

ArcelorMittal Europe - Long Products
Sections and Merchant Bars



ArcelorMittal

Constructions Parasismiques en acier



But du document

Le présent document vise à présenter de manière concise les fondements du projet parasismique de construction en acier, un domaine de la technique des constructions auquel ArcelorMittal contribue par des efforts soutenus en recherche qui engendrent de meilleurs produits et des solutions constructives originales, comme le concept d'affaiblissement sélectif de sections (Reduced Beam Section RBS ou "dogbone" en anglais) dans les ossatures en portique, voir 10., ou les assemblages dissipatifs INERD pour les ossatures à triangulation (voir 12.) ou encore l'utilisation localisée de poteaux mixtes afin d'empêcher les ruines par effondrement d'un seul niveau de bâtiment (voir 18.).

Table des matières

1. Qu'est-ce qu'un tremblement de terre?	4
2. Pourquoi les ossatures en acier résistent bien aux tremblements de terre	8
3. Un outil pour évaluer les effets des tremblements de terre, le spectre de réponse	11
4. Spectre de calcul pour l'analyse élastique	15
5. Caractérisations des structures spécifiques au projet parasismique	20
6. Aspects de l'analyse des structures et des vérifications communes à tous les types d'ossature	25
7. Méthode approchée pour l'analyse sismique	30
8. Architecture des bâtiments résistant aux séismes	34
9. Conception de structures dissipatives	40
10. Projet parasismique d'ossatures en portique	47
11. Projet parasismique d'ossature avec triangulations à barres centrées	60
12. Projet parasismique d'ossature à triangulation centrée et assemblages dissipatifs	65
13. Projet parasismique d'ossatures à triangulation excentrée	68
14. Ossatures mixtes acier – béton	73
15. Ossatures mixtes en portique	89
16. Ossatures mixtes avec triangulations	91
17. Ossatures à murs mixtes acier-béton et systèmes à murs	94
18. Poteaux mixtes et ossatures en béton armé	99
19. Exemple de dimensionnement	102
Annexe A. Définition du spectre de réponse de calcul de Eurocode 8	122
Annexe B. Aciers ArcelorMittal.	122
Bibliographie	123
Assistance technique & parachèvement	124
Vos partenaires	125

ArcelorMittal Document Technique: Constructions Parasismiques en Acier

Qu'est-ce qu'un tremblement de terre?

Le phénomène physique. Action appliquée à une structure par un tremblement de terre. Caractérisation de l'action sismique.

2. Pourquoi les ossatures en acier résistent bien aux tremblements de terre.

L'importance déterminante de la ductilité. Flexibilité et poids réduit.

3. Un outil pour évaluer les effets des tremblements de terre, le spectre de réponse.

Réponse des structures soumises aux tremblements de terre. Comment un spectre élastique de réponse est-il établi ? Spectre de réponse du code parasismique. Réponse multimodale.

4. Spectre de calcul pour l'analyse élastique.

Du spectre de réponse élastique au spectre de calcul. Importance de la construction. Séisme proche, séisme lointain. Sols et sites. Ductilité de la structure. Exemples de spectres de calcul.

5. Caractérisations des structures spécifiques au projet parasismique.

Coefficient de comportement. Classes de Ductilité DC. Paramètre de redistribution plastique α_n/α_1 .

6. Aspects de l'analyse des structures et des vérifications communes à tous les types d'ossature.

Masse sismique. Méthodes d'analyse. Torsion. Déplacement des structures dissipatives. Vérification de résistance. Limitation des effets du second ordre.

7. Méthode approchée pour l'analyse sismique.

Remarque préliminaire. Analyse statique élastique sous des forces latérales. Évaluation de la période fondamentale T_1 d'un bâtiment.

8. Architecture des bâtiments résistant aux séismes.

Aspects fondamentaux d'un bâtiment parasismique. Structure primaire - Structure secondaire. Objectif de la conception parasismique. Principes de conception parasismique.

9. Conception de structures dissipatives.

Principes. Conception d'une zone dissipative fiable. Les nombreux mécanismes locaux dissipatifs des ossatures acier. Mécanisme locaux non dissipatifs. Définition des dimensions des zones non dissipatives dans une structure dissipative. Dimensionnement capacitif appliqué aux assemblages. Dimensionnement capacitif appliqué aux barres forcées. Choix d'une Classe de Ductilité pour un projet. Choix d'une topologie d'ossature.

10. Projet parasismique d'ossatures en portique.

Objectif du projet dissipatif d'ossature en portique. Classe de Ductilité américaine et européenne pour les ossatures en portique. Critère de dimensionnement des ossatures en portique. Redistribution des moments de flexion dans les poutres. Autres exigences. Rotules plastiques et assemblages dans les ossatures en portique. Conception des détails d'assemblage recommandés. Conception des affaiblissements de section. Assemblage des poteaux à la fondation.

11. Projet parasismique d'ossature avec triangulations à barres centrées.

Objectif du projet dissipatif. Analyse des ossatures à triangulations en X. Critères de dimensionnement des ossatures à triangulations en X. Autres critères de dimensionnement des ossatures à triangulation en X. Dimensionnement des assemblages. Analyse des ossatures à triangulation en V ou Λ . Critères de dimensionnement des ossatures à triangulation en V ou Λ . Règles américaines et européennes relatives aux ossatures à triangulation centrée.

12. Projet parasismique d'ossature à triangulation centrée et assemblages dissipatifs.

Analyse d'ossatures à triangulation centrée en X, V ou Λ et assemblages dissipatifs des diagonales. Critères de dimensionnement des ossatures à triangulation centrée en X, V ou Λ et assemblages dissipatifs des diagonales.

13. Projet parasismique d'ossatures à triangulation excentrée.

Caractéristiques générales des ossatures à triangulation excentrée. Tronçons d'excentrement courts et longs. Choix d'une topologie particulière de triangulation excentrée. Ossature à triangulation centrée et assemblages dissipatifs.

14. Ossatures mixtes acier – béton.

Introduction. Condition pour qu'un élément mixte soit dissipatif. Un choix de départ dans le projet d'ossature mixte : le caractère plus ou moins mixte. Principes de dimensionnement et coefficients de comportement dans le contexte des Eurocodes. Matériaux. Rigidité des sections. Résistance plastique des zones dissipatives. Ductilité en flexion des poutres en acier mixtes avec une dalle. Règles de détail pour les assemblages mixtes dans les zones dissipatives. Influence favorable de l'enrobage de béton sur la ductilité locale des profils aciers. Règles générales relatives au dimensionnement des éléments structuraux dissipatifs et non dissipatifs. Dispositions pour ancrages et jonctions. Poteaux mixtes entièrement enrobés dissipatifs. Éléments partiellement enrobés dissipatifs. Poutre avec dalle.

15. Ossatures mixtes en portique.

Objectif du projet dissipatif d'ossature mixte en portique. Un choix de départ : le degré du caractère mixte. Analyse.

16. Ossatures mixtes avec triangulations.

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

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

Définition des divers types de murs mixtes et objectif du dimensionnement. Analyse. Détail des murs mixtes de classe de ductilité DCM. Règles des détails de conception des poutres de couplage de classe de ductilité DCM. Règles supplémentaires pour la classe de ductilité DCH. Murs de contreventement mixtes avec âme d'acier.

18. Poteaux mixtes et ossatures en béton armé.

Définition du problème. Dimensionnement d'un poteau mixte conçu comme une "ceinture de sécurité" pour poteaux d'une ossature en béton armé. Comportement de poteaux mixtes sollicités en compression et flexion.

19. Exemple de dimensionnement.

Présentation de l'exemple. Sections de poutre respectant la résistance en flexion et les limites de flèche sous charge gravitaire. Vérifications Poutres Faibles – Poteaux Forts. Poteaux intérieurs. Vérifications en compression. Poteaux intérieurs. Résistance plastique flexionnelle au pied. Évaluation de la masse sismique.

Évaluation du cisaillement résultant de calcul par la méthode des "forces latérales". Charges gravitaire pour la combinaison aux sollicitations sismiques. Analyse par réponse spectrale et superposition modale. Résultats de l'analyse. Dimensionnement de l'assemblage poteau – poutre à un joint intérieur dans la ligne X2. Commentaire sur les options de dimensionnement. Dimensionnement d'une réduction de section de poutre. Économie réalisée grâce à la réduction de section de poutre.

Annexe A.

Définition du spectre de réponse de calcul de Eurocode 8.

Annexe B.

Aciers ArcelorMittal.

Bibliographie.

1. QU'EST-CE QU'UN TREMBLEMENT DE TERRE?

Le phénomène physique.

Action appliquée à une structure par un tremblement de terre.

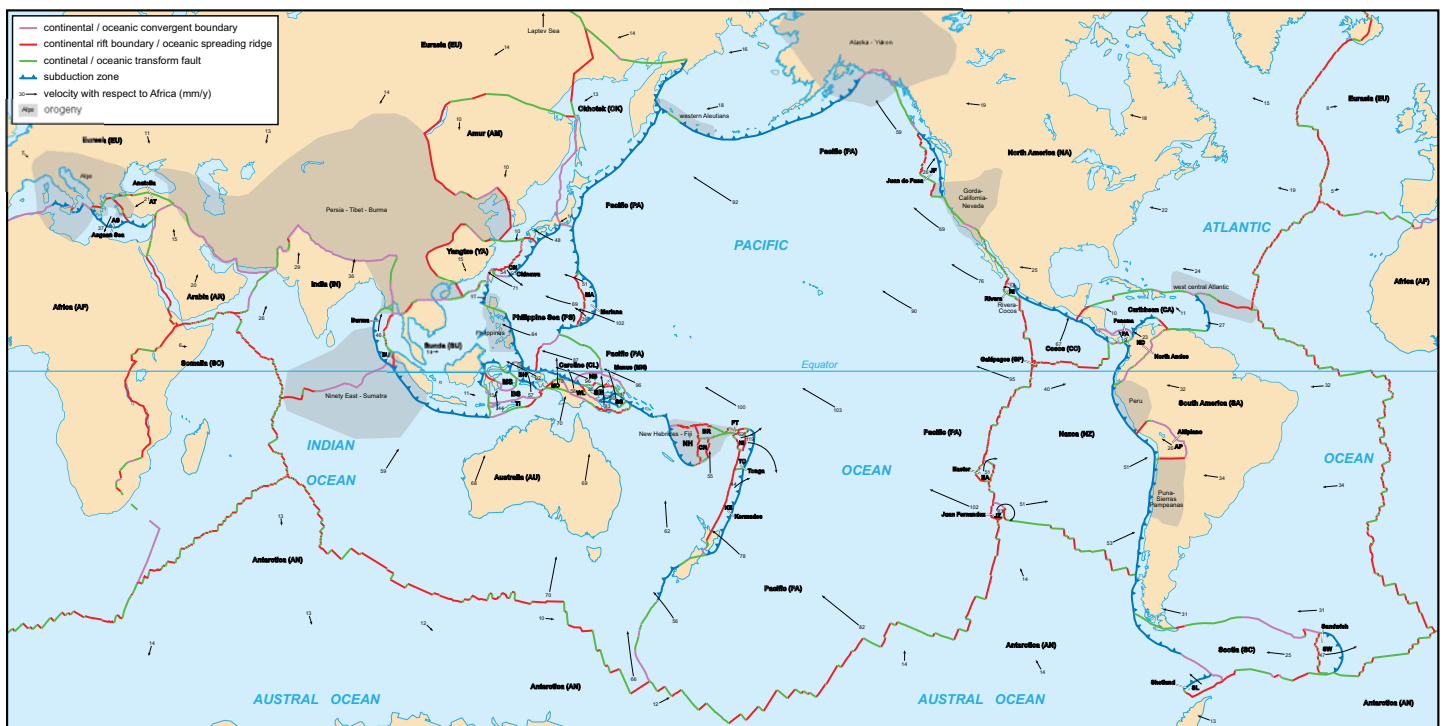
Caractérisation de l'action sismique.

Le phénomène physique

Les tremblements de terre les plus importants sont localisés au bord des plaques tectoniques qui couvrent la surface du globe. Ces plaques ont tendance à se déplacer les unes par rapport aux autres, mais en sont empêchées par le frottement jusqu'à ce que les contraintes entre plaques à l'endroit de l'« épicentre » deviennent si élevées qu'un mouvement relatif se produit : c'est un tremblement de terre. Le choc local crée des ondes dans le sol et celles-ci se propagent à la surface du globe, provoquant un mouvement à la base de toutes les structures rencontrées : bâtiments, ponts, etc... L'amplitude des ondes s'atténue avec la distance à l'épicentre. Il résulte de cette description qu'il existe des régions du monde avec des risques sismiques différents, selon leur proximité des limites de plaques tectoniques (les lignes rouges de la Figure 1).

Figure 1

Carte du monde présentant les principales plaques tectoniques.
(d'après une carte du site internet de l'Université de Bristol: www.ideers.bris.ac.uk)
http://en.wikipedia.org/wiki/Image:Tectonic_plates_boundaries_detailed-en.svg



1. Qu'est-ce qu'un tremblement de terre?

Outre les tremblements de terre qui se produisent aux limites des plaques tectoniques, d'autres ont lieu à l'intérieur de ces plaques, au départ de lignes de faille. Ils sont appelés tremblement de terre intraplaques, libèrent moins d'énergie, mais peuvent être très destructeurs dans le voisinage immédiat de l'épicentre.

Les cartes d'alea sismique (accélérations maxi au niveau du rocher) présentées à la Figure 2 montrent la distribution des niveaux de tremblement de terre en Europe et dans le monde. Elles mettent en évidence l'existence de tremblement de terre à beaucoup d'endroits situés ailleurs que près des limites de plaques tectoniques.

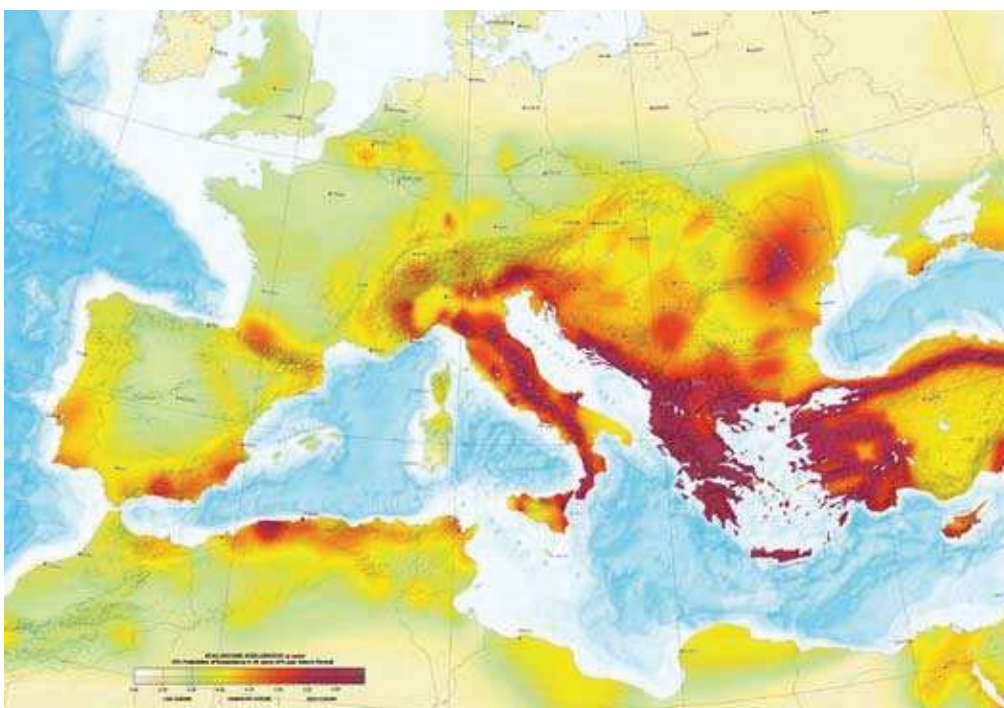


Figure 2
Cartes d'accélérations maximales en Europe et dans le monde (d'après le site Internet de GFZ-Potsdam <http://seismohazard.gfz-potsdam.de/projects/en/>).

Action appliquée à une structure par un tremblement de terre

L'action appliquée à une structure par un tremblement de terre est un mouvement qui a des composantes verticales et horizontales. Le mouvement horizontal est l'aspect le plus important de l'action sismique, parce qu'il est le plus important en amplitude et parce que les constructions sont en général conçues plutôt pour reprendre l'action de la gravité que des actions horizontales. La composante verticale du tremblement de terre est habituellement de l'ordre de 50% de la composante horizontale, sauf au voisinage de l'épicentre où les deux peuvent être du même ordre. On verra plus loin qu'on peut traduire l'action horizontale du séisme en terme de forces horizontales dont la résultante est un cisaillement global V en base de la construction.

Caractérisation de l'action sismique

Les tremblements de terre peuvent être caractérisés de diverses façons. La magnitude (échelle de Richter) exprime la quantité totale d'énergie libérée et ne donne pas d'information directe quant à l'action sismique appliquée à une construction à un endroit donné. L'intensité I (échelle Mercalli ou autre) décrit les effets sur les constructions à un endroit donné et associe à ces effets un nombre, par exemple 7 qui correspond à des fissurations importantes dans les constructions en maçonnerie.

D'autres caractérisations sont plus utiles aux concepteurs de projets. L'accélération $a_g(t)$ à un endroit donné ou son équivalent, le déplacement du sol $d_g(t)$ enregistrés en fonction du temps constituent les données les plus explicites et peuvent être utilisées comme telles dans des analyses temporelles.

Deux sous-produits de l'accélération $a_g(t)$ constituent les données d'action sismique les plus courantes en génie parasismique:

- La valeur maximum de l'accélération $a_g(t)$ au niveau du rocher ou accélération de pointe (en anglais Peak Ground Acceleration ou PGA), dont le symbole est a_{gR} dans l'Eurocode 8, est le paramètre utilisé pour définir l'alea sismique dans une zone géographique donnée : les cartes nationales de zonage sismique sont généralement présentées en terme d'accélération de pointe, voir Figure 2. Les PGA a_{gR} sont compris entre 0,05 g dans les zones très faiblement sismiques et 0,4 g dans les zones très sismiques comme la Californie, le Japon ou la Turquie.
- Le spectre de réponse en accélération est la représentation standard de l'action sismique utilisée dans les projets de construction. On explique sa signification en 3.

2. POURQUOI LES OSSATURES EN ACIER RÉSISTENT BIEN AUX TREMBLEMENTS DE TERRE?

L'importance déterminante de la ductilité.

Flexibilité et poids réduit.

2. Pourquoi les ossatures en acier résistent bien aux tremblements de terre?

L'importance déterminante de la ductilité

L'expérience montre que les constructions en acier se comportent bien lors d'un séisme. Les effondrements d'ensemble et les nombres élevés de victimes se produisent principalement dans les structures faites d'autres matériaux. Cette réalité s'explique par des particularités de la construction métallique.

Il existe deux possibilités pour résister aux tremblements de terre:

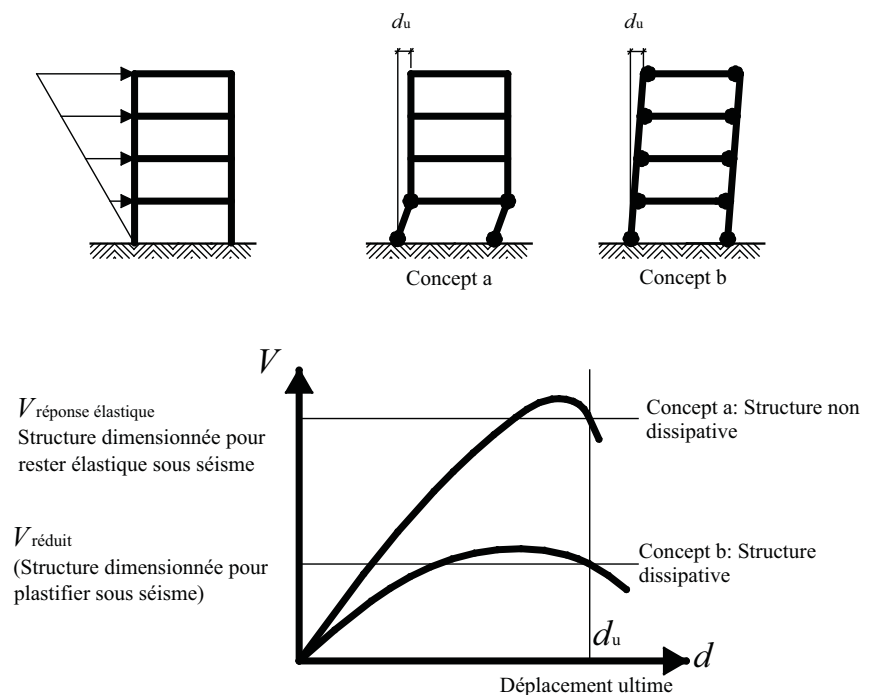
- des structures dont les sections sont très grosses et où ne se développent que des contraintes élastiques
- des structures dont les sections des barres sont plus petites, conçues pour former des zones plastiques nombreuses.

Une structure correspondant à la première option est plus lourde. Il se peut qu'elle n'offre aucune 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 au concept a) du diagramme de cisaillement global V en base de l'ossature en fonction du déplacement d à son sommet présenté à la Figure 3.

