédéral des eaux et de la géologie OFEG

Bachmann H. (2002): Erdbebensicherung von Bauwerken. Birkhäuser Verlag, Basel.

Paulay T., Bachmann H., Moser K. (1990): Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten. Birkhäuser Verlag, Basel.

Smit P. (2004): Entstehung und Auswirkungen von Erdbeben. Forum 4/2004. Bundesamt für Bevölkerungsschutz, Bern.

Wenk T., Lestuzzi P. (2003): Erdbeben. Dans: Documentation SIA D 0181 (2003): Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses – Actions sur les structures porteuses – Introduction aux normes SIA 260 et 261. S. 59–66. SIA Zurich

Wenk T. (2005): Erdbebeneinwirkung. In: Dokumentation SIA D 0211, Überprüfung bestehender Gebäude bezüglich Erdbeben – Einführung in das Merkblatt SIA 2018. S. 9–16, SIA Zürich

Weidmann M. (2002): Erdbeben in der Schweiz. Verlag Desertina, Chur.

Lignum, Economie suisse du bois: Bâtiments en bois parasismiques de plusieurs étages. Documentation technique de Lignum, Zurich, 2010

Fondation pour la Dynamique des structures et le Génie Parasismique ainsi que l'Office fédéral des eaux et de la géologie OFEG (2005): Construction parasismique en Suisse – ce qui est essentiel et pourquoi. Zurich.

Service Sismologique Suisse SED (2002): Swiss Hazard Map. (<http://www.earthquake.ethz.ch>)

Office fédéral de l'environnement OFEV (2004): L'aléa sismique en Suisse, Effets géologiques locaux (microzonage). (<http://www.bafu.admin.ch>)

Autres sources voir articles/bibliographies

Impressum

steeldoc 03+04/11, parution mai 2012
Construction parasismique – Conception et dimensionnement

Editeur:
SZS Centre Suisse de la construction métallique, Zurich
Evelyn C. Frisch, Directrice

Rédaction:
Evelyn C. Frisch (responsable)
Collaboration: Ann Schumacher, Virginia Rabitsch, Sascha Roesler
Critical Review: Kerstin Pfyl-Lang Zürich; Michel Crisinel, Lausanne
en collaboration avec les auteurs

Mise en page:
Evelyn C. Frisch et Virginia Rabitsch, SZS
Plans et graphiques partiellement retravaillés par cira drei, Munich

Photos et plans:
Titre: Yves André, St-Aubin-Sauges
Editorial: Raffaele Landolfo, Naples
Interview: Photos: Katja Jug; Illustration: Tremblement de terre de Bâle: Erdbeben und Kulturgüter, p. 13;
Conception et dimensionnement:
Raffaele Landolfo, Université Federico II, Naples (aeob), sources voir article
Principe de conception: voir article
Ecole de la Maladière: Photos: Yves André, St-Aubin-Sauges p. 32, 33, 37; Ingeni SA, Genève, p. 35, plans et schémas: architectes et ingénieurs
Confortement des bâtiments existants: voir article
Bâtiment de production K90: Plans et photos mis à disposition de Gruner AG et Flubacher-Nyfelner+Partner Architekten
Construction parasismique au Japon: voir article
Médiathèque de Sendai: voir article

Conception graphique: Gabriele Fackler, Reflexivity AG, Zurich

Administration et abonnements: Giesshübel-Office, Zurich
Impression: Kalt-Zehnder-Druck AG, Zoug

ISSN 0255-3104

Abonnement annuel CHF 48.– / étranger CHF 60.–
Numéros isolés CHF 15.– / doubles numéros CHF 25.–
Sous réserve de changement de prix.
A commander sur www.steeldoc.ch

**Abonnement annuel à Steeldoc pour CHF 48.–
(Étudiants gratuit) sur www.steeldoc.ch**

Construire en acier / steeldoc® est la documentation d'architecture du SZS Centre suisse de la construction métallique et paraît quatre fois par an en allemand et en français. Les membres du SZS reçoivent l'abonnement ainsi que les informations techniques du SZS gratuitement.

Toute publication des ouvrages implique l'accord des architectes, le droit d'auteur des photos est réservé aux photographes. Une reproduction et la traduction même partielle de cette édition n'est autorisée qu'avec l'autorisation écrite de l'éditeur et l'indication de la source.