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.

Son comportement est ductile et correspond au concept b) dans le diagramme de la Figure 3. 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 ».

Figure 3
Exemple de comportement global de structure dissipatif et non dissipatif. La structure non dissipative s'effondre dans un mécanisme n'impliquant qu'un seul étage (d'après [13]).



2. Pourquoi les ossatures en acier résistent bien aux tremblements de terre?

Un comportement ductile, qui correspond à de grandes capacités de déformation, est très 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, 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 des coûts réduits en infrastructure. Les constructions métalliques excellent à la dissipation d'énergie dans des mécanismes de déformation plastique, en raison :

- de la ductilité de l'acier
- des nombreux mécanismes plastiques disponibles dans les éléments de structure ou leurs assemblages
- du caractère souvent redondant des mécanismes plastiques possibles
- de propriétés dimensionnelles garanties
- d'une résistance axiale des éléments moins sensible à la flexion que dans le cas d'autres matériaux

De plus, les structures en acier ont un comportement plus fiable sous séisme en raison de deux autres propriétés bien connues :

- une résistance du matériau garantie, résultat d'une production contrôlée
- des projets conçus et réalisés par des professionnels.

La multiplicité des possibilités de dissipation d'énergie et la fiabilité de chacun des mécanismes plastiques possibles sont les caractéristiques fondamentales expliquant l'excellent comportement des constructions en acier en cas de tremblement de terre.

Flexibilité et poids réduit

Mais il y a encore d'autres avantages des projets acier : la flexibilité des structures et un poids d'ossature réduit. Des structures plus raides appellent plus d'efforts lorsqu'un séisme les secoue. En raison des hautes caractéristiques mécaniques du matériau acier, les constructions métalliques sont toujours plus flexibles que les autres structures. Ce fait, couplé à un poids moindre, entraîne une réduction des efforts à la fondation qui influence significativement le coût global d'une construction.

Les ossatures en acier sont toujours plus légères que celles faites d'autres matériaux. Comme les forces engendrées par un séisme sont des forces d'inertie, elles sont fonction de la masse de la structure, de sorte qu'une réduction de masse entraîne une réduction des sollicitations, au point que certaines structures métalliques légères « échappent » aux vérifications sismiques. C'est en particulier le cas des halles de sport ou industrielles, qui ne sont que la « peau » d'un volume et dont le poids par m^2 est faible : le vent est déterminant pour le dimensionnement, pas le séisme. Ceci signifie qu'un projet classique de halle est naturellement parasismique. Ceci explique aussi pourquoi on a observé après un tremblement de terre que le comportement des halles acier était de loin supérieur à celui de halles faites de matériaux plus lourds.

3. UN OUTIL POUR ÉVALUER LES EFFETS DES TREMBLEMENTS DE TERRE, LE SPECTRE DE RÉPONSE

Réponse des structures soumises aux tremblements de terre.

Comment un spectre élastique de réponse est-il établi ?

Spectre de réponse du code parasismique.

Réponse multimodale.

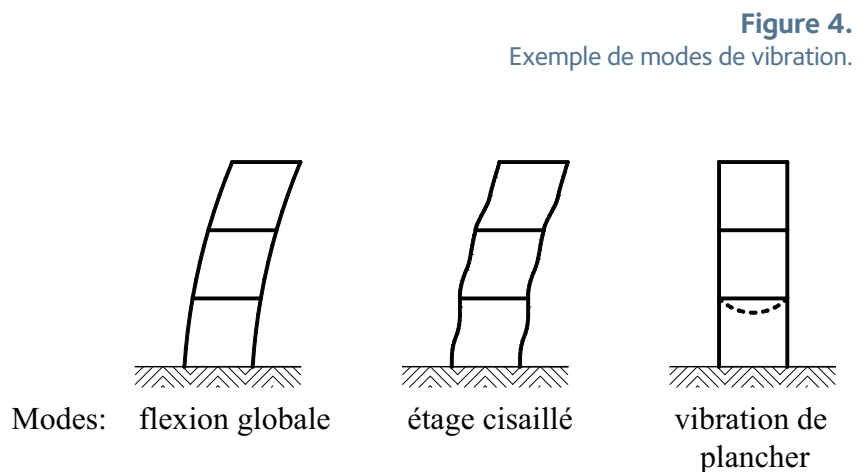
Réponse des structures soumises aux tremblements de terre

Le mouvement du sol $d_g(t)$ déplace une structure horizontalement et verticalement.

Si la structure est infiniment raide, tous ses points ont le même déplacement $d_g(t)$ que le sol et ils n'ont pas de déplacement relatif par rapport à la base de la structure.

Si la structure est déformable, le déplacement de chaque point dépend des caractéristiques de chacun des éléments structuraux (raideur) et de la distribution des masses dans la structure (une structure de masse nulle ne serait soumise à aucun effort) : il y a une réponse dynamique, impliquant tous les modes de vibration de la structure. Certains modes sont globaux et affectent la structure dans son ensemble.

D'autres modes, comme les vibrations de planchers par exemple, sont locaux. Figure 4. Chaque mode de vibration est caractérisé par sa période (en s) et par la partie de la masse totale associée à ce mode (masse modale).

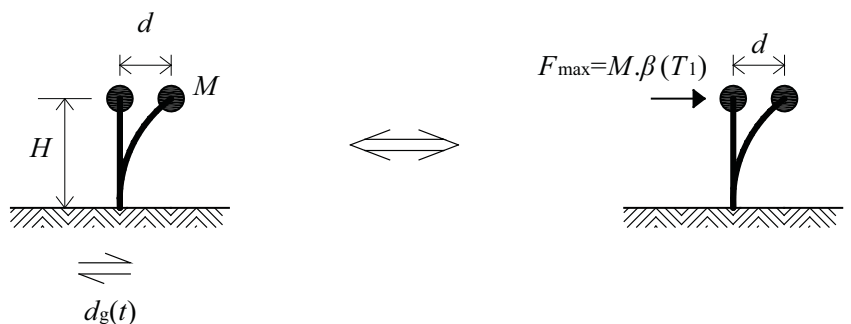
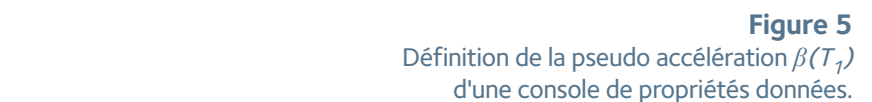


Comment un spectre élastique de réponse est-il établi ?

En effectuant un ensemble d'analyse de réponses dynamiques de structures, il est possible d'établir un "spectre de réponse". Il est dit "élastique" s'il est établi pour des structures dont les déformations sont purement élastiques. Ce spectre de réponse élastique est utile pour les concepteurs de projets parce qu'il permet de connaître de façon directe le maximum de l'effet du séisme sur la structure, séisme traduit par un accélérogramme donné et caractéristique d'une zone sismique donnée. Le processus d'établissement d'un tel spectre est schématisé aux Figures 5 et 6.

Il peut être décrit comme suit.

On considère la structure la plus simple qui s'apparente à un bâtiment : c'est une console verticale de raideur k ($k = EI/H$) portant une masse concentrée M à un niveau H au dessus du sol – Figure 5. Ce solide a une seule période de vibration naturelle T_1 fonction de sa masse et de sa raideur. Cette période peut être observée en déplaçant la masse M et en la relâchant : la structure oscille alors à sa période T_1 , qu'on peut calculer par :



$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{MH^3}{3EI}}$$

3. Un outil pour évaluer les effets des tremblements de terre, le spectre de réponse

Les équations de la dynamique sont utilisées pour faire des analyses de la réponse temporelle de la console soumise à un mouvement du sol $d_g(t)$ ou un accélérogramme $a_g(t)$. La masse M se déplace de d par rapport à la base – voir Figure 5. Il est possible de définir la force $F(t)$ qui engendre un déplacement d égal à celui provoqué par $d_g(t)$. En choisissant la valeur maximale F_{max} de $F(t)$ et en exprimant l'équation fondamentale de la dynamique $F_{max} = \text{masse} \times \text{accélération}$, on établit une "pseudo accélération" $\beta(T_1): \beta(T_1) = F_{max} / M$.

En faisant varier les paramètres qui définissent la console de référence (autres masses M , autres raideurs k , qui résultent dans d'autres périodes fondamentales $T = T_1, T_2$, etc), on établit un ensemble de paires de valeurs $(T_i, \beta(T_i))$. Cet ensemble constitue ce qu'on appelle un "spectre" de réponse en accélération β , traduit par la courbe de la Figure 6 qui relie les points $(T_i, \beta(T_i))$ obtenus. Cette courbe ou spectre permet une évaluation directe de la déformée maximale et des sollicitations dans la console de masse M et de raideur EI/H :

- on calcule T_1 par

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{MH^3}{3EI}}$$

- on lit la pseudo-accélération $\beta(T_1)$ sur le spectre
- on trouve ainsi la force maximale $F_{max} = M\beta(T_1)$ "équivalente" au tremblement de terre et on déduit les sollicitations et déformations

Dans les analyses décrites, l'amplitude du déplacement d de la masse par rapport à la base est influencée par l'amortissement du système : si l'amortissement était nul, d pourrait devenir infini. L'amortissement qu'on peut attribuer à un matériau travaillant dans le domaine élastique est faible, de l'ordre de 1% de l'amortissement dit « critique », c'est-à-dire un amortissement tel que la console de la Figure 5, écartée de d de sa position d'équilibre, y reviendrait sans osciller. Mais dans les ossatures dont on cherche à représenter le comportement sismique, on trouve d'autres sources d'amortissement : frottement dans les assemblages, frottement entre cloisons et structures, frottement entre contenu et structure, etc... Des évaluations de ces effets ont conduit à attribuer à l'amortissement « structurel » des ossatures, dans le contexte du projet sismique, une valeur standard égale à 5 % de l'amortissement critique.

Spectre de réponse élastique du code parasismique

Des incertitudes affectent la connaissance de l'accélérogramme qui sera mesuré à un endroit donné lors du prochain tremblement de terre et le "spectre de réponse en accélération β " établi comme indiqué ci-dessus, qui correspond à un seul accélérogramme ne représente certainement pas bien la séismicité du site. On rencontre les incertitudes quant aux prochains séismes en établissant plusieurs spectres de réponse $\beta(T_1)$ qui correspondent à plusieurs accélérogrammes et en retenant comme spectre pour le code parasismique une "moyenne" de tous ces spectres – Figure 7.

Figure 6

Etablissement d'un spectre élastique de réponse en accélération $\beta(T_1)$

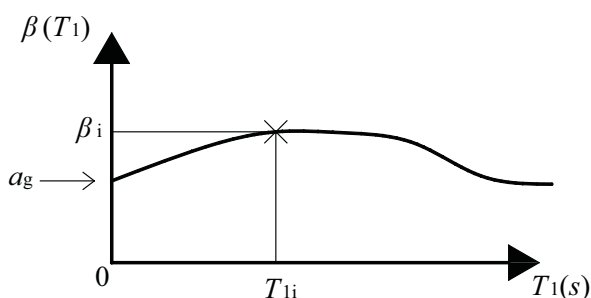
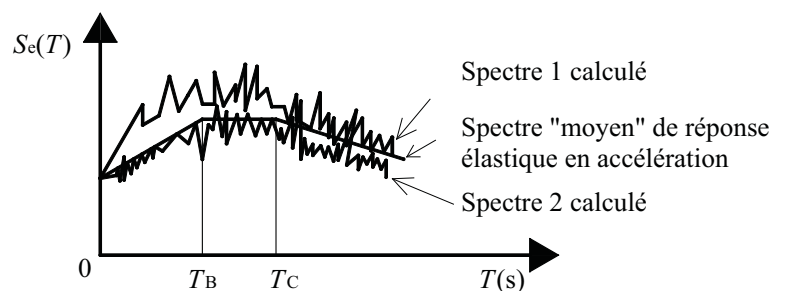


Figure 7

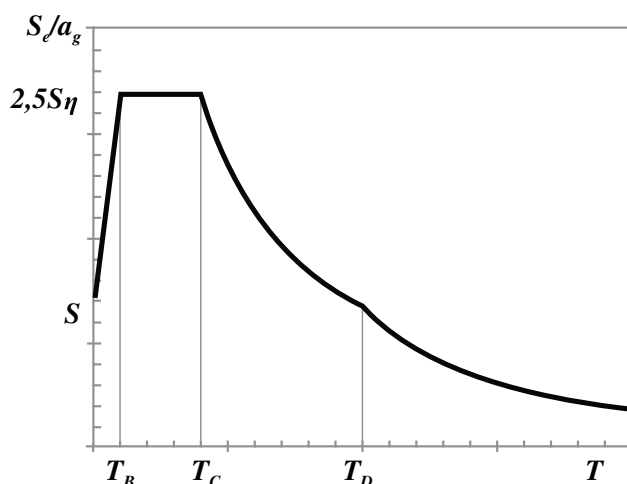
Construction du spectre de réponse élastique en accélération du code parasismique



3. Un outil pour évaluer les effets des tremblements de terre, le spectre de réponse

Le spectre "moyen" résulte d'une approche statistique, associée à un "jugement d'ingénieur" et au souci d'un confort d'utilisation, de sorte que la forme du spectre de réponse de projet $S_e(T)$ est plus schématique que celle de chaque spectre de réponse $\beta(T_i)$. On présente à la Figure 8 le spectre de réponse élastique $S_e(T)$ de l'Eurocode 8. La structure de ce spectre est unique pour l'Europe, mais sa formulation, qui tient compte d'une série de paramètres, permet de générer toute une famille de spectres locaux différents. On voit à la Figure 8 que l'ordonnée $S_e(T)$ du spectre est normée par a_g , de manière à être valide indépendamment de a_g . On voit aussi que le spectre est fonction d'un paramètre S , qui dépend du site, et d'un paramètre η , qui sera différent de 1 si on peut établir que l'amortissement d'une ossature est différent du 5 % standard expliqué plus haut (voir la formulation du spectre en Annexe A). On constate qu'il y a des « coins » au spectre, pour des périodes T_B , T_C et T_D ; ces périodes sont également fonction de divers paramètres.

Tous les codes parasismiques définissent généralement une seule schématisation de base pour le spectre de réponse élastique en accélération de référence. Ce spectre permet d'évaluer la déformée et les sollicitations maximales d'une console de masse M et de raideur EI/H : on calcule la force $F_{max} = M S_e(T)$, puis déduit ces effets. En examinant le spectre de la Figure 8, on constate que pour une structure infiniment raide ($T = 0$), la pseudo accélération est égale à l'accélération a_g du sol et $F_{max} = M a_g S$. Dans les structures flexibles, il y a "amplification dynamique", jusqu'à $F_{max} = 2,5 M a_g S$ environ.



Spectre de réponse élastique en déplacement

Par un processus mathématique similaire à celui développé pour la définition du spectre de réponse élastique en accélération, on peut établir un "spectre de réponse élastique en déplacement $S_{De}(T)$ ". $S_{De}(T)$ est le déplacement relatif d de la masse M par rapport à la base de la console, comme indiqué à la Figure 5. Pour l'oscillateur simple; la relation entre les accélérations $S_e(T)$ et les déplacements $S_{De}(T)$ s'écrit :

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2$$

Réponse multimodale

Dans une structure où existent plusieurs modes possibles de vibration, le spectre de réponse permet de calculer le maximum des effets E_{Ei} dans chaque mode ("réponse spectrale"). Tous ces maxima doivent être "additionnés" pour évaluer la réponse maximale. Parce que les maxima des différents modes ne se produisent pas simultanément, on établit une valeur maximum "la plus probable" en effectuant une moyenne quadratique des contributions E_{Ei} (moments de flexion, etc) des différents modes :

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}$$

Figure 8

Schéma de référence du spectre élastique $S_e(T)$ de réponse en accélération dans l'Eurocode 8.

4. SPECTRE DE CALCUL POUR L'ANALYSE ÉLASTIQUE

Du spectre de réponse élastique au spectre de calcul.

Importance de la construction.

Séisme proche, séisme lointain.

Sols et sites.

Ductilité de la structure.

Exemples de spectres de calcul.

Du spectre de réponse élastique au spectre de calcul

D'autres facteurs que ceux considérés dans l'établissement du spectre de réponse élastique $S_e(T)$ interviennent dans la réponse des structures aux tremblements de terre. Les spectres de calcul pour l'analyse élastique $S_d(T)$ prennent en compte ces facteurs additionnels, qu'on définit aux paragraphes suivants.

Importance de la construction

La définition de l'accélération maximale "de calcul" a_g résulte d'un processus statistique et correspond à l'acceptation d'un certain niveau de risque. Il en découle que l'accélération maximale de calcul a_g devrait être plus grande pour les structures considérées comme plus précieuses ou plus importantes à divers points de vue. Dans l'Eurocode 8, on définit une accélération de référence a_{gR} correspondant à un niveau standard de risque accepté ; a_{gR} est compris entre 0,05 g (0,5 m/s²) dans les zones très faiblement sismiques et 0,4 g (4 m/s²) dans les zones très sismiques. L'accélération maximale de calcul a_g est trouvée en multipliant a_{gR} par γ_I "coefficient d'importance" de la structure considérée : $a_g = \gamma_I a_{gR}$. γ_I est égal à 1 pour les bâtiments courant et vaut jusqu'à 1,4 pour les structures dont l'intégrité est vitale en cas de séisme. On donne au Tableau 1 les valeurs de γ_I recommandées dans l'Eurocode 8 pour différentes catégories d'importance de bâtiments.

Tableau 1
Catégories d'importance de bâtiments
et valeurs recommandées de γ_I
(EN1998-1:2004).

Catégorie d'importance	Bâtiments	γ_I
I	Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes, par exemple, bâtiments agricoles, etc.	0,8
II	Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres catégories	1,0
III	Bâtiments dont la résistance aux séismes est importante compte tenu des conséquences d'un effondrement, par exemple : écoles, salles de réunion, institutions culturelles, etc.	1,2
IV	Bâtiments dont l'intégrité en cas de séisme est d'importance vitale pour la protection civile, par exemple : hôpitaux, casernes de pompiers, centrales électriques, etc.	1,4

Séisme proche, séisme lointain

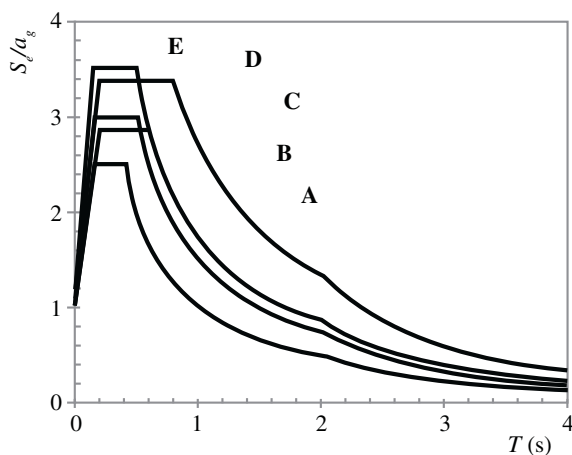
Une accélération de pointe a_{gR} à un endroit donné peut être engendrée par différents types de séisme : un fort séisme dont l'épicentre est éloigné ou un séisme plus faible dont l'épicentre est proche. Le séisme réel affectant une zone est fonction de la géologie, proche et lointaine. Mais les spectres de réponse correspondant aux deux types de séisme mentionnés sont différents, parce que des ondes propagées de loin ou de près produisent des effets différents. Dans l'Eurocode 8, cette possibilité est considérée et des formes de spectres de types 1 et 2 sont définies.

- Le type 1 correspond à des séismes lointains de magnitude suffisante ($M_S \geq 5,5$) pour engendrer sur le site de construction des accélérations significatives dont la contribution est prépondérante dans le risque sismique.
- Le type 2 est à considérer si des tremblements de terre de magnitude $M_S < 5,5$ constituent le facteur prépondérant de risque.

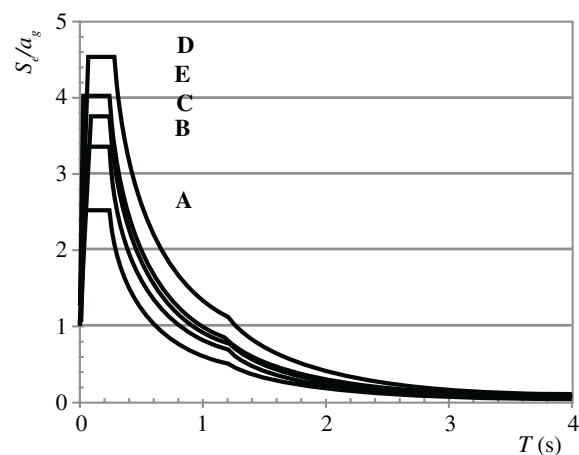
Dans certaines régions, le spectre de calcul résulte d'une combinaison des spectres des types 1 et 2. On présente au tableau 2 les données définissant les spectres des types 1 et 2, en relation avec les données relatives aux sols et sites décrites ci-après. On peut voir schématiquement à la Figure 9 l'influence du type de séisme sur la forme du spectre de réponse.

Figure 9

Spectres de calcul $S_e(T)$ de l'Eurocode 8 pour les tremblements de terre des types 1 et 2 et pour différentes conditions des sols et sites.



Spectre de Type 1.
Séisme lointain de magnitude $M_S \geq 5,5$



Spectre de Type 2.
Séisme de magnitude $M_S < 5,5$

Sols et sites

Les couches de sol présentes entre le rocher sous-jacent et la fondation d'un bâtiment modifient la forme et les amplitudes du spectre de réponse élastique ou "alea", établies au niveau du rocher. Un paramètre de sol S prend en compte cette influence, de sorte que l'accélération maximale à la fondation est égale à S_{ag} . Les sites sont classifiés en types A, B, C, D et E selon des profils stratigraphiques et des valeurs de paramètres caractérisant les sols. Le tableau 2 définit les valeurs de S associées à ces types de sols et sites. On voit que l'influence sur le mouvement en base de la structure est significatif, puisque S est compris entre 1 (sur le rocher) et 1,8 (sol très meuble). De plus, des valeurs des périodes "de coin" T_B et T_C différentes selon les sites et sols visibles à la Figure 9 peuvent modifier profondément le spectre. A la vue de ces différents spectres, il apparaît clairement qu'ignorer les conditions de sol et site peut conduire à de grandes sous-estimations de l'action sismique. Deux classes S1 et S2 sont ouvertes pour des types de sols et sites de faible qualité et dont les valeurs de S , T_B et T_C doivent être établis par des études particulières.

Ductilité de la structure

On dit "ductile" une structure qui peut subir sans perte de résistance des déformations plastiques alternées.

Comme expliqué en 2. et montré à la Figure 3, la ductilité peut avoir une influence positive sur l'économie d'un projet, car :

- la structure ductile est capable de subir avec succès le même déplacement qu'une structure qui répondrait de façon purement élastique, mais elle atteint ce résultat avec des éléments structuraux de section moindre
- les sollicitations à la fondation sont réduites.

Cette capacité à se déformer plastiquement sans perte de résistance est traduite par l'attribution d'un "coefficient de comportement". q dans l'Eurocode 8 dont la valeur dépend du type de structure résistante. Ce facteur qui intervient comme réducteur du spectre élastique $S_e(T)$. Conduit au spectre de calcul $S_d(T)$. Ce facteur de réduction est compris entre 1,5 pour les structures très peu dissipatives et jusqu'à 6, voire plus, pour les structures très dissipatives. Ce facteur permet de tenir compte de la capacité de déformation plastique d'une structure tout en effectuant une analyse purement élastique sous un spectre $S_d(T)$. Des explications plus détaillées relatives au coefficient de comportements sont données en 5.

Tableau 2

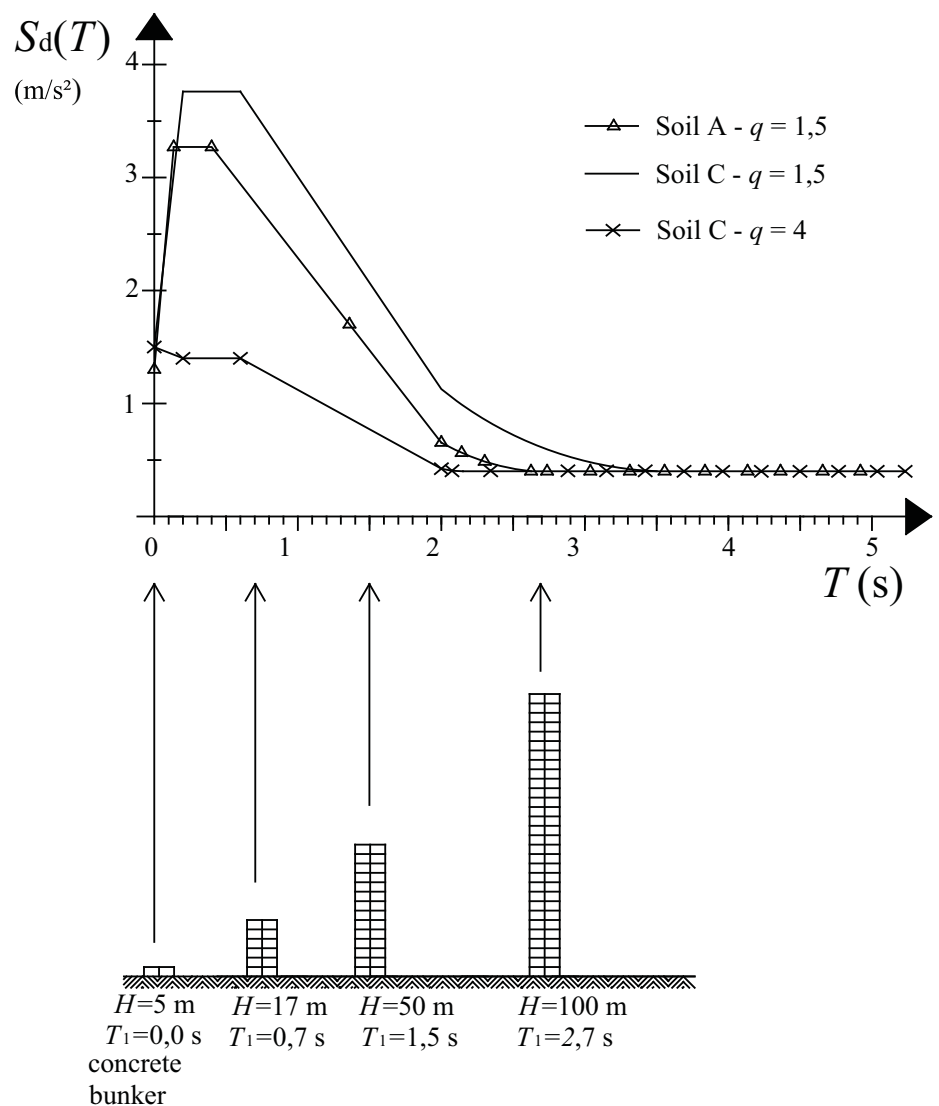
Paramètres de l'Eurocode 8.

[illegible]

Exemples de spectres de calcul

Lorsqu'on tient compte de tous les facteurs définis aux paragraphes précédents, c'est toute une famille de spectres de calcul $S_d(T)$ qui apparaît au départ d'un spectre de réponse élastique $S_e(T)$. $S_e(T)$ est fonction de a_{gR} , γ et T . $S_d(T)$ est fonction de $S_e(T)$, q et des conditions de sol et site. Les expressions définissant les différentes branches du spectre $S_d(T)$ de l'Eurocode 8 sont données en Annexe. On présente à la Figure 10 quelques exemples de spectres de calcul correspondant à une zone sismique où $a_g = 2 \text{ m/s}^2$, où les tremblements de terre sont de type 1, pour des structures caractérisées par $q = 1,5$ construites sur des sols de type A et C et pour des structures caractérisées par $q = 4$ construites sur un sol de type C.

Figure 10
Exemples de spectre de calcul pour divers sites et coefficient de comportement, en regard de quelques structures caractérisées par leurs périodes.



5. CARACTÉRISATIONS DES STRUCTURES SPÉCIFIQUES AU PROJET PARASISMIQUE

Coefficient de comportement.

Classes de Ductilité DC.

Paramètre de redistribution plastique α_u/α_1

Coefficient de comportement

Comme mentionné en 4. , un coefficient de comportement reflète la capacité de déformation plastique d'une ossature. On peut montrer que l'énergie dissipée dans des mécanismes plastiques peut contribuer de manière significative à l'absorption d'énergie globale requise d'une structure résistante à un tremblement de terre. L'énergie totale apportée E_{input} est absorbée de plusieurs façons : énergie de déformation élastique E_{ELdef} , énergie cinétique E_{kin} , énergie d'amortissement visco élastique $E_{viscous}$ et énergie de déformation plastique E_{EPdef} :

$$E_{input} = E_{kin} + E_{viscous} + E_{ELdef} + E_{EPdef}$$

E_{EPdef} correspond à de l'énergie absorbée de façon permanente dans la structure et ce terme peut être nettement plus important que celui correspondant à l'énergie de déformations purement élastiques, comme on va le voir en comparant le comportements de deux consoles auxquelles est imposé un déplacement alterné de $+d_{max}$ à $-d_{max}$. Figure 11.

La première console travaille dans le domaine élastique EL et sous d_{max} le moment de flexion à sa base A vaut $M_A = M_{EL}$. L'énergie de déformation élastique E_{ELdef} est représentée par le triangle hachuré verticalement sous la courbe $M - \theta$ et elle vaut : $E_{ELdef} = 0,5 M_{EL} \theta_{max}$. Cette énergie n'est jamais accumulée dans le système ; au retour à $d = 0$, l'énergie de déformation élastique du système est égale à 0. La deuxième console est caractérisée par un moment plastique $M_{EP} = 0,5 M_{EL}$. Ce moment plastique M_{EP} est atteint à la base A de la console pour $\theta = \theta_y = \theta_{max}/2$ et une rotule plastique apparaît. Le déplacement d_{max} est réalisé au terme de déformations successivement élastiques, puis plastiques. Si un séisme déplace cette console cycliquement de $+d_{max}$ à $-d_{max}$, sollicitation représentée par la courbe EP de la Figure 11, l'énergie E_{EPdef} dissipée de façon permanente par le système dans un cycle

($+d_{max} - d_{max}$) est représentée par l'aire hachurée horizontalement à la Figure 11 et elle vaut $E_{EPdef} = 2 E_{ELdef}$. Un séisme induira généralement plusieurs grands cycles et pour, par exemple, 4 cycles de $+d_{max}$ à $-d_{max}$, on a : $E_{EPdef} = 8 E_{ELdef}$. On voit que l'énergie absorbable dans des déformations plastiques alternées par la console de résistance M_{EP} est largement supérieure à l'énergie de déformation élastique maximum d'un élément deux fois plus résistant, alors que la section de la console EP est nettement inférieure à la section requise pour reprendre élastiquement M_{EL} . Ce résultat demande seulement que la section de la console élasto - plastique possède une ductilité $\theta_{max}/\theta_y \geq 2$, ce que permettent des choix de section et d'acier de construction adéquats.

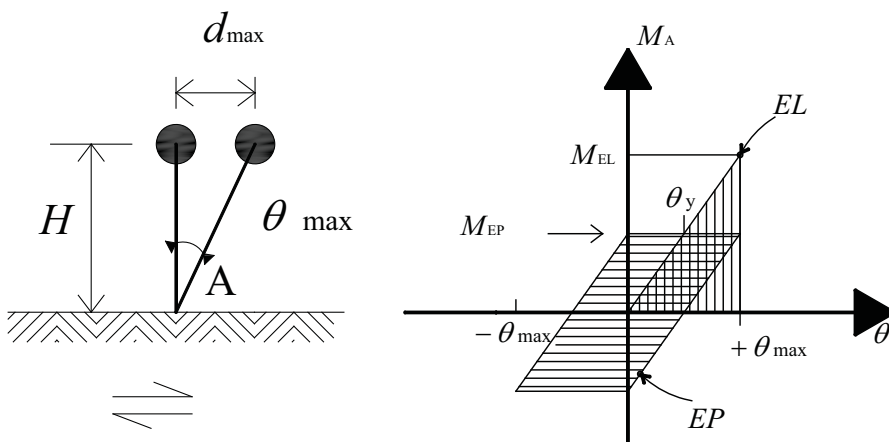


Figure 11
Comportement comparé de consoles élastique EL et élasto - plastique EP .

5. Caractérisations des structures spécifiques au projet parasismique

On peut réaliser des ossatures en acier très dissipatives, à condition de les concevoir pour que des zones dissipatives fiables se forment en grand nombre. Le caractère fiable des zones dissipatives résulte du respect d'un certain nombre de conditions, dont le dimensionnement capacitatif expliqué en 8. Ces zones seront nombreuses si un choix adéquat du type de structure est posé et des conditions d'homogénéisation de comportement sont respectées.

Tous les codes parasismiques caractérisent la capacité des structures à dissiper de l'énergie dans des mécanismes de déformation plastique au moyen d'un coefficient, appelé coefficient de réduction des forces R dans les documents de l'AISC et coefficient de comportement q dans l'Eurocode 8. Ces coefficients ont une valeur d'autant plus élevée que la structure est dissipative. Figure 12.

Le coefficient de comportement est une approximation du rapport des forces sismiques F_{EL} que la structure subirait si sa réponse au tremblement de terre était purement élastique aux forces F_{EP} qu'on peut considérer lors du projet effectué à l'aide d'une analyse purement élastique tout en assurant un comportement convenable de la structure.

Dans cette structure, l'action de calcul est donc réduite par comparaison à celle qui devrait être considérée dans l'analyse d'une structure qui ne pourrait accepter que des déformations purement élastiques. Les valeurs de q associées à un type donné d'ossature reflètent sa capacité à former des zones dissipatives nombreuses. Figure 12.

La détermination des coefficients de comportement est un problème complexe qui peut être résolu par des approches de sophistications diverses. Une évaluation approchée simple peut être effectuée avec l'exemple de la Figure 11. Si on adopte $q = M_E / M_{EP} = 2$, les ordonnées du "spectre de calcul $S_d(T)$ " utilisées pour l'analyse élastique de la console ductile sont égales à $1/2$ des ordonnées du spectre élastique de réponse en accélération $S_e(T)$ et les sollicitations M calculées dans la console sont $M = M_{EL}/2$. Si la section de la console est telle que sa résistance de calcul répond à $M_{Rd} \geq M_E/2$, la console résistera au tremblement de terre, à condition que sa ductilité soit 3 ou plus. Telle est exactement la signification de q .

D'un point de vue pratique, ceci signifie que le cisaillement de calcul F_{EP} appliqué à la structure se déduit du cisaillement maximum élastique $F_{EL} = F_{max}$ par la relation : $F_{EP} = F_{EL}/q$ (Note : cette relation vaut dans le domaine $T > T_B$; en dessous de T_B , l'influence de q décroît jusqu'à $q = 1$ pour $T = 0$).

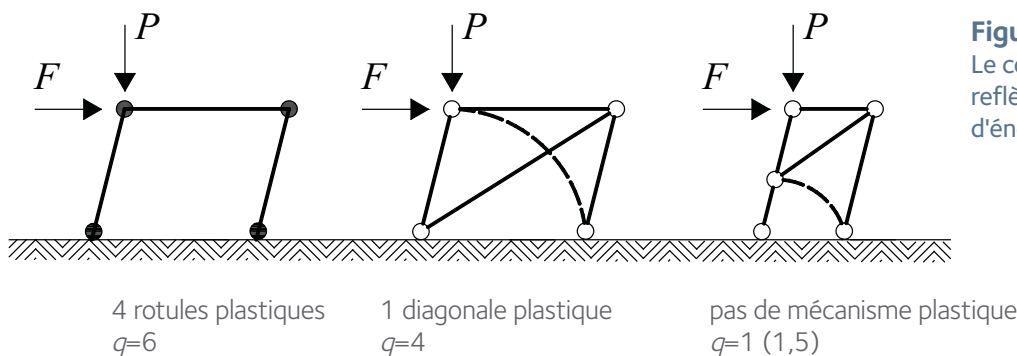


Figure 12

Le coefficient de comportement q reflète le potentiel de dissipation d'énergie de chaque type structural.

* La stabilité d'un contreventement en K est liée à celle d'une diagonale comprimée, dont le comportement ne peut être ductile.

5. Caractérisations des structures spécifiques au projet parasismique

Les valeurs maximales de q qui peuvent être utilisées lors de projet se référant à l'Eurocode 8 sont présentées au Tableau 3. Ces valeurs dépendent de la classe de ductilité DC choisie pour un projet donné ; elles sont aussi fonction du paramètre de redistribution plastique α_u/α_1 qui caractérise chaque type d'ossature. On définit ci-après ce que sont les classes de ductilité et α_u/α_1 . Un concepteur est libre de choisir des valeurs du coefficient de comportement q inférieures à celles du Tableau 3.

Classes de Ductilité DC

Au départ d'un projet, le concepteur peut décider d'effectuer un dimensionnement "non dissipatif" ou "dissipatif". Tous les codes parasismiques modernes tels que [1] [7] [8] [13] laissent libre le choix entre ces deux conceptions et définissent des "classes de Ductilité". L'Eurocode 8 définit 3 classes de Ductilité, respectivement DCL (faible ductilité, structures non dissipatives), DCM (ductilité moyenne) et DCH (haute ductilité).

Les actions de calcul sont les plus élevées dans un projet DCL, mais les vérifications à effectuer sont uniquement celles des projets non sismiques (Eurocode 3). Si on projette une structure de classe DCH, on considère le coefficient q le plus élevé possible. Alors l'action sismique de calcul est la plus faible possible, de même que tous les effets de cette action, tel que les moments de flexion, etc. [note : mais pas les déplacements, voir 6]. Toutefois, un projet de classe de ductilité élevée doit satisfaire des conditions plus contraignantes, qui sont celles de l'Eurocode 8. Une condition porte sur la classe de section requise des éléments structuraux dissipatifs, qui est liée au coefficient de comportement q choisi de la façon indiquée au Tableau 4. On donne en 8. quelques éléments de réflexion quant au choix de la classe de ductilité d'un projet.

Tableau 3
Coefficients de comportement q (valeurs maximales).

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

* L'Annexe Nationale peut autoriser $q = 2$ en classe DCL

Tableau 4
Concept du projet, Classes de Ductilité, valeurs de référence du coefficient de comportement q et 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 ou Ductilité Limitée	$q \leq 1,5$	
Non dissipatif	DCL ou Ductilité Limitée	$1,5 < q \leq 2$	classe 1, 2 ou 3
Dissipatif	DCM ou Ductilité Moyenne	$2 < q \leq 4$	classe 1 or 2
Dissipatif	DCH ou Ductilité Haute	$q > 4$	classe 1

Paramètre de redistribution plastique α_u/α_1

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

α_u est le multiplicateur pour lequel un mécanisme global plastique est formé. On peut établir α_u/α_1 par une analyse en poussée progressive (mais le code limite α_u/α_1 à un maximum de 1,6). Les valeurs de α_u/α_1 de l'Eurocode 8 sont présentées à la Figure 13.

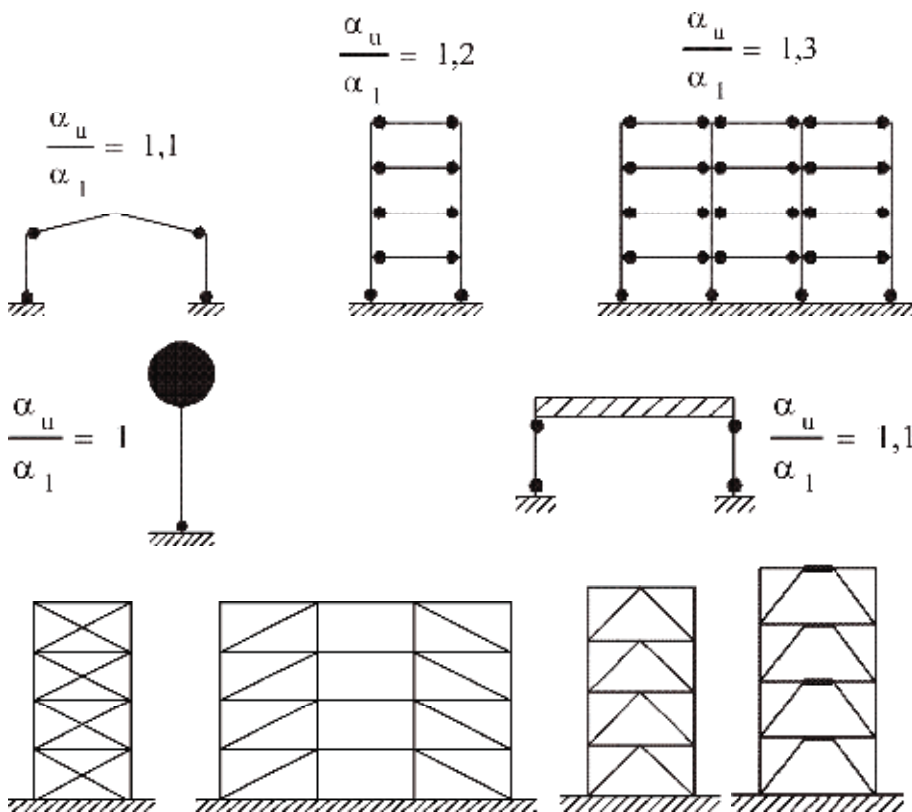


Figure 13

Positions des zones dissipatives correspondant à la formation de mécanismes plastiques globaux définies comme objectif de conception et valeurs correspondantes de α_u/α_1 (d'après Eurocode 8).

Ossatures à triangulations centrées et excentrées répondant aux critères de l'Eurocode 8

6. ASPECTS DE L'ANALYSE DES STRUCTURES ET DES VÉRIFICATIONS COMMUNS À TOUS LES TYPES D'OSSATURE.

Masse sismique.

Méthodes d'analyse.

Torsion.

Déplacement des structures dissipative.

Vérification de résistance.

Limitation des effets du second ordre.

6. Aspects de l'analyse des structures et des vérifications communs à tous les types d'ossature.

Masse sismique

Comme les périodes T sont fonctions des masses M , une évaluation convenable des masses présentes dans la structure à l'instant du tremblement de terre est nécessaire. On définit une "masse sismique", basée sur un poids W calculé par :

$$W = \sum G_{kj} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{ki}$$

Les coefficients de combinaison $\psi_{E,i}$ prennent en compte la probabilité que les charges $\psi_{2,i} \cdot Q_{ki}$ ne soient pas présentes sur la totalité de la structure pendant le séisme, ainsi que le caractère réduit de la participation de certaines masses dans le mouvement de la structure, due à leur liaison non rigide avec celle-ci. On calcule $\psi_{E,i}$ comme :

$$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$$

Les valeurs de $\psi_{2,i}$ et φ sont données au Tableau 5. On constate que le coefficient $\psi_{E,i}$ qui sert à définir la masse de l'action de service présente en moyenne sur la hauteur d'un immeuble peut être très inférieur à 1. Ainsi, dans un immeuble de bureaux où les niveaux ont une occupation indépendante : $\psi_{E,i} = 0,5 \times 0,3 = 0,15$.

On considère la masse sismique pour calculer :

- les effets globaux dus au tremblement de terre à un niveau donné de la structure, en particulier à la fondation
- les forces P_{tot} et V_{tot} utilisées dans la vérification de limitation des effets du 2nd ordre
- les sollicitations sismiques A_{Ed} dans les éléments structuraux ; pour les vérifications de résistance de ces éléments, les sollicitations A_{Ed} sont combinées aux autres sollicitations pour établir la sollicitation de calcul E_d :

$$E_d = \sum G_{kj} \llcorner + \llcorner P \llcorner + \llcorner \sum_{2,i} Q_{ki} \llcorner + \llcorner A_{Ed}$$

[dans cette relation, le symbole « $\llcorner + \llcorner$ » a la signification « combiné à »]

Type d'action variable	$\psi_{2,i}$	Etage	φ
Cat.A : résidence	0,3	Toit	1,0
Cat.B : bureau	0,3	Etages à occupations corrélées	0,8
Cat.C : salle de réunion, rassemblement	0,6	Etages à occupations indépendantes	0,5
Cat.D : Magasin	0,6		1,0
Cat.E : stockages, archives	0,8		
Cat. F : zone de trafic (véhicules ≤ 30 kN)	0,6		

Tableau 5
Coefficients $\psi_{2,i}$ et φ .

Méthodes d'analyse

On peut utiliser diverses méthodes pour analyser la réponse de structures soumises à l'action sismique, le choix dépendant de l'ossature étudiée et de l'objectif de l'analyse. On distingue 4 méthodes principales.

- 1) La méthode la plus couramment utilisée en projet est la réponse spectrale avec superposition modale. C'est une méthode linéaire élastique dans laquelle le comportement inélastique est pris en compte dans la définition du spectre de calcul par l'intermédiaire d'un "coefficient de comportement". Cette méthode peut s'appliquer à tous les types de bâtiments, régulier ou irrégulier en plan comme en élévation.
- 2) La méthode d'analyse par "forces latérales" est une version simplifiée de la méthode de superposition modale qui ne peut être utilisée que pour les structures régulières dont la réponse dynamique correspond essentiellement à un seul mode de vibration ; c'est une analyse statique. De façon similaire à la force F "équivalente" appliquée à la masse M de la console verticale, on établit pour les bâtiments multi-étagés un ensemble de forces "d'étages" F_i qu'on applique aux différents niveaux et qui engendrent la même déformée que le séisme.

On explique cette méthode en détail en 7. sous le titre "méthode de calcul approchée". On peut se contenter d'effectuer des analyses à l'aide de la méthode de superposition modale et la méthode des forces latérales sur des modèles plan des structures, si des conditions de régularité sont satisfaites – voir Tableau 6.

- 3) L'analyse en poussée progressive au "pushover" est une analyse statique non linéaire effectuée en appliquant des actions gravitaires constantes et en accroissant progressivement les forces (sismiques) horizontales. Ce type d'analyse s'applique essentiellement :
 - pour vérifier ou établir la valeur du coefficient de redistribution plastique α_u/α_1 ;
 - pour percevoir le développement des zones plastiques et la formation d'un mécanisme global dans la structure ;
 - pour évaluer le comportement structural de bâtiments existants ou renforcés.
- 4) L'analyse dynamique non linéaire (ou chronologique non linéaire) réalise l'intégration numérique directe des équations différentielles du mouvement, pas à pas sur le temps. L'action sismique est exprimée par des accélérogrammes, au nombre minimum de 3. On l'utilise surtout en recherche et en études pré-normatives.

Régularité	Simplifications admises			Coefficient de comportement
Plan	Élévation	Modèle	Analyse élastique linéaire	q (pour l'analyse linéaire)
Oui	Oui	2 plans	Force latérale	Valeur de référence
Oui	Non	2 plans	Modale	Valeur de référence /1,2
Limitée	Oui	2 plans	Force latérale	Valeur de référence
Non	Oui	1 Spatial	Force latérale	Valeur de référence
Non	Non	1 Spatial	Modale	Valeur de référence /1,2 & α_u/α_1 limité

Tableau 6
Régularité structurale et simplifications dans l'analyse (Eurocode 8)

Torsion

Les tremblements de terre engendrent des mouvements de torsion des structures, pour 3 raisons :

- l'existence possible à chaque étage, d'une excentricité entre la "force d'étage", qui coïncide avec le centre de gravité CM de l'étage, et le centre de rigidité CR de cet étage ;
- un aspect rotation des mouvements du sol, en particulier pour les structures longues ;
- l'incertitude sur la position exacte des centres de masse CM à chaque étage, qui se traduit dans les documents normatifs par l'obligation de toujours considérer, en plus de la distance CM-CR, une excentricité « accidentelle » égale à 5 % de la longueur du bâtiment perpendiculaire à la direction sismique considérée.

Le centre de rigidité CR est le point où l'application d'une force engendre un déplacement purement translationnel du bâtiment dans la direction parallèle à la force appliquée. Les effets de la torsion doivent être calculés sur base de la distance CM-CR et de l'excentricité accidentelle, en + ou en -. Dans les structures irrégulières, le calcul des effets de la torsion résultant de la non-coïncidence de CM et CR implique en toute

rigueur une modélisation tridimensionnelle. Le calcul de la torsion résultant de l'excentricité accidentelle sera effectué en appliquant à chaque niveau un moment trouvé comme le produit de la force d'étage par la distance CM-CR. Les effets trouvés sous ces deux termes de torsion sont ensuite « combinés », ce qui veut dire que le terme résultant de l'excentricité accidentelle doit être considéré avec des signes + et -. Dans les structures symétriques en plan et où CM est confondu avec CR, il est permis d'estimer les effets de l'excentricité accidentelle en majorant par un facteur δ les sollicitations trouvées dans une analyse considérant un déplacement purement translationnel de la structure, avec

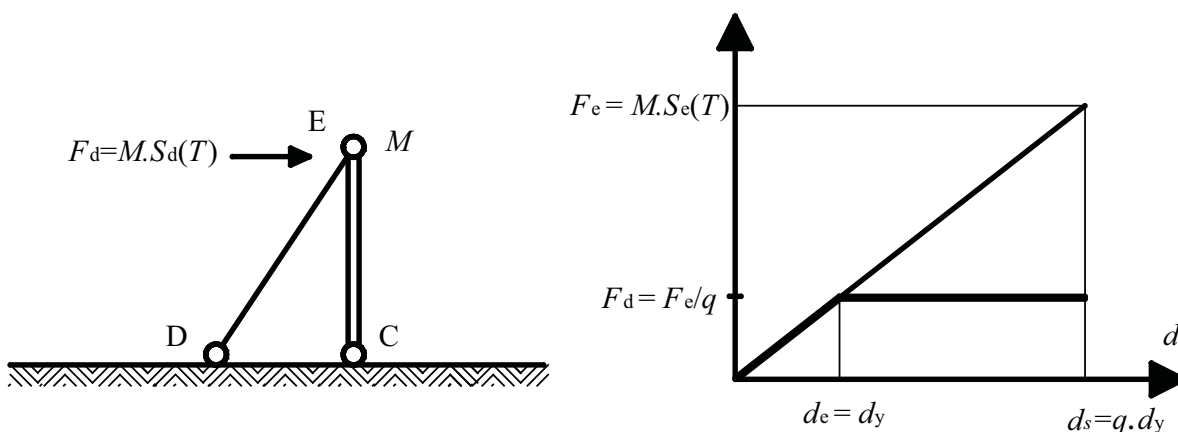
$$\delta = 1 + 0,6 \cdot \frac{x}{L_e}$$

X est la distance en plan de l'élément considéré au centre de masse CM du bâtiment en plan, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée et L_e la distance entre les deux éléments de contreventement extrêmes, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée. Dans un bâtiment symétrique où les contreventements sont en périphérie, on trouve $\delta = 1,3$.

Déplacement des structures dissipatives

L'analyse d'une structure basée sur un spectre d'action sismique réduit par un coefficient de comportement q place en sécurité du point de vue des résistances des éléments structuraux, mais les déplacements qu'elle fournit ne sont que la partie élastique du déplacement réel élasto plastique (Figure 14). Comme la définition des coefficients de comportement est basée sur l'hypothèse de déplacements égaux dans la structure réelle (élasto plastique) et dans la structure élastique de référence (Figures 11 et 14), les déplacements réels d_s sont trouvés en multipliant de par q : $d_s = q \cdot d_e$.

Figure 14
Calcul du déplacement réel d_s .



d_e : déplacement élastique obtenu par l'analyse élastique de la réponse spectrale, réduite par le facteur q
 d_s : déplacement réel

Vérification de résistance

La condition de résistance des éléments structuraux, y compris les assemblages est :

$$E_d \leq R_d$$

R_d est la résistance de calcul. E_d est la valeur de calcul de la sollicitation dans la situation sismique de calcul:

$$E_d = \sum G_{k,j} \llcorner + \gg P \llcorner + \gg \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \llcorner + \gg \gamma_1 A_{Ed}$$

Si nécessaire, on tient compte des effets du second ordre dans la valeur de calcul de E_d (voir ci - après). La redistribution des moments de flexion sollicitants est autorisée.

Limitation des effets du second ordre

Les incertitudes sur l'action sismique et le comportement des structures imposent que les effets du second ordre soient limités. Dans l'Eurocode 8, on atteint ce résultat en comparant les moments de second ordre $P_{tot} d_r$ aux moments de 1er ordre $V_{tot} h$ à chaque étage.

P_{tot} est la charge gravitaire totale des étages situés au dessus du niveau considéré, calculée en considérant la "masse sismique" dans la situation sismique, soit

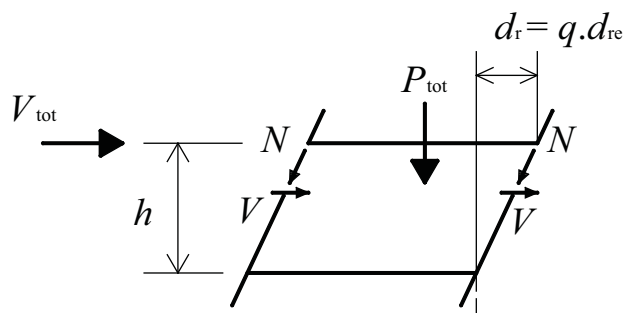
$$\sum G_{k,j} \llcorner + \gg \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

d_r est le déplacement relatif entre étage, différence des déplacements d_s des parties hautes et basses de l'étage considéré ($d_s = q d_e$). V_{tot} est le cisaillement résultant (somme de toutes les forces d'étages au dessus du niveau considéré et h est la hauteur de l'étage. – Figure 15.

Si

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$$

l'effet $P-\Delta$ est négligeable. Si $0,1 < \theta \leq 0,2$, on peut tenir compte des effets de second ordre en multipliant les sollicitations par $1/(1 - \theta)$. θ ne peut dépasser 0,3. Si la condition est respectée à chaque niveau, on évite le risque de formation d'un "étage mou" (voir en 8).



$$P_{tot} = \sum N_{\text{gravitaire}}$$

$$V_{tot} = \sum V_{\text{sismique}}$$

Figure 15

Paramètres utilisés dans la relation de contrôle de l'effet $P-\Delta$.

7. MÉTHODE APPROCHÉE POUR L'ANALYSE SISMIQUE.

Remarque préliminaire.

Analyse statique élastique sous des forces latérales.

Evaluation de la période fondamentale T_1 d'un bâtiment.

Remarque préliminaire

Il est impératif dans les analyses dynamiques d'utiliser un système d'unités physiques cohérent. Dans le cas contraire, on se trompe aisément de 1000 % ...
Si on utilise par exemple le Système International d'Unités, les masses sont définies en Kg (pas en kN !), les forces en N, les longueurs en m, les modules d'élasticité en N/m² (Pa) et le temps (période T_p) en s.

Analyse statique élastique sous des forces latérales

Une structure régulière en plan et une élévation dans laquelle les masses sont distribuées de façon régulière et où des diaphragmes horizontaux efficaces sont présents peuvent être modélisées par 2 modèles plan, l'un dans la direction x, l'autre dans la direction y. Chaque modèle représente l'une des n ossatures résistantes verticales parallèles à la direction du séisme. La masse m affectée à cette ossature est $1/n$ de la masse sismique totale du bâtiment. Dans une structure régulière, la contribution des modes de vibration autres que le mode fondamental est négligeable et la structure peut être assimilée à une console verticale de période T_1 . On peut estimer cette période T_1 à l'aide des relations physiques du système à un degré de liberté ou à l'aide de relations "statistiques" établies en considérant un grand nombre de projets réels, voir Tableau 7.

Alors, la résultante sismique horizontale F_b peut être calculée par :

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

où m est la masse sismique reprise par l'ossature plane analysée et $S_d(T)$ le spectre de réponse de calcul qui a été défini en 4. Le facteur λ traduit le fait qu'une partie de la masse de la structure vibre selon des modes locaux

et ne contribue pas à la masse intervenant dans des modes globaux. Exemple : un mode vertical de plancher sous un mouvement sismique horizontal. Considérer toute la masse serait donc pénalisant dans l'évaluation de la résultante F_b et on admet $\lambda = 0,85$.

On peut alors appliquer la méthode des "forces latérales" pour trouver les sollicitations sismiques et les pas successifs P1 à P7 du calcul sont les suivants.

P1: on estime la période T_1 de la structure à l'aide d'une des relations du Tableau 7.

P2: on lit pseudo accélération $S_d(T_1)$ sur le spectre de réponse en accélération de calcul défini en 4 et à l'Annexe 1.

P3: on trouve la résultante de cisaillement en base F_b ;

Avec $\lambda = 0,85$ et m la masse définie plus haut. On prend garde d'utiliser un système d'unités convenables. $S_d(T)$ est un spectre de calcul et le coefficient de comportement q intervient dans sa définition. q est choisi par le projeteur.

P4: F_b est distribuée sur la hauteur de la structure comme expliqué ci après.

P5: on effectue une analyse statique et on établit les sollicitations et déplacements sous séisme E_{dx} . Cette analyse considère les effets translationnels et torsionnels (voir 6.).

P6 : on combine les sollicitations sismiques aux autres sollicitations.

P7: on effectue toutes les vérifications requises: effets $P-\Delta$, résistance des éléments dissipatifs, dimensionnement capacitifs des autres éléments, assemblages, etc...

Dans cette procédure, les pas P5, P6 et P7 peuvent seulement être effectués lorsque les dimensions des éléments structuraux sont fixées.

L'analyse établit les sollicitations : moments de flexion, cisaillement, déplacements de. On peut alors effectuer toutes les vérifications nécessaires : résistance des éléments structuraux, limitation des déplacements et des effets du second ordre.

L'analyse simplifiée sous des forces latérales est acceptée par tous les codes parasismiques si la structure étudiée répond aux critères de régularité.

Les forces d'étages F_i sont en relation avec les accélérations subies à chaque étage.

Si z_i désigne le niveau de chaque étage au dessus du sol, on a :

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

m_i, m_j sont les masses d'étage.

Si elles sont toutes égales:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i}{\sum z_j}$$

$n = 4$ étages

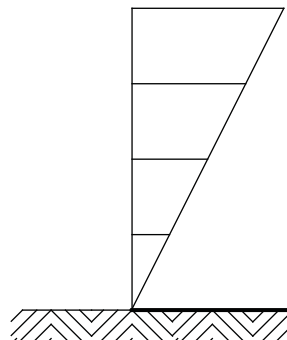
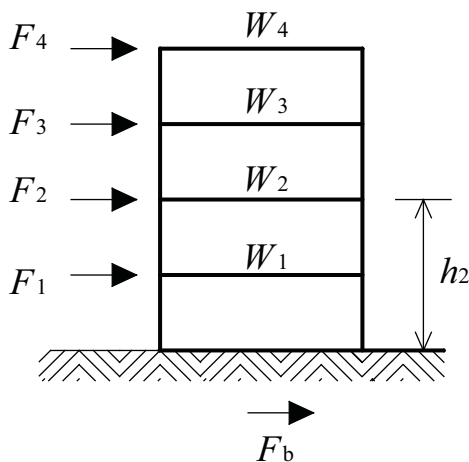


Figure 16

Analyse élastique sous forces latérales dans un modèle simplifié.

Evaluation de la période fondamentale T_1 d'un bâtiment

Pour les constructions directement assimilables à une console verticale encastrée, on peut utiliser les formules physiques donnant la période T_1 explicitement en fonction des caractéristiques de la console ; les 3 premières relations du Tableau 7 sont de cette nature. Pour les ossatures plus complexes, on se réfère à des relations "statistiques" qui associe des périodes fondamentales T_1 aux caractéristiques de typologie structurale et de hauteur des bâtiments. Ces relations sont des approximations et l'auteur de projet doit en être conscient. Pour se placer en sécurité dans une première estimation de la résultante F_b , on peut toujours considérer l'ordonnée maximale du spectre, c'est-à-dire celle du plateau du spectre entre T_B et T_C (Figure 8). Cette approche peut conduire à surestimer les sollicitations et les dimensions des éléments structuraux, mais elle peut être un choix adéquat pour un avant - projet.

Tableau 7
Relations pour l'évaluation de la période fondamentale T_1 d'un bâtiment.

Période T_1	Structure de référence
$T_1 = 2\pi\sqrt{\frac{MH^3}{3EI}}$	Formule exacte pour l'oscillateur simple. Masse concentrée M en tête d'une console verticale de hauteur H . Masse de barre $M_B = 0$
$T_1 = 2\pi\sqrt{\frac{0,24M_B H^3}{3EI}}$	Formule exacte pour l'oscillateur simple. Console verticale de hauteur H et de masse totale M_B
$T_1 = 2\pi\sqrt{\frac{(M + 0,24M_B)H^3}{3EI}}$	Formule exacte pour l'oscillateur simple. Masse concentrée M en tête d'une console verticale dont la hauteur vaut H et la masse M_B
$T_1 = C_t \cdot H^{3/4}$ H hauteur du bâtiment en m depuis les fondations ou le soubassement rigide	Relations approchées (Eurocode 8) $C_t = 0,085$ portiques spatiaux en acier $C_t = 0,075$ ossature acier à triangulation excentrée $C_t = 0,050$ autres structures
$T_1 = 2 \cdot \sqrt{d}$	Relations approchées (Eurocode 8) d déplacement élastique horizontal du sommet du bâtiment en m sous les charges gravitaires appliquées horizontalement.

8. ARCHITECTURE DES BÂTIMENTS RÉSISTANT AUX SÉISMES

Aspects fondamentaux d'un bâtiment parasismique.

Structure primaire - Structure secondaire.

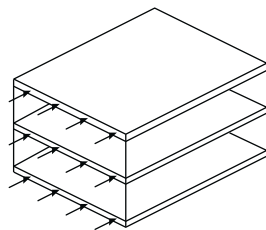
Objectif de la conception parasismique.

Principes de conception parasismique.

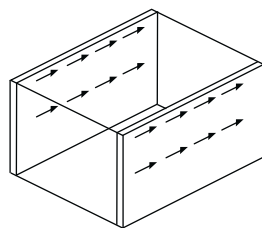
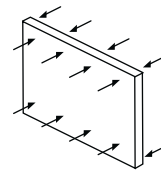
Aspects fondamentaux d'un bâtiment parasismique

Un bâtiment est une boîte. Sans séisme, il travaille de la façon schématisée à la Figure 17. Des structures horizontales raides et résistantes, les diaphragmes, reprennent les forces sismiques horizontales à chaque niveau et les reportent vers les structures verticales ou contreventements ; les assemblages des diaphragmes aux structures verticales sont calculés pour transférer les forces d'étages.

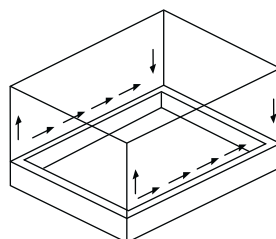
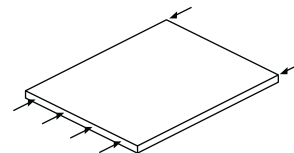
Figure 17
Travail en "boîte" des ossatures de bâtiment (d'après [18]).



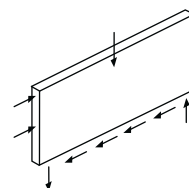
Les forces d'étages sont reprises par les diaphragmes...



qui les distribuent aux structures verticales résistantes...



lesquelles transmettent les forces à la fondation.



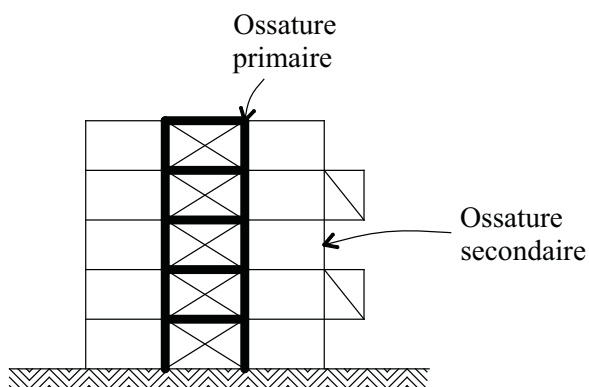
Structure primaire – Structure secondaire

La structure verticale d'un bâtiment peut comprendre une structure principale ou "primaire", conçue pour reprendre seule les sollicitations sismiques, et une structure "secondaire", qui ne reprend que des actions gravitaires. Figure 18. Cette distinction doit correspondre au fonctionnement réel de la structure, ce qu'on traduit par l'exigence que la raideur et la résistance apportée par la structure secondaire à la reprise de l'action sismique soit inférieure à 15 % des raideurs et résistances apportées par la structure primaire. De plus, il faut que les éléments structuraux de la structure secondaire et leurs assemblages suivent les déformations de la structure primaire tout en continuant à porter les charges gravitaires.

Objectif de la conception parasismique

Une bonne conception parasismique permet d'obtenir une structure capable de résister à l'action sismique pour un coût à peine supérieur à celui d'un projet non parasismique. Les principes de conception s'appliquent seulement à l'ossature "primaire", ce qui laisse à l'architecte beaucoup de liberté dans son projet. En particulier, la liberté d'aspect de la structure "secondaire" qui peut constituer le facteur déterminant de l'aspect extérieur est pratiquement totale.

Figure 18
Ossature primaire et ossature secondaire.

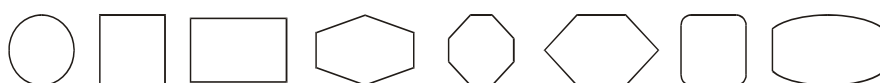


Principes de conception parasismique

Les principes clés de la conception parasismique sont : simplicité structurale, uniformité, symétrie et caractère redondant des éléments résistants ; résistance dans 2 directions et raideurs ; résistance et raideur torsionnelle ; diaphragmes d'étage ; fondations convenables.

La **simplicité structurale** est caractérisée par des cheminements clairs et directs des sollicitations sismiques. C'est un principe important, parce que la modélisation, l'analyse, le dimensionnement, la conception des détails et la construction de structures simples sont plus faciles et moins incertains, de sorte que la prédiction de leur comportement sismique est beaucoup plus fiable.

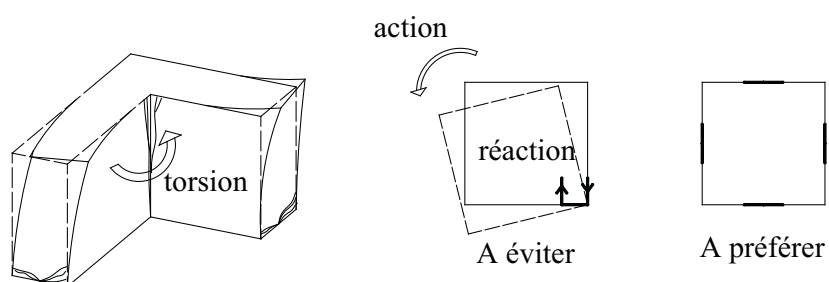
La **régularité en plan** est atteinte par une distribution régulière des éléments verticaux de contreventement, qui permet une transmission courte et directe des forces d'inertie développées par les masses présentes dans la structure. Si nécessaire, on peut réaliser cette uniformité en plan en divisant le bâtiment en blocs structurellement indépendants, au moyen de joints "sismiques". Ceux-ci devront toutefois être assez larges pour empêcher l'entrechoquement des différents blocs. Si la configuration en plan est totalement ou approximativement symétrique, une disposition symétrique des contreventements permet de réaliser l'uniformité en plan. Une relation convenable entre la distribution des masses et la distribution des résistances et raideurs réduit l'excentricité des forces sismiques et donc les effets de torsion. Figure 19.



Formes favorables dans le plan

Figure 19

Des plans symétriques réduisent la torsion – Des contreventements disposés en périphérie assurent la reprise la plus efficace de la torsion.



La régularité du bâtiment en élévation

évite l'existence de zones sensibles où se concentrent des sollicitations et des demandes de ductilité importante susceptibles d'engendrer une ruine prématurée. La régularité en élévation implique aussi l'absence d'interaction entre éléments structuraux et éléments non structuraux tels que des remplissages ; une telle interaction peut engendrer une localisation des déformations plastiques, comme on l'observe dans les structures qui comportent un seul étage "transparent". – Figure 20.

Des ossatures redondantes, c'est-à-dire comportant de nombreux éléments structuraux, se caractérisent par de larges redistributions d'effort et un grand nombre de zones dissipatives. Elles distribuent ainsi mieux les réactions d'appui. – Figure 21.

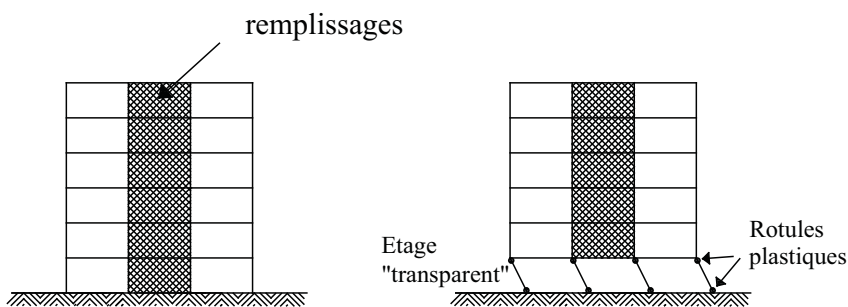


Figure 20

La régularité en élévation réduit le risque de ruine de type étage « mou » ou transparent.

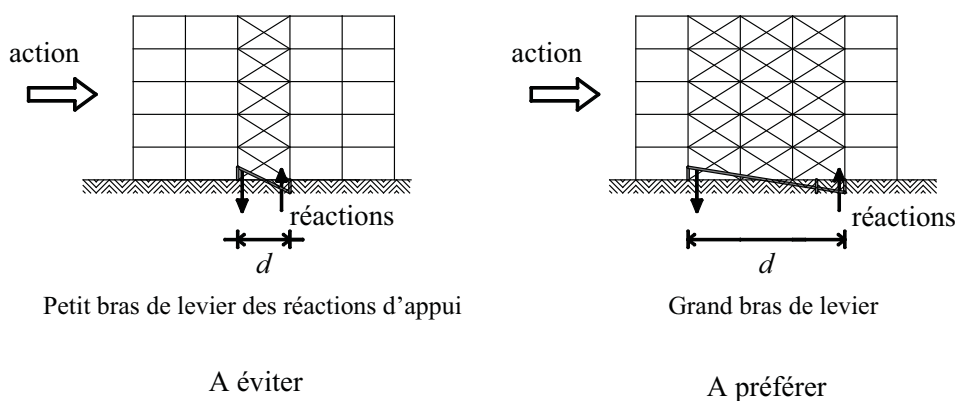


Figure 21

La redondance et une assise large assurent une meilleure distribution des réactions d'appui.

Le mouvement sismique est bidirectionnel dans le plan horizontal et les ossatures de bâtiment doivent offrir une résistance adéquate quelle que soit la direction du séisme. Les ossatures devraient présenter des **résistances et raideurs similaires dans leurs deux directions principales**.

Concernant le choix de la raideur des ossatures, il faut considérer 2 éléments. Les sollicitations sismiques en termes de force sont plus faibles dans une ossature plus flexible, comme l'indique l'examen d'un spectre de réponse en accélération : pour des périodes au delà de T_C , des valeurs croissantes de T correspondent à des valeurs décroissantes de S_d et donc de F_b . Figure 8. Cependant, les déplacements sont plus grands dans une ossature plus flexible et ils doivent être limités, pour éviter des effets de second ordre important, sous séisme de calcul, et des fissurations, sous séisme fréquent.

Les ossatures de bâtiment doivent présenter une **raideur et une résistance torsionnelle** adéquate, afin de limiter les oscillations de torsion, car celles-ci provoquent des sollicitations inégales des contreventements. La disposition où les contreventements sont placés en périphérie du bâtiment est la plus efficace à cette fin.

On a déjà expliqué l'importance des **diaphragmes** dans la résistance des bâtiments aux séismes. Le travail des planchers et toiture comme diaphragme est particulièrement important lorsque les contreventements ont une géométrie compliquée en élévation ou dans les systèmes structuraux où des contreventements de raideurs très différentes sont utilisés (par exemple dans les systèmes à contreventements mixtes portiques – triangulations). Ces diaphragmes doivent être étudiés avec soin dans le cas de bâtiments très allongés et s'ils comportent des ouvertures importantes.

Les **fondations** doivent se comporter sainement et empêcher les mouvements différentiels entre différents points d'appui du bâtiment. Une fondation rigide de type radier raidi par des murs et une dalle diaphragme les recouvrant assure ce type d'objectif. Des semelles de fondation devraient être reliées par une dalle ou des poutres.

9. CONCEPTION DE STRUCTURES DISSIPATIVES

Principes.

Conception d'une zone dissipative fiable.

Les nombreux mécanismes locaux dissipatifs des ossatures acier.

Mécanisme locaux non dissipatifs.

Définition des dimensions des zones non dissipatives dans une structure dissipative.

Dimensionnement capacitif appliqué aux assemblages.

Dimensionnement capacitif appliqué aux barres forées.

Choix d'une Classe de Ductilité pour un projet.

Choix d'une topologie d'ossature.

Principes

L'objectif général d'un projet de structure dissipative est de former des zones dissipatives nombreuses et fiables en des endroits définis par le concepteur du projet. Les mécanismes plastiques globaux définis comme objectifs pour les différents systèmes structuraux doivent posséder des caractéristiques spécifiques en rapport avec ces systèmes.

De même, les critères de conception sont aussi spécifiques à chaque type structural, mais ils expriment 3 intentions identiques :

- la résistance R_d des zones dissipatives doit être plus grande que la sollicitation E_d de calcul, afin de conférer à la structure une résistance suffisante : $R_d \geq E_d$
- la ductilité des zones dissipatives doit être assez grande pour que le mécanisme global possède une résistance stable jusqu'au déplacement imposé par le tremblement de terre.
- les autres éléments structuraux devraient être conçus pour rester élastique et stable. On atteint ce résultat par l'application du dimensionnement « capacitif » expliqué ci-après.
- les zones plastiques devraient posséder une sur-résistance homogène (par rapport à la résistance nominale), de façon à former un mécanisme global et éviter un mécanisme partiel.

Pour chaque type d'ossature, d'autres impositions sont formulées, pour les éléments structuraux ou les assemblages qui leur sont spécifiques.

Il résulte de ces explications qu'il faut remplir trois conditions pour atteindre les objectifs définis ci-dessus :

- Condition 1 : définir le mécanisme global plastique visé comme objectif et ses zones dissipatives ;
- Condition 2 : assurer que les zones dissipatives seront fiables ;
- Condition 3 : éviter les déformations plastiques, les ruines fragiles, les instabilités ailleurs dans la structure.

Les mécanismes plastiques globaux choisis comme objectifs dépendent du type de structure considéré. Ils sont définis aux paragraphes 10 à 17. Les deux autres conditions ont une base plus générale qu'on explique ci-après.

Conception d'une zone dissipative fiable

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 15 % et la ductilité $\epsilon_{y, max} / \epsilon_y$ est supérieure à 15. Le caractère adéquat d'un acier se réfère aux propriétés requises pour la ductilité des éléments structuraux : allongement élevé, rapport $f_u / f_y > 1,10$, ténacité convenable à la température de service (27 J minimum dans un essai Charpy à entaille en V) et soudabilité. Le caractère adéquat concerne aussi le métal d'apport (soudures) et les boulons. Les aciers ArcelorMittal respectant ces impositions sont définis à l'Annexe B. Si ces matériaux adéquats sont mis en œuvre, alors le concepteur de projet peut viser la formation de mécanismes plastiques locaux et empêcher l'apparition de phénomènes locaux non dissipatifs. Ceci implique la connaissance de ces deux familles de comportement local.

Les nombreux mécanismes locaux dissipatifs des ossatures acier

On présente à la Figure 22 les mécanismes locaux dissipatifs et non dissipatifs possibles en charpente métallique.

On peut dissiper de l'énergie :

- par plastification de barre en traction, à condition d'éviter les concentrations de contraintes et les réductions excessives de sections et à condition d'être en situation de pure traction. Les boulons à haute résistance ne devraient pas être utilisés comme composants dissipatifs, parce que ils sont fait d'un acier assez peu ductile et qu'ils peuvent être soumis à flexion dans un assemblage en cours de déformation ;
- par plastification de barre en compression, si le voilement et le flambement prématuré sont empêchés. Des barres peu élancées où $\bar{\lambda} < 0,2$ atteignent leur résistance plastique en compression
- par flexion plastique, si on évite le voilement prématuré des parois du profil. On atteint cet objectif en limitant l'élancement des parois par le choix d'une classe de section adéquate. Dans les plaques, ce problème ne se pose pas et on réalise aisément une ligne de flexion plastique ;
- par cisaillement plastique d'une plaque ;

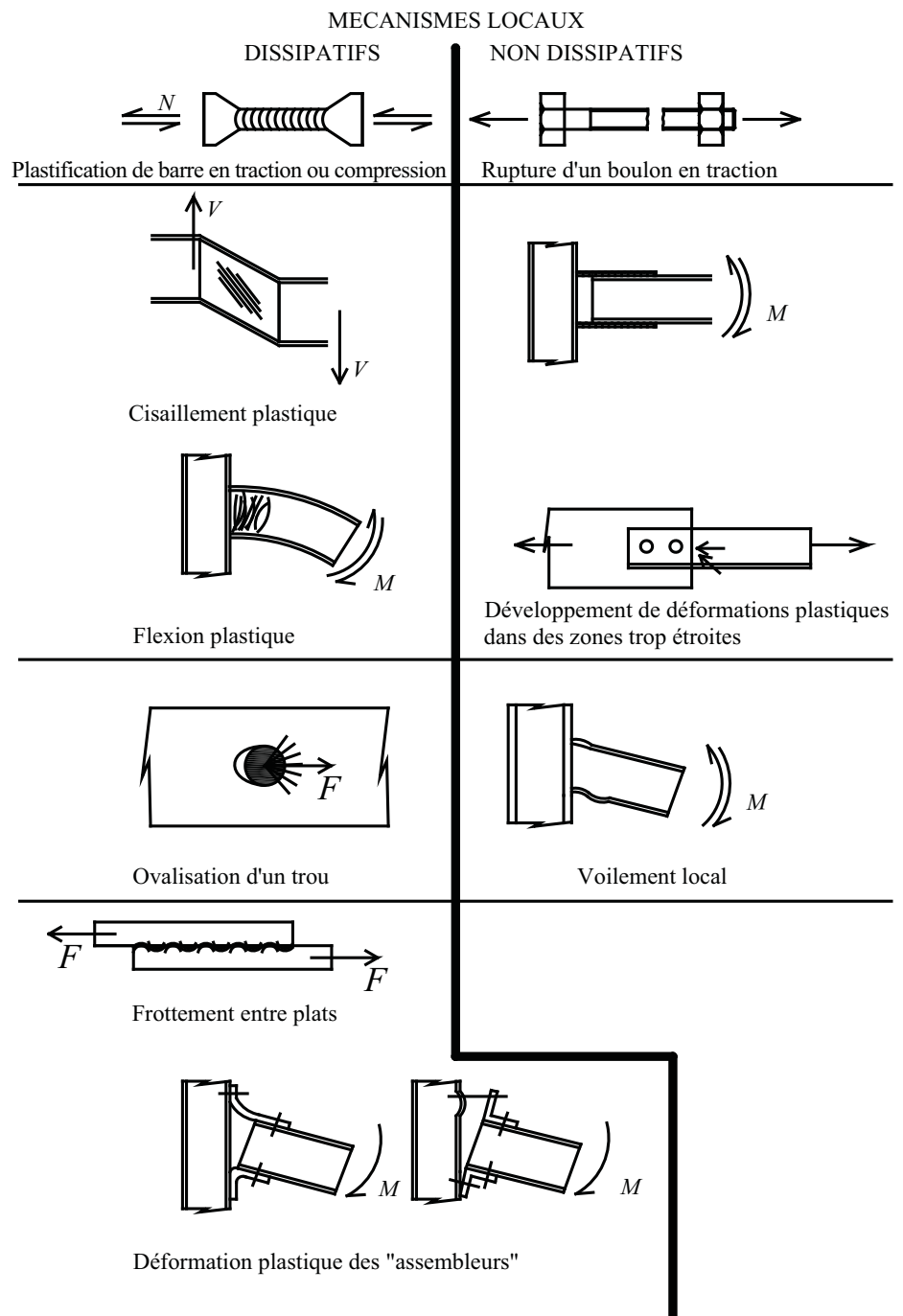


Figure 22
Dissipative and non dissipative
local plastic mechanisms.

- par 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 plastique, au contraire de la rupture des boulons en cisaillement ou de la rupture de soudure. 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 préserrés afin de faire travailler l'assemblage en frottement, car, sans les cycles de sollicitation appliqué par un séisme, le glissement se produit toujours. La résistance à la pression diamétrale est le vrai mode de fonctionnement d'un assemblage boulonné ;
- par frottement entre plats. Le frottement dissipe de l'énergie et empêche les chocs destructeurs dans les assemblages. C'est pour cette raison qu'on prescrit que les boulons soient préserrés dans les applications sismiques ;
- par déformation plastique des "assembleurs", composants des assemblages, où on développe un des mécanismes dissipatifs précédents.

Mécanisme locaux non dissipatifs

Des comportements locaux non dissipatifs peuvent résulter :

- d'un voilement ou flambement ;
 - du développement de déformations plastiques dans des zones trop étroites ;
- il y a alors "localisation des déformations" ou "concentration de contraintes". Même si des matériaux et exécutions adéquats sont mis en œuvre, une conception provoquant des déformations locales importantes dans une zone étroite correspond à une faible déformabilité apparente de l'élément ou de l'assemblage considéré, et cette déformabilité peut être inférieure aux valeurs attendues par le concepteur et exigées par les Normes.

On illustre ce problème à la Figure 23 dans le cas où on applique une flexion M à une poutre sans plat de renfort (Figure 23a) ou avec des plats de renfort non assemblés au poteau (Figure 23b).

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 ϵ_y ($\epsilon_y = f_y / E$; le minimum prescrit pour ϵ_u / ϵ_y des aciers de construction dans les applications sismiques est 15), on a, pour un acier S355 : $\epsilon_u = 20 \epsilon_y = 20 \times 355 / 210000 = 3,38 \%$

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 – Figure 23a. 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 des 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 :

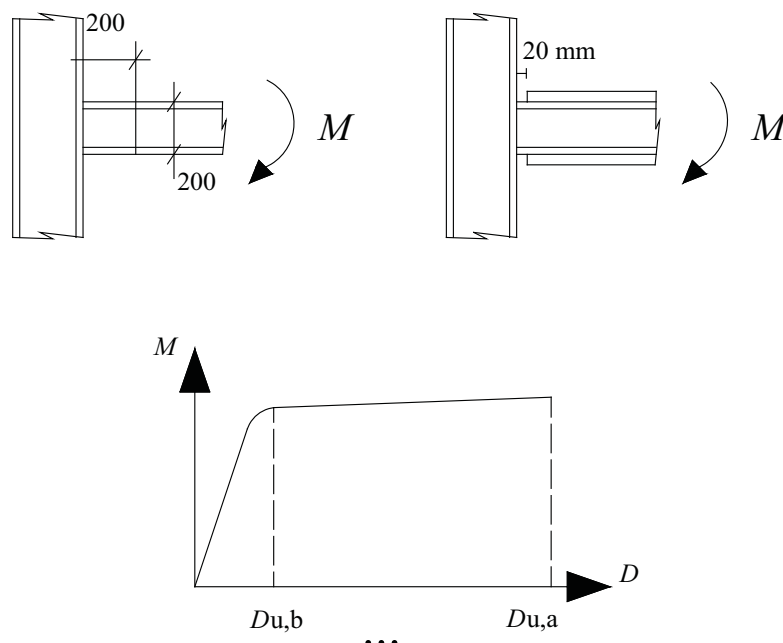
$$D_{u,b} = 0,0338 \times 20 = 0,67 \text{ mm}$$

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

$$\text{On a } \theta_u = D_u / (d_b / 2),$$

si on désigne par d_b la hauteur de la section de poutre. La conception 'a' 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 par les Normes aux Etats-Unis ou en Europe dans les zones dissipatives en flexion, qui vont de 25 à 40 mrad. La conception 'b' correspond à une capacité de rotation plastique $\theta_{u,b} = 0,676 / 100 = 6,76 \text{ mrad}$, nettement inférieure aux exigences des codes et sa ruine sera de type dit "fragile".

Figure 23
La localisation des déformations dans une zone étroite provoque des ruines peu ductiles.



Définition des dimensions des zones non dissipatives dans une structure dissipative.

Pour éviter l'apparition de déformation plastique, la rupture fragile ou la ruine par instabilité en dehors des zones dissipatives, les éléments voisins d'un mécanisme dissipatif doivent être dimensionnés pour que leur résistance soit supérieure à celle du mécanisme plastique, de telle sorte qu'ils restent élastique et stable pendant que des déformations plastiques ont lieu dans la zone dissipative. Ce concept est appelé dimensionnement capacitif.

Pour mettre en évidence ce concept, on mentionne souvent l'exemple de la chaîne. Figure 24. Comme la résistance de la chaîne est celle du plus faible des ses maillons, si ce maillon faible est ductile, la chaîne peut présenter un comportement ductile. La résistance du maillon ductile est sujette à incertitude, parce que la résistance réelle du matériau est supérieure à la résistance nominale et aussi en raison de l'écrouissage. Les autres maillons sont supposés fragiles. On peut toutefois empêcher leur rupture si leur résistance est supérieure à la résistance réelle R_{di} du maillon faible au niveau de ductilité

envisagé. La Figure 24 montre comment on établit la résistance minimum requise des maillons fragiles de la chaîne en respectant le principe du dimensionnement capacitif.

Dans le cas d'une structure analysée par un calcul conventionnel linéaire élastique, on atteint cet objectif 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 choisies pour former un mécanisme global ductile.
- On effectue l'analyse de la structure sous action sismique et on trouve les sollicitations E_d dans 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_{di} des J éléments non dissipatifs de la zone dissipative i sont calculées sous des sollicitations E_{di} 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 conventionnel élastique. Les résistances R_{di} des éléments non dissipatifs doivent donc respecter:

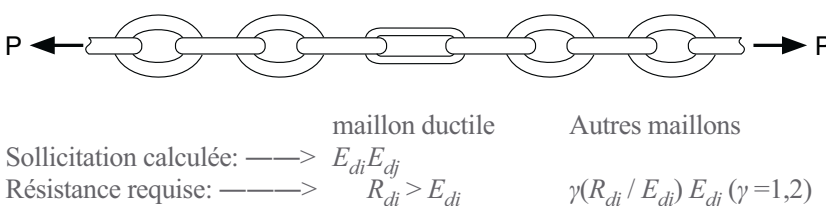
$$R_{di} > \gamma \cdot \frac{R_{di}}{E_{di}} \cdot E_{di} + S_{di,G}$$

où γ est un facteur de sécurité, dit parfois de surdimensionnement, par exemple égal à 1,2. $S_{di,G}$ est la sollicitation résultant de l'application des autres actions incluses dans la combinaison d'action retenue pour la situation sismique (cfr. 6.). 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 $E_{di} = E_{di}$, on a au maximum :

$$E_{di} = E_{di} : R_{di} \geq \gamma \cdot R_{di} + S_{di,G}$$

On montre à la Figure 30 l'influence du dimensionnement capacitif sur l'aspect d'un assemblage poutre – poteau d'une ossature en portique ; la Figure 45 présente cette influence sur le dimensionnement d'une attache de diagonale dans une ossature triangulée.

Figure 24
Principe du dimensionnement capacitif.



L'application correcte du principe du dimensionnement capacitif requiert :

- l'identification de tous les modes de ruines possibles ;
- une évaluation correcte des contraintes et déformations des différents composants de la zone plastique : 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_{dt} / E_{dt} est sous estimé ;
- une évaluation correcte de la limite élastique des zones plastiques et des zones voisines. Fournir pour les zones dissipatives des aciers de limite élastique f_y trop élevée est contraire à la sécurité.

Les codes obligent à une estimation correcte de la limite élastique réelle des zones dissipatives en définissant un coefficient d'amplification de la valeur nominale de f_y : γ_{ov} dans l'Eurocode 8, R_y dans les codes américains et canadiens. Ainsi, $\gamma_{ov} = 1,25$ signifie que l'estimation est : $R_{d,real} = 1,25 R_{d,nominat}$.

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.

Dimensionnement capacitif appliqué aux assemblages

La règle de dimensionnement pour tous les assemblages pleinement résistant est la même pour tous les types d'ossatures. Elle exprime que l'assemblage est non dissipatif et que sa résistance R_d doit vérifier : $R_d \geq 1,1 \gamma_{ov} R_{fy}$. R_{fy} est la résistance plastique de la barre assemblée calculée sur base de la limite élastique nominale. γ_{ov} est le coefficient de surrésistance du matériau défini plus haut.

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 localiser les zones dissipatives dans les assemblages, à condition de pouvoir montrer qu'elles présentent une résistance et une ductilité adéquate ; 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 développé avec l'appui d'ArcelorMittal est présenté en 12.

Dimensionnement capacitif appliqué aux barres forcées

Il existe un cas de localisation des déformations plastiques dans les éléments structuraux pour lequel une règle explicite est définie dans les codes : il s'agit des barres en traction dans lesquelles on fore 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 $N_{ur} R_d$ de la section nette A_{net} (section à trous) soit supérieure à la résistance plastique $N_{pk} R_d$ de la section brute A : $A f_y / \gamma_{M0} < A_{net} f_u / \gamma_{M2}$

γ_{M0} et γ_{M2} sont des coefficients partiels de sécurité respectivement pour la section brute et pour la section nette et dont les valeurs recommandées sont : $\gamma_{M0} = 1,0$ et $\gamma_{M2} = 1,25$ (EN1993-1-1: 2004). Cette condition ne peut être vérifiée que si le rapport f_u / f_y est suffisamment supérieur à 1,0. C'est le cas des aciers de construction, pour lesquels $f_u / f_y > 1,10$.

Choix d'une Classe de Ductilité pour un projet

Au départ d'un projet, il faut choisir la Classe de Ductilité que l'on souhaite réaliser. Si on décide de concevoir une structure faiblement dissipative (classe DCL), le projet est réalisé en utilisant la Norme de base de charpente métallique (Eurocode 3 par exemple) et les vérifications à effectuer sont les mêmes que sous l'action gravitaire ou le vent. La Norme sismique définit l'action sismique et rien d'autre ; le coefficient de comportement est minimum : $q = 1,5$; les exigences sur les matériaux et classes de sections sont les plus basses et aucune des vérifications du code sismique n'est d'application. On suppose que sous séisme tous les éléments structuraux travaillent dans le domaine élastique, avec éventuellement de faibles plastifications locales.

Si on décide de concevoir une structure dissipative (classe DCM ou DCH), l'action sismique de calcul est réduite par rapport à celle d'un projet de classe DCL, parce que le coefficient de comportement q est plus grand, de l'ordre de 3 à 6. Le poids des éléments structuraux peut donc être réduit significativement, mais l'étude est plus longue et les exigences sur les classes de sections, les assemblages, les matériaux et leur contrôle sont plus élevées. Normalement, un projet dissipatif est plus économique, mais ce n'est pas systématique parce que les exigences relatives à la réalisation de la ductilité ont aussi un coût et parce que les exigences habituelles peuvent être prépondérantes : le projet parasismique doit aussi satisfaire les vérifications classiques, comme par exemple les limitations de flèche des planchers sous charge de service. Ces vérifications classiques peuvent conduire à des sections de barres des zones dissipatives nettement supérieures à ce qui est strictement nécessaire pour la résistance sismique. Alors le dimensionnement capacitif a pour référence des sections dissipatives surdimensionnées, ce qui conduit également à un surdimensionnement des autres éléments structuraux et de la fondation.

Cette situation défavorable au projet dissipatif se rencontre plutôt dans les zones faiblement sismiques et pour les ossatures flexibles, dans lesquelles les Etats Limites de Service sont dimensionnant, de sorte qu'on peut conclure qualitativement en affirmant que les projets de classe DCH sont bien adaptés aux zones très sismiques, alors que les projets de classe DCM ou DCL conviennent mieux pour les zones modérément et faiblement sismiques. Le choix d'une Classe de Ductilité pour un projet dépend aussi du rapport masse/volume de la structure.

Dans une structure qui n'est qu'une enveloppe, comme une halle industrielle, la résultante de vent F_w peut facilement être supérieure à la résultante de cisaillement sismique F_b calculée avec le facteur de comportement des structures faiblement dissipatives ($q = 1,5$) ; dans ce cas un projet ductile n'a aucun intérêt. Au contraire, si la structure est raide et massive, un projet de classe DCM ou DCL peut représenter la meilleure option, même en zone faiblement sismique.

Une autre situation est rencontrée dans le cas des "systèmes constructifs" industrialisés, qui font usage par exemple de profils à parois minces ou d'assemblages semi-rigides partiellement résistants. Dans ce cas, il est certainement plus simple d'accroître la résistance que de modifier la ductilité et un projet de classe DCL est l'option logique.

Choix d'une topologie d'ossature

On peut dimensionner toutes les topologies d'ossatures de sorte qu'elles résistent aux séismes et satisfassent les autres critères de projet, mais on a expliqué au paragraphe précédent la difficulté de satisfaire tous les critères sans excès de matière mise en œuvre. Dans les projets compétitifs, tous les critères sont satisfaits de façon assez homogène. Pour atteindre ce résultat, il est utile de mentionner quelques caractéristiques générales des différentes topologies d'ossature.

Les ossatures en portiques sont flexibles et leur dimensionnement est le plus souvent régi par les limites de déformations, ce qui conduit à des structures sur résistantes en ce qui concerne la reprise de l'action sismique. Une façon d'éviter cette situation consiste à concevoir les ossatures de façade comme la structure primaire raide et résistante, cependant que l'ossature intérieure assure essentiellement la reprise des charges gravitaires.

Les ossatures à triangulations centrées sont raides par nature, mais leur coefficient de comportement q ne sont pas les plus élevés – voir Tableau 3.

Les ossatures à triangulations excentrées combinent capacité de dissipation d'énergie et coefficient de comportement q élevés avec des raideurs voisines de celles des ossatures à triangulations centrées.

Les ossatures à triangulations sont plus encombrantes, car elles découpent l'espace disponible ; on les placera aussi plutôt en façade comme structure résistante primaire, les ossatures intérieures intervenant comme ossatures secondaires dans la reprise de l'action sismique.

10. PROJET PARASISMIQUE D'OSSATURES EN PORTIQUE

Objectif du projet dissipatif d'ossature en portique.

Classe de Ductilité américaine et européenne pour les ossatures en portique.

Critère de dimensionnement des ossatures en portique.

Redistribution des moments de flexion dans les poutres.

Autres exigences.

Rotules plastiques et assemblages dans les ossatures en portique.

Conception des détails d'assemblage recommandés.

Conception des affaiblissements de section.

Assemblage des poteaux à la fondation.

Objectif du projet dissipatif d'ossatures en portique

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

Ce mécanisme global, dit "poutres faibles – poteaux forts" est schématisé à la Figure 25 a).

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

Ce mécanisme global a plusieurs caractéristiques favorables :

- on évite un mécanisme partiel peu dissipatif de type "étage transparent" présenté à la Figure 20 ;
- 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 poserait des problèmes difficiles de stabilité locale et globale ;
- l'effet $P-\Delta$ est moins important si les rotules plastiques sont dans les poutres – Figure 25 a) et b) ;
- une ruine partielle, affectant l'extrémité d'une poutre, n'entraîne généralement pas l'effondrement de l'ossature ; le problème peut se résumer à l'effondrement d'une poutre. Par contre, la ruine d'un poteau est normalement catastrophique pour toute la structure.

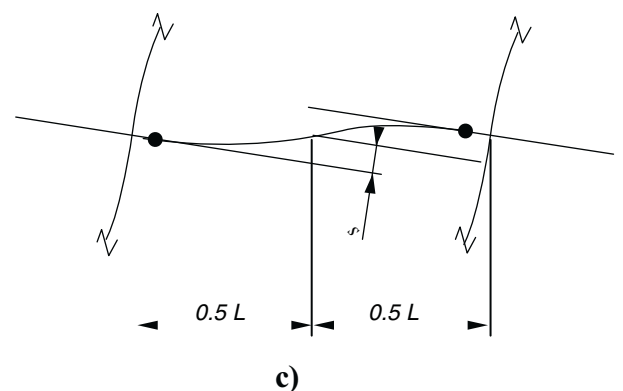
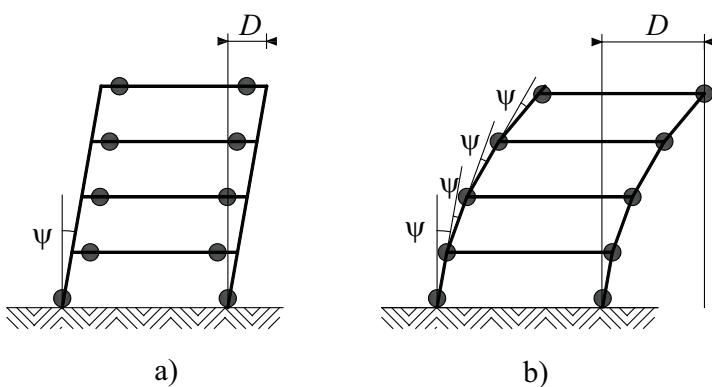


Figure 25

a) L'objectif de projet "poutres faibles – poteaux forts"
b) Les rotules plastiques dans les poteaux entraînent des effets du second ordre plus importants.

Classe de Ductilité américaine et européenne pour les ossatures en portique

On définit au Tableau 8 les Classes de Ductilité en vigueur aux USA et en Europe, les valeurs maximum du coefficient de comportement q qui y correspondent et les exigences qui leur sont relatives.

Tableau 8
Classes de ductilité aux U.S.A et en
Europe pour les ossatures en portique.

Classes de Ductilité	Pays	Définition De l'ossature En portique	Coefficient de réduction R (USA) Coefficient de comportement q (Europe)	Capacité de Rotation Requête mrad *	Dimensionnement capacitatif des assemblages requis
Ductilité Limitée	U.S.A	OMF Ordinary Moment Frame	3,5	—	Oui
	Europe	DCL Ductilité Limitée DCL	1,5 – 2,0**	—	Non
Ductilité Moyenne	U.S.A	IMF Intermediate Moment Frame	4,5	20	Oui
	Europe	DCM Ductilité Moyenne DCM	4	25	Oui
Haute Ductilité	U.S.A	SMF Special Moment Frame	8	40	Oui
	Europe	DCH Haute Ductilité DCH	6	35	Oui

* La capacité de rotations offertes par une configuration donnée de poutre, assemblage et poteau est évaluée expérimentalement. Les définitions de la capacité de rotation sont légèrement différentes en Europe et aux USA. En Europe, la rotation θ_p est définie comme: $\theta_p = \delta / 0,5L$ où δ est la flèche de la poutre au milieu de la travée et L la portée de la poutre. Figure 25 c). Aux USA, on inclut en plus dans cette capacité de la rotation l'effet de la déformation élastique du poteau sur la hauteur d'un étage.

** l'Annexe Nationale peut autoriser $q = 2$ en classe DCL.

Critères de dimensionnement des ossatures en portique

Le moment résistant en bout de poutre $M_{pl,Rd}$ doit être supérieur 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 (voir 6.), 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 sollicitant 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 $\sum M_{Rb}$ des moments résistants de calcul des poutres et la somme $\sum M_{Rc}$ des moments résistants des poteaux est :

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

Dans cette expression, les moments résistants des poteaux doivent être évalués en tenant compte de l'interaction avec l'effort normal dans ces poteaux.

Si on utilise des assemblages de poutres à résistance partielle, $\sum M_{Rb}$ représente la résistance de calcul de ces assemblages.

Le coefficient 1,3 dans la relation a été calibré pour assurer qu'un mécanisme plastique global se formera dans l'ossature.

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 le maximum en valeur absolue. On peut réduire les moments sollicitants de calcul en appliquant une redistribution de moment limitée définie dans l'Eurocode 3 et qui est acceptée par l'Eurocode 8. Cette redistribution consiste à changer le niveau de la ligne de référence du diagramme des moments de flexion, ce qui donne une autre distribution de ces moments, distribution qui reste « statiquement admissibles », c'est-à-dire en équilibre avec les sollicitations extérieures. Une telle redistribution de moment est présentée de façon schématique à la Figure 26b (mais pour une question de visibilité, le schéma ne respecte toutefois pas la limitation de redistribution, qui est de 15% pour chaque moment déduit de l'analyse). 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 flexibilité plus grande que dans la structure analysée et la réponse est modifiée. Il faut donc valider la structure par une analyse tenant compte des modifications apportées.

Autres exigences

Le cisaillement et l'effort normal dans les poutres ne doivent pas être trop élevés, si on veut bénéficier du plein moment plastique de la section. Pour cela on les limite comme suit :

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

N_{Ed} est l'effort normal de calcul et V_{Ed} le cisaillement de calcul, calculé par :

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

Cette expression traduit un dimensionnement capacitatif. 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 $M_{pl,Rd, \text{left}}$ et $M_{pl,Rd, \text{right}}$ et pas aux moments M_{Ed} établis comme sollicitation sismique par l'analyse élastique: $V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd, \text{left}} + M_{pl,Rd, \text{right}}) / L$, où L est la portée de la poutre. Figure 26b. $V_{Ed,G}$ est trouvé sous $G + \psi_{21} Q$ qui sont les charges gravitaires considérées dans la combinaison des sollicitations utilisées pour les vérifications de résistance des éléments.

Cour 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 capacitatif 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} and V_{Ed} par:

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

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

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

γ_{ov} est le coefficient de surrésistance du matériau et Ω le minimum des $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$ de toutes les poutres dans lesquelles des zones dissipatives existent; $M_{Ed,i}$ est la valeur de calcul du moment de flexion dans la poutre i dans la situation sismique de calcul et $M_{pl,Rd,i}$ est le 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.

Il faut vérifier la résistance au cisaillement du panneau d'âme du poteau. 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 (Figure 27) :

$$V_{wp,Ed} = M_{pl,Rd, \text{left}} / (d_{\text{left}} - 2t_{f, \text{left}}) + M_{pl,Rd, \text{right}} / (d_{\text{right}} - 2t_{f, \text{right}}) + V_{Ed, c}$$

est le cisaillement dans la section courante du poteau au dessus du nœud, obtenu en combinant $V_{Ed,E}$, établi par l'analyse de la structure soumise à l'action sismique, à $V_{Ed,G}$, effet des charges gravitaires maximales locales $G + \psi_{21} Q$. Si les rotules plastiques sont formées à une distance D de l'âme du poteau, les moments $M_{pl,Rd, \text{left}}$ et $M_{pl,Rd, \text{right}}$ de la formule sont remplacés par $M_{sd, \text{left}}$ et $M_{sd, \text{right}}$ calculés comme suit :

$$M_{sd, \text{left}} = M_{pl,Rd, \text{left}} + V_{Ed, \text{left}} \times D$$

$$M_{sd, \text{right}} = M_{pl,Rd, \text{right}} + V_{Ed, \text{right}} \times D$$

Pour des panneaux d'âme peu élancés et capables de développer la pleine résistance plastique en cisaillement

$$V_{wp,Rd}, \text{ on vérifiera : } V_{wp,Ed} \leq V_{wp,Rd}$$

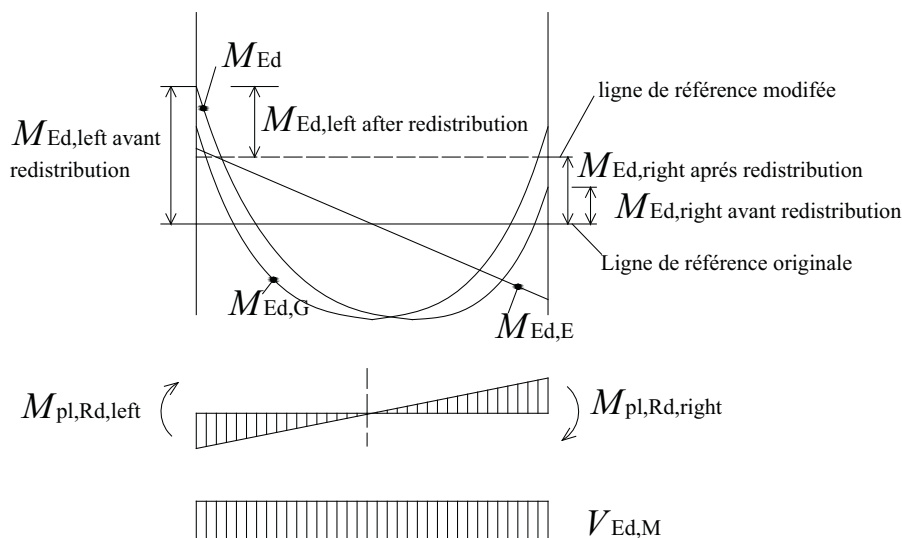
Si l'âme du poteau est élancée, sa résistance est limitée par le voilement et vaut

$$V_{wp,Rd}, \text{ qui est inférieur à } V_{wp,Rd}.$$

Dans ce cas, on doit vérifier : $V_{wp,Ed} \leq V_{wp,Rd}$.

Figure 26

Sollicitations dans la situation sismique de calcul. En haut, diagramme : des moments sismiques $M_{Ed,E}$ dus au séisme, des moments gravitaires $M_{Ed,G}$, de la combinaison $M_{Ed} = M_{Ed,E} + M_{Ed,G}$. En bas : cisaillement sismique $V_{Ed,M}$.



Dans le cas de semelles élancées dans lesquelles les attaches limitent la capacité de cisaillement, la vérification de résistance est :

$$V_{wp,Ed} < V_{wb,Rd}$$

Comme les moments plastiques de poutres sont de signe opposé à gauche et à droite du poteau, comme on le voit à la Figure 27, la sollicitation de cisaillement $V_{wp,Ed}$ du panneau est très élevée. La vérification de résistance est telle que la résistance à fournir ne doit pas être supérieure à cette sollicitation, ce qui traduit l'acceptabilité de déformations plastiques limitées au panneau. Malgré cela, la sollicitation $V_{wp,Ed}$ dépasse souvent la résistance au cisaillement $V_{wp,Rd}$ de l'âme des profils laminés et celle-ci doit alors être renforcée, soit par un plat soudé à l'âme du poteau, soit par 2 plaques soudées aux semelles du poteau. Il peut aussi être nécessaire de disposer des raidisseurs transversaux. Figure 28.

On peut éviter les plaques de renfort et les raidisseurs transversaux :

- en choisissant des poteaux d'une nuance supérieure, par exemple ArcelorMittal HSTAR S460 (Grade 65 suivant ASTM 913), on peut éliminer la nécessité des plats de renfort;
- en choisissant des poteaux d'une nuance supérieure et des profils à ailes épaisses, on peut éliminer la nécessité de placer des raidisseurs ;
- en réalisant une réduction de section des ailes des poutres (RBS ou "dogbone" en anglais, (voir explications plus loin) au voisinage des ailes des poteaux, on peut réduire les moments plastiques en bout de poutre et, par conséquence, les sollicitations du poteau; cette solution de réduire la nécessité de renforts d'âme et de raidisseurs transversaux. Figure 29.

Figure 29

La réduction des sections d'ailes des poutres réduit les sollicitations des assemblages, des poteaux et des raidisseurs des poteaux. (Avec l'accord du Prof. C.M. Uang).

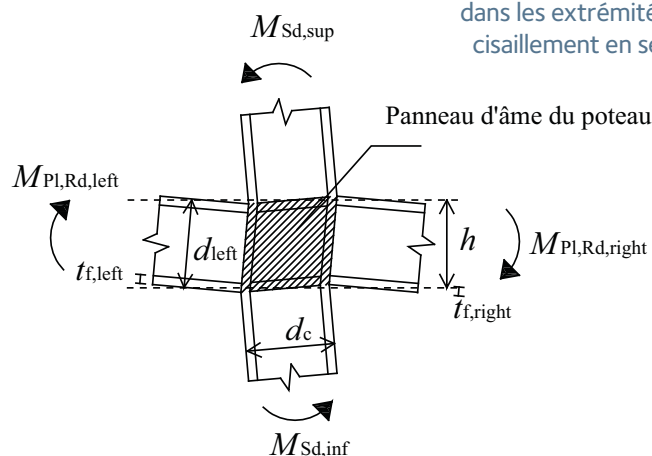


Figure 27

Un panneau d'âme de poteau est sollicité par un cisaillement résultant de la présence de moments plastiques de signes opposés dans les extrémités des poutres, combiné au cisaillement en section courante de poteau.

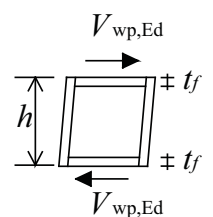
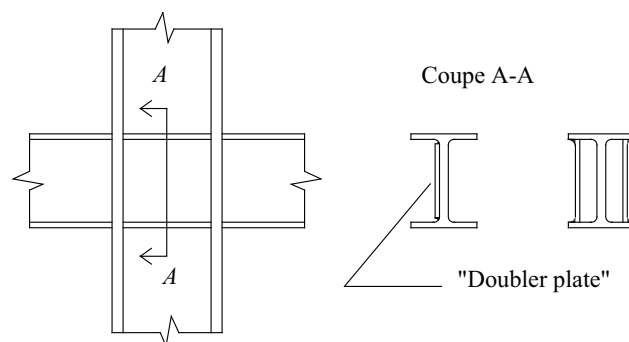


Figure 28

Renfort de la résistance au cisaillement du panneau d'âme.



Rotules plastiques et assemblages dans les ossatures en portique

Suite à la forme du diagramme des moments réalisé dans les poutres par l'action sismique, les zones dissipatives sont activées aux extrémités des poutres. – voir Figure 25 a). 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 réaliser les déformations plastiques dans les composants tels que plat 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 classique.

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 capacitif par rapport à la poutre qu'il attache :

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

Cette dernière condition est beaucoup plus exigeante que la condition du projet statique et elle influence significativement les dimensions et le coût des assemblages. Figure 30.

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

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

Les symboles V_{Ed} et $V_{Ed,G}$ ont été définis pour les relations de vérification des poteaux. $V_{Ed,E}$ est le cisaillement établi par l'analyse de la structure soumise à l'action sismique.

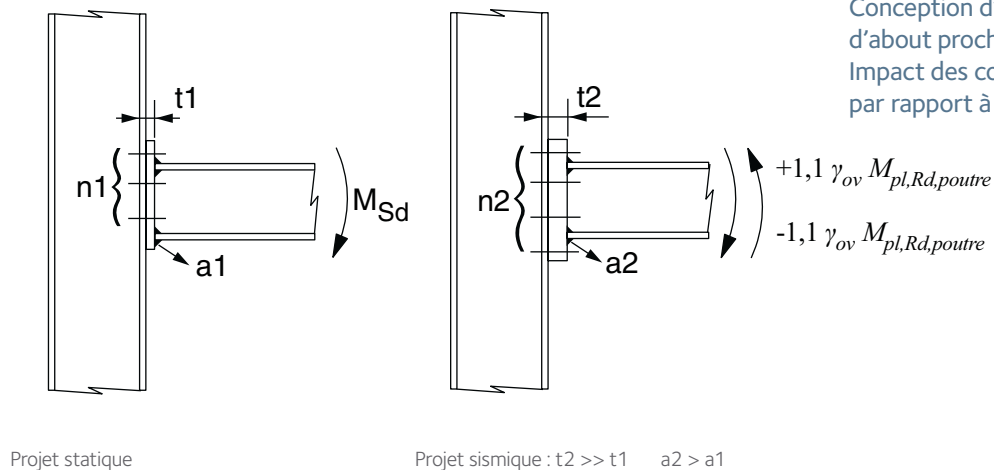


Figure 30

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.

Les conditions à vérifier pour la résistance en flexion et au cisaillement des assemblages est une conséquence qu'il faut mettre en évidence, parce qu'elle peut être capitale dans le cas d'assemblage où les ailes de la 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. Figure 31.

La condition de résistance de l'assemblage s'écrit : $M_{Rd,connection} \geq 1,1 \gamma_{ov} M_{pl,Rd,beam}$

La résistance plastique en flexion de la poutre $M_{pl,Rd,beam}$ est la somme du moment plastique des ailes $M_{pl,flanges} = b_f t_f f_y (d - t_f)$ et du moment plastique de l'âme $M_{pl,web} = t_w d_2 f_y / 4$.

Les soudures bout à bout des ailes de poutre à l'aile du poteau ou à un plat d'extrémité assure sans difficulté la transmission du moment $M_{pl,flanges}$, mais il est impératif de dimensionner l'assemblage d'âme pour transmettre $M_{pl,web}$ en respectant la condition : $M_{R,web,connection} \geq 1,1$

$\gamma_{ov} M_{pl,web} = 1,1 \gamma_{ov} t_w d_2 f_y / 4$

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.

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 :

1. un assemblage classique, du type présenté à la Figure 31, qui n'apporte pas d'augmentation locale de résistance à la poutre ; dans ce cas, la rotule plastique est directement adjacente à l'aile du poteau;
2. d'autres assemblages, comme ceux présentés aux Figures 32, 35 et 37 entraînent une augmentation de la résistance flexionnelle de la poutre depuis le nu du poteau jusqu'à une certaine distance de ce dernier ; dans ce cas la rotule plastique se forme à cette distance de l'aile du poteau, ce qui a l'avantage de séparer les concentrations de contraintes de l'assemblage et les allongements plastiques de la rotule plastique;

Figure 31

Type d'assemblage de poutres : ailes soudées, âme soudée à un gousset.

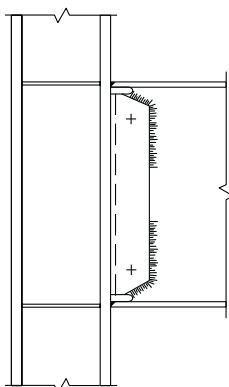
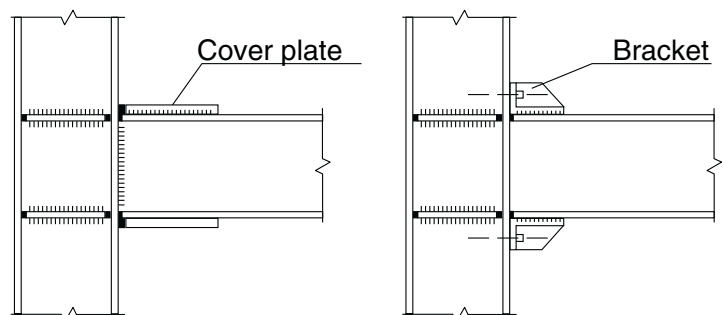


Figure 32

La stratégie de renforcement de l'assemblage.



3. on réalise un affaiblissement de la section de la poutre à faible distance du poteau, en réduisant la largeur des ailes ; alors, la rotule plastique est située en dehors de l'assemblage et, une séparation entre les concentrations de contrainte de l'assemblage et la zone de déformation plastique de la rotule plastique est réalisée. Figure 33.

Ce dernier concept de "Réduction de Section de Poutre" (Reduced Beam Section RBS ou "dogbone" en anglais) fut au départ développé dans une recherche soutenue par ArcelorMittal (ARBED Recherches) en 1988. Après le tremblement de terre de Northridge en 1994 et le tremblement de terre de Kobe en 1995, on observa que le comportement local de nombreuses zones d'assemblages avait été très mauvais (fissurations, ruptures) et le concept de "Réduction de Section de Poutres" fut alors recommandé pour éviter la rupture des assemblages. ArcelorMittal laissa libre l'utilisation du brevet, ce qui contribua à l'optimisation du dessin des découpes de réduction des sections. Il fut mis en évidence que les découpes circulaires sont préférables. Des recommandations de conception et de calcul des "Réduction de Section de Poutres" sont maintenant disponibles dans divers documents, tels FEMA 2002 et ICCA 2002 [6] [7].

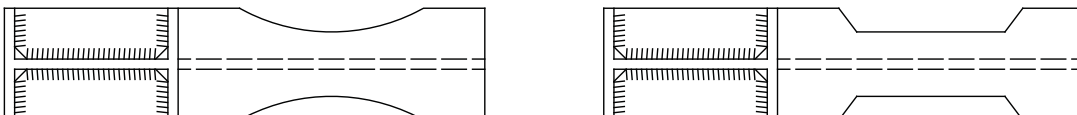
Retirer de la matière de l'aile des poutres peut paraître paradoxal et antiéconomique, mais en fait le profil de poutre est conditionné par la limitation des déformations sous charge gravitaire et sous séisme de sorte que l'ossature a plus de résistance que ce qui est requis pour la résistance au séisme. La "Réduction de Section de Poutres" réduit un peu cet excès de résistance. En fait, pratiquer des "Réduction de Section de Poutres" dans les ossatures en portiques autostables :

- réduit légèrement la raideur de l'ossature (de 4 à 9 % environ), parce que la réduction de section n'affecte que de très courte longueur de poutre ;
- n'oblige normalement pas à passer à des profils de section supérieure de manière à compenser cette perte de raideur ;
- réduit la résistance ultime de la structure, mais c'est sans importance parce que l'excès de résistance est élevé ;
- permet de réduire la section nécessaire des poteaux, si ces sections résultent du dimensionnement capacitif suivant la condition "poutres faibles – poteaux forts" ;
- permet de réduire les dimensions des raidisseurs et renforts de la zone du panneau d'âme.

Les efforts de recherche qu'ont suscité les tremblements de terre de Northridge et Kobe ont mis aussi en évidence que la conception des assemblages n'était pas le seul facteur à l'origine des dommages observés. Les soudures ont également créé des problèmes en raison de matériaux de soudage de faible ténacité et de mauvais détails des joints soudés, qui favorisaient les concentrations de contrainte et les défauts : chanfrein en V avec trou d'accès dans l'âme, soudage sur support acier laissé en place, protection inadéquate du bain de fusion, de façon générale les détails d'exécution associés au soudage sur chantier. Le métal de base n'était pas vierge de critiques : ténacité, soudabilité, qui étaient fort souvent très en dessous des caractéristiques des aciers mis à l'époque déjà sur le marché par ARCELOR.

La pratique de qualité offerte par ARCELOR explique pourquoi dans les nombreux essais d'assemblage effectués entre 1988 et 1997 sur des assemblages classiques (pas de renforcement de poutres aux assemblages, pas de réduction de section), les aciers ArcelorMittal atteignaient des capacités de rotation supérieures au 25 ou 35 mrad actuellement requis par les Normes parasismiques [2] [10] [11]. Ces tests portaient sur des profils H ou IPE produits par ArcelorMittal et dont la hauteur de section allait jusqu'à 450 mm.

Figure 33
La stratégie d'affaiblissement de la section, un concept original développé et breveté par ArcelorMittal.



Les standards de fabrication des pièces d'essais correspondaient déjà à l'époque à ce qui est devenu maintenant la règle : chanfrein en K, reprise au dos, caractéristique de ténacité et de soudabilité du métal de base ainsi que du métal d'apport. La mise sur le marché des aciers produits suivant ASTM A913 et A992 a étendu la validité des résultats obtenus aux poutrelles hautes (jusqu'à 1100 mm) ainsi qu'aux ailes épaisses (jusqu'à 125 mm). L'intérêt des ces aciers dans les applications sismiques fut encore accru par la capacité offerte par ArcelorMittal de contrôler la nuance des aciers produits et de la maintenir entre des limites supérieures et inférieures. S'il prescrit un acier à plus haute limite élastique pour les poteaux, soit la nuance 65 ksi (450 MPa) américaine, alors que les poutres sont en nuance 50, le concepteur s'assure que la condition "poutres faibles – poteaux forts" est respectée, parce qu'une limite supérieure de 65 ksi (450 MPa) est garantie pour l'acier de nuance 50 ksi (345 MPa).

Conception recommandée des détails d'assemblage

Il existe à l'heure actuelle des guides de conception des assemblages poutre – poteau pour les ossatures en portiques autostables [6] [7] [14]. Ils sont le résultat de l'important effort de recherche développé à ce sujet depuis 1995. Des informations explicites ont également été incluses dans certaines Annexes Nationales à l'Eurocode 8. Les trois principes de conception définis plus haut peuvent être appliqués (rotule plastique adjacente à l'assemblage, stratégie de renforcement de poutre, stratégie d'affaiblissement de section). On associe des conceptions d'assemblage aux Classes de Ductilité. Tableau 9 et Figures 31 à 39.

Il faut remarquer que :

- des types d'assemblage autres que ceux du Tableau 8 sont mentionnés dans les références [6] [7] [14], en particulier des assemblages à résistance partielle et des assemblages brevetés ;
- les références [6] [7] [14] fournissent des indications détaillées à propos du métal de base et du métal d'apport des joints soudés, ainsi que sur la géométrie des détails (lunules dans l'âme de poutres, ...) ;
- certaines références retiennent un nombre très restreint d'assemblages recommandés pour offrir une ductilité élevée (3 assemblages dans la référence [6] par exemple) ;
- il existe de légères divergences entre les références à propos des assemblages correspondant à une classe de ductilité donnée.

C'est en particulier le cas des assemblages où les ailes sont soudées et l'âme boulonnée à un gousset (* au Tableau 9). Dans cet assemblage des composants soudés et boulonnés sont associés dans une même section résistante, ce qui correspond à un mélange de "dur" et de "mou" ; cette conception peut entraîner la surcharge du « dur » (les soudures) et sa ruine prématurée, sans grande capacité de rotation. Ceci explique le classement de ce type d'assemblage dans la Classe de basse Ductilité DCL (Eurocode 8) ou OMF (AISC).

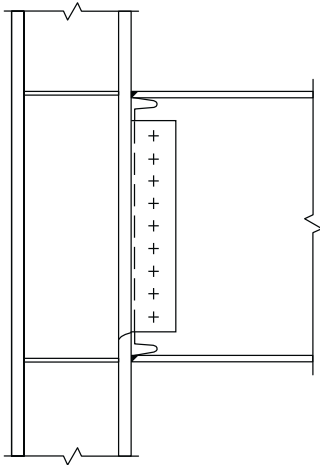
Description de l'assemblage	Classe de Ductilité Maximum autorisé	
	Europe	USA
Ailes de poutre soudées, âme de poutre boulonnée à un gousset d'âme soudé à l'aile du poteau. Fig. 34	DCL *	OMF*
Ailes de poutre soudées, âme de poutre soudée à un gousset d'âme soudé à l'aile du poteau. Fig. 31	DCH	SMF
Ailes de poutre boulonnées, âme de poutre boulonnée à un gousset d'âme soudé à l'aile du poteau. Fig. 35	DCH	SMF
Platine d'extrémité non raidie soudée à la poutre et boulonnée à l'aile du poteau par 4 rangées de boulons. Fig.36	DCH	SMF
Platine d'extrémité raidie soudée à la poutre et boulonnée à l'aile du poteau par 8 rangées de boulons. Fig. 37	DCH	SMF
Poutre avec réduction de section. Ailes soudées, âme de poutre boulonnée à un gousset d'âme soudé à l'aile du poteau. Fig. 38	DCH	SMF
Poutre avec réduction de section. Platine d'extrémité non raidie soudée à la poutre et boulonnée à l'aile du poteau par 4 rangées de boulons. Comme Fig. 36, avec réduction de largeur des ailes	DCH	SMF

* Toléré en DCM (équivalent à IMF) dans certains pays.

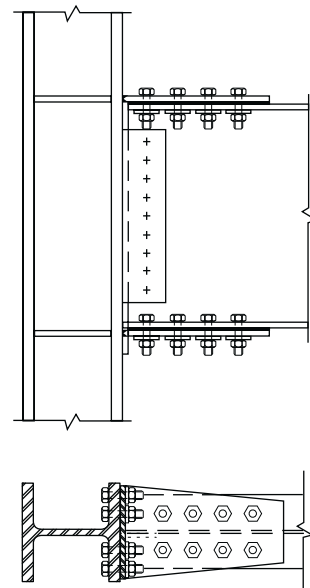
Tableau 9
Type d'assemblage et applicabilité dans une Classe de Ductilité

Figure 34

Type d'assemblage de poutre :
ailes soudées : âme boulonnée à un
gousset soudé à l'aile du poteau.


Figure 35

Ailes boulonnées ; âme boulonnée à
un gousset soudé à l'aile du poteau.
En haut : assemblages avec des plats.
En bas : assemblages avec deux T.


Figure 36

Assemblage par platines d'about non
raidies soudées à la poutre et boulonnées
à l'aile du poteau par 4 rangées de boulons.

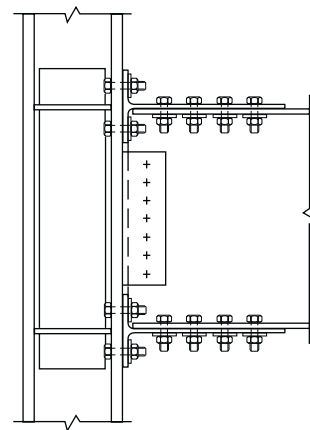
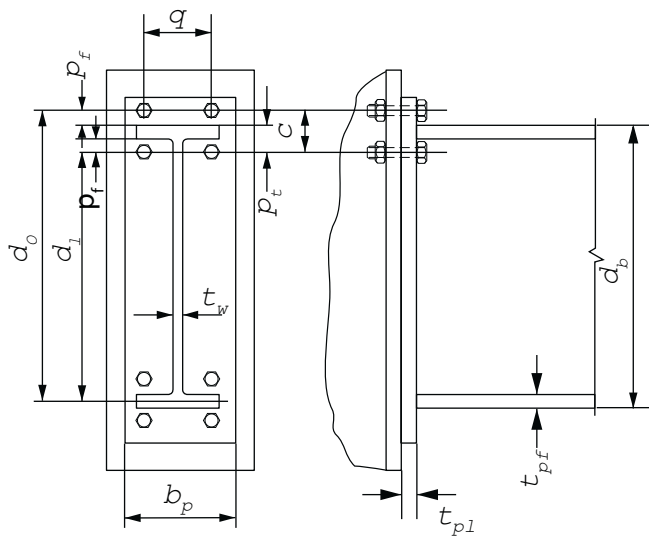
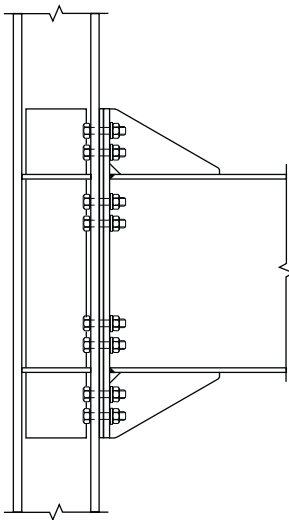
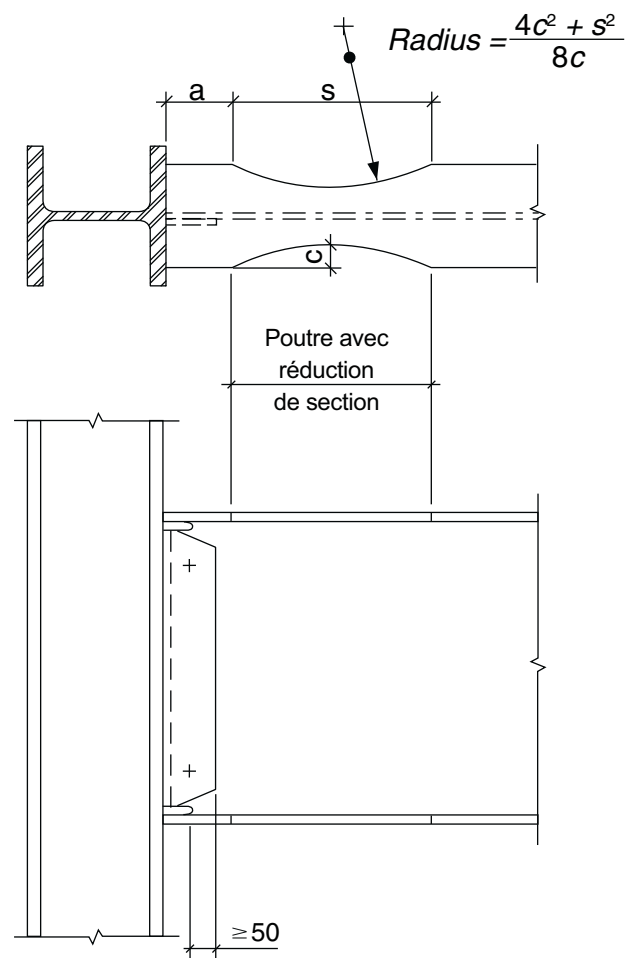


Figure 37

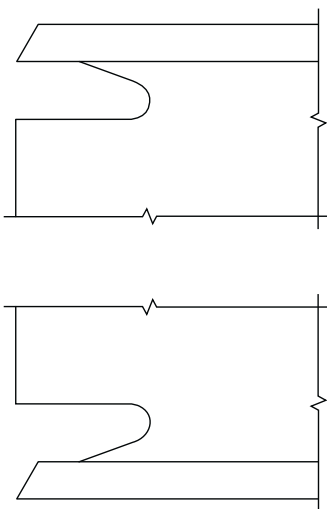
Assemblage par platines d'about raidies soudées à la poutre et boulonnées à l'aile du poteau par 8 rangées de boulons.


Figure 38

Poutre avec réduction de section. Ailes soudées, âme soudée à un gousset soudé à la semelle du poteau.


Figure 39

Détail des lunules dans l'âme suivant FEMA 350 [7].



Conception des affaiblissements de section

La meilleure découpe d'un affaiblissement de section est circulaire et correspond à la Figure 38. Cette découpe respecte les conditions géométriques suivantes. On donne un exemple concret en 19.

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

$$0.5 b \leq a \leq 0.75 b$$

$$0.65 h \leq s \leq 0.85 h$$

b est la largeur de l'aile de poutre et h la hauteur de la poutre.

La profondeur c de la découpe est telle que: $0.20 b \leq c \leq 0.25 b$

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

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

$$M_{Ed,connection} = M_{pl,Rd,RBS} + V_{Ed,E} \times X$$

Dans cette expression, $V_{Ed,E} = 2M_{pl,Rd,RBS} / L'$. L' est la distance entre les rotules plastiques situées aux extrémités gauche et droite de la poutre. – Voir Figure 40.

Si $M_{Rd,connection} \geq 1,1 \gamma_{ov} M_{Ed,connection}$ 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 :

$$M_{Ed,column} = M_{pl,Rd,RBS} + V_{Ed,E} \times X'$$

Avec: $X' = X + h_c/2$

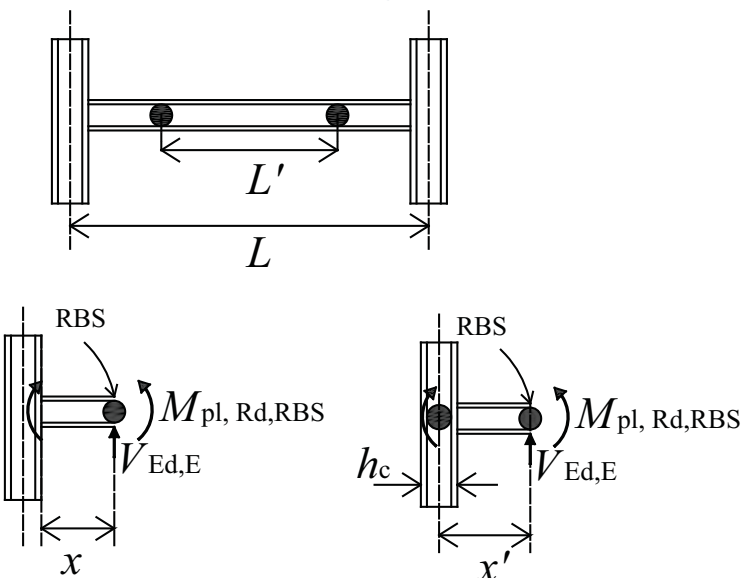
La vérification de cisaillement à l'assemblage s'écrit :

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

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

Figure 40

Calcul du moment de flexion et du cisaillement de l'assemblage en présence d'un affaiblissement de section de poutre RBS (anglais : Reduced Beam Section).



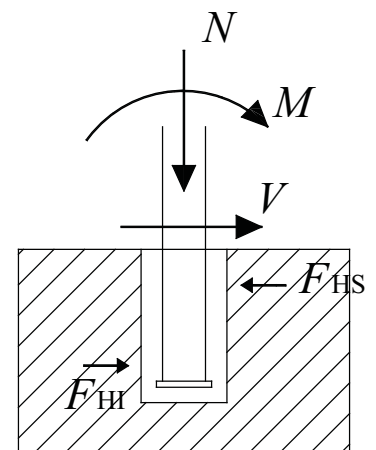
Assemblage des poteaux à la fondation

Le mécanisme global de déformation plastique d'une ossature en portique autostable implique la formation probable de rotules plastiques en pied de poteau, à l'interface entre poteau et fondation. On peut évidemment réaliser l'assemblage en pied de poteau de façon classique, c'est-à-dire par un plat de base fixé à la fondation par des boulons d'ancrage. Mais la transmission du moment plastique du poteau ainsi pratiquée pose problème. En général, elle demande de très grosses soudures, des plats épais et des tiges d'ancrage de forte section. L'expérience a montré que cette solution était peu ductile et conduisait souvent à des ruptures d'ancrage sous la surface du béton. Une option plus favorable consiste à placer le poteau dans le béton. – Figure 41.

Alors 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 tests en laboratoire ont mis en évidence le bon comportement de cette conception d'assemblage poteau – fondation.

Figure 41

Assemblage du pied de poteau à la fondation réalisé grâce à un logement prévu dans le béton.



11. PROJET PARASISMIQUE D'OSSATURE AVEC TRIANGULATIONS À BARRES CENTRÉES

Objectif du projet dissipatif.

Analyse des ossatures à triangulations en X.

Critères de dimensionnement des ossatures à triangulations en X.

Autres critères de dimensionnement des ossatures à triangulation en X.

Dimensionnement des assemblages.

Analyse des ossatures à triangulation en V ou Λ .

Critères de dimensionnement des ossatures à triangulation en V ou Λ .

Règles américaines et européennes relatives aux ossatures à triangulation centrée.

Objectif du projet dissipatif

L'objectif du projet est de former un mécanisme global plastique, ce qui correspond à une ossature où les zones plastiques sont les diagonales tendues et où il n'y a ni flambage, ni voilement des poutres et poteaux. On suppose que les diagonales comprimées flambent. On montre à la figure 42 a) le mécanisme global visé.

L'analyse standard et les critères à respecter en projet courant sont légèrement différents pour les triangulations en X et en V ou Λ . On les présente séparément. Les triangulations en K ne peuvent pas être dissipatives (DCM ou DCH) - Figure 12.

Analyse des ossatures à triangulations en X

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. Figure 43.

Comme la stabilité peut être réalisée en ne considérant que les diagonales tendues, qui ne sont pas sujettes à instabilité, le coefficient de comportement attribué aux contreventements en X est élevé : $\eta = 4$. On peut effectuer des analyses des contreventements en X en tenant compte des diagonales comprimées, mais une analyse non linéaire statique ou dynamique tenant compte à la fois des résistances de ces diagonales avant et après flambement est requise.

Figure 42

- a) Mécanisme global plastique défini comme objectif pour les ossatures à triangulation centrée en X.
b) Mécanisme d'étage empêché par la condition d'homogénéisation des résistances des diagonales.

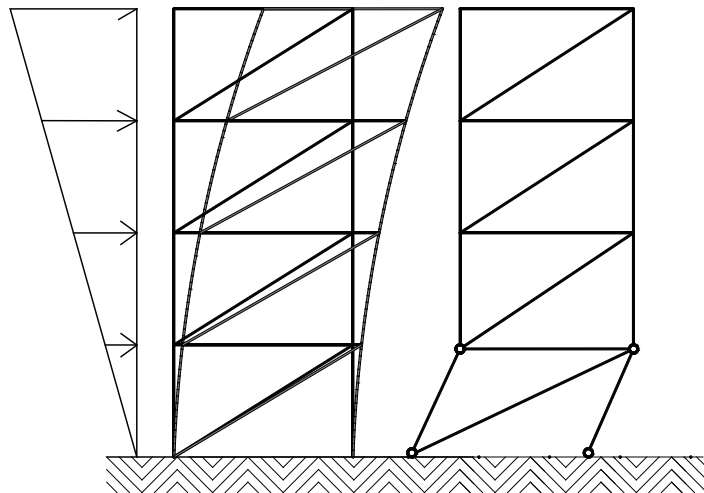
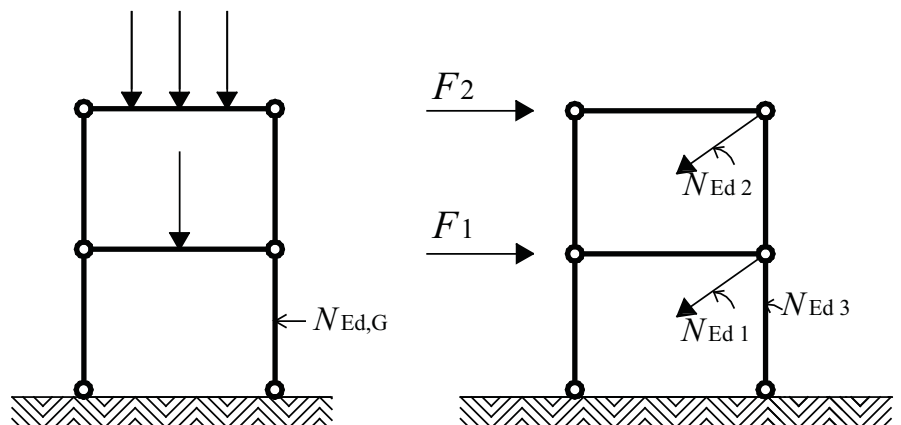


Figure 43

Modèles utilisés pour l'analyse a) sous charge gravitaire b) sous action sismique.



Critères de dimensionnement des ossatures à triangulations en X

La résistance plastique en traction des diagonales $N_{pl,Rd}$ doit être supérieure à la sollicitation calculée N_{Ed} : $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$

Dans chaque diagonale, on peut calculer le rapport de la résistance offerte $N_{pl,Rd}$ à la résistance requise N_{Ed} : $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$. Ces rapports Ω_i indiquent l'excès de résistance des sections par rapport au minimum requis et on les appelle "sur résistance de section". Si on veut assurer la formation d'un mécanisme global, il faut que les valeurs de Ω_i ne soient pas trop différentes sur la hauteur. L'Eurocode 8 définit un critère d'homogénéisation : le Ω_i maximum ne doit pas être différent du Ω_i minimum de plus de 25 %. Ceci conduit à changer de profil de diagonale sur la hauteur du bâtiment. On désigne par Ω la valeur minimum d'entre tous les Ω_i .

Comme une diagonale est un "fusible" ductile, le dimensionnement capacitif s'applique et les sollicitations de calcul des poteaux sont la combinaison :

- de la force axiale $N_{Ed,G}$ due à l'action gravitaire dans la situation sismique ;
- de la force axiale $N_{Ed,E}$ calculée sous l'action sismique, amplifiée pour la "surrésistance" de la diagonale, qu'on trouve en multipliant la sur résistance de section Ω par la sur résistance du matériau γ_{ov} (dimensionnement capacitif).

La résistance de calcul $N_{pl,Rd}$ des poutres et poteaux, qui tient compte de l'interaction effort normal – flexion, doit être telle que :

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

M_{Ed} est le moment de flexion dans les poutres et poteaux à considérer dans les vérifications de résistance des éléments dans la situation sismique de calcul (voir 6.).

Autres critères de dimensionnement des ossatures à triangulation en X

L'élancement réduit $\bar{\lambda}$ des diagonales doit respecter : $1,3 < \bar{\lambda} \leq 2,0$.

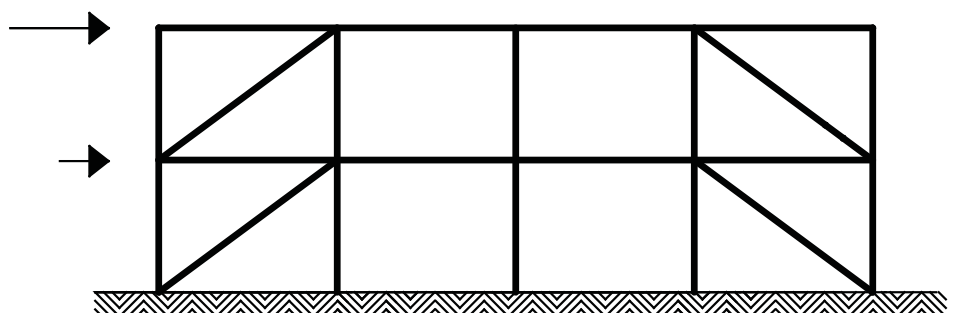
Le problème qui justifie cette imposition correspond au fait que lors de la mise en charge appliquée par le séisme, la sollicitation axiale $N_{Ed,E}$ dans la diagonale peut atteindre la résistance au flambement $N_{b,Rd}$; celle-ci n'est pas faible et certainement pas égale à 0, valeur considérée pour l'analyse dans le modèle simple (seules les diagonales tendues sont considérées). La limite inférieure de 1,3 pour $\bar{\lambda}$ permet d'éviter de surcharger les poteaux dans cette phase "avant flambage des diagonales" dans laquelle les diagonales tant tendues que comprimées sont actives.

Si les 2 diagonales ne sont pas positionnées en X, mais décalées comme indiqué à la Figure 44 :

- la seule limitation pour est : $\bar{\lambda} \leq 2,0$
- l'analyse doit considérer les sollicitations tant de traction que de compression qui sont développées dans les poteaux adjacent aux diagonales comprimées, la sollicitation des diagonales en compression étant égale à leur résistance au flambement.

Dans les ossatures jusqu'à 2 niveaux, il n'y a pas de limite aux valeurs de : les diagonales peuvent être des câbles.

Figure 44
Ossature à triangulation où les diagonales sont décalées.



Dimensionnement des assemblages

Les assemblages des diagonales aux poutres ou poteaux font l'objet du dimensionnement capacitif défini en 9. La condition de ductilité décrite en 9. s'applique si des trous sont réalisés. Des assemblages de fortes dimensions résultent du dimensionnement capacitif, du fait que les sections d'acier des diagonales ont plusieurs ailes (2 dans les cornières, 3 dans les U, etc ...) dans lesquelles on développe la pleine traction plastique. Comme il n'est pas possible d'assembler directement ces ailes à un gousset, des augmentations locales de section résistantes sont nécessaires ; on peut les réaliser à l'aide d'un plat de renfort soudé – Figure 45 b – ou par des pièces correctrices intermédiaires au travers desquelles on transmet une partie de la force axiale de la diagonale – Figure 45 c.

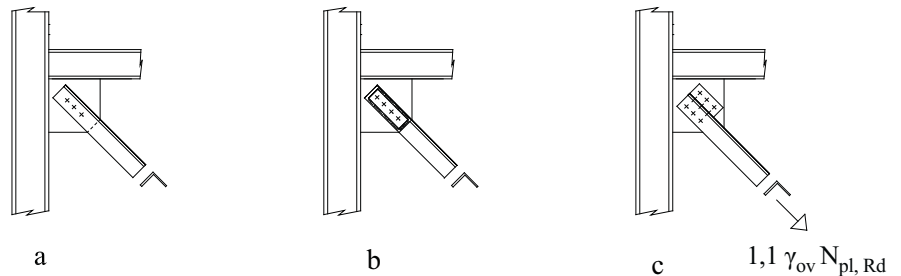


Figure 45
Comparaison entre un assemblage classique (en a) et un assemblage capable de transmettre l'effort de traction plastique de la diagonale (b et c).

Analyse des ossatures à triangulation en V ou Λ

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, on considère dans le modèle à la fois la diagonale tendue et la diagonale comprimée. – Figure 46.

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 un coefficient de comportement faible : $q = 2$ in DCM $q = 2,5$ in DCH.

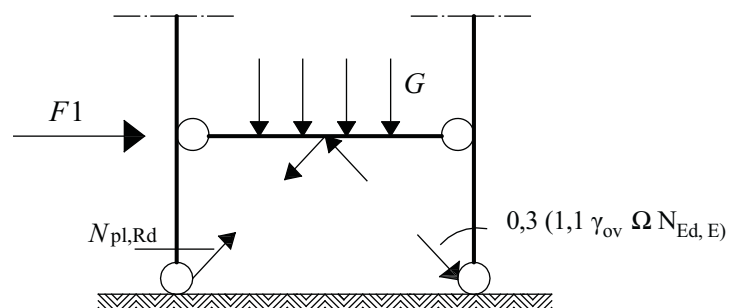


Figure 46
Sollicitations de calcul de la poutre dans une ossature à triangulation en V inversé.

Critères de dimensionnement des ossatures à triangulation en V ou Λ

Les critères sont similaires à ceux des X :

- résistance plastique en traction $N_{pl,Rd}$ de chaque diagonale tendue supérieure à la sollicitation calculée N_{Ed} : $N_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$
- résistance au flambement des diagonales comprimées : $N_{b,Rd} \leq N_{Ed}$
- homogénéité des sur résistances des diagonales sur la hauteur : $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$. 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) :

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

Autres critères de dimensionnement des ossatures à triangulation en V ou Λ

La seule limitation de l'élancement réduit est : $\lambda \leq 2,0$.

Les poutres doivent être dimensionnées pour résister :

- aux sollicitations non sismiques sans tenir compte de l'appui intermédiaire réalisé par les diagonales ;
- aux sollicitations verticales appliquées à la poutre par les diagonales d'un V après que l'une d'entre elles ait flambé. On calcule cette sollicitation en considérant la diagonale tendue avec sa résistance plastique $N_{pl,Rd} = 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$ et une résistance rémanente après flambement de la diagonale comprimée qui est estimée à $0,3 N_{pl,Rd}$ (figure 46)

Règles américaines et européennes relatives aux ossatures à triangulation centrée

Les règles américaines et européennes relatives aux ossatures à triangulation centrée diffèrent sur plusieurs points : les modèles à considérer pour l'analyse standard, les coefficients de comportement, l'obligation d'appliquer le dimensionnement capacitif, l'homogénéité de sur résistance des diagonales. Le Tableau 10 indique les positions réglementaires relatives à ces différents points.

Tableau 10
Quelques aspects des Classes de Ductilité dans les règles américaines et européennes relatives aux ossatures à triangulation centrée.

Classe de Ductilité triangul. centrée	Pays	Définition De l'ossature	Coefficient de réduction R (USA) Coefficient de comportement q (Europe)	Limite $\bar{\lambda}$ des diagonales	Dimens. capacitif des assembl.	Règle homogén. surrésist. sections
Ductilité Limitée DCL	U.S.A	OCBF Ordinary Concentrically Braced Frame	5	Non	Non	Non
	Europe	DCL Ductilité Limitée Triangulation X	1,5 (2,0*)	Non	Non	Non
Ductilité Moyenne À Haute	U.S.A	SCBF Special Concentrically Braced Frame	6	$\leq 1,87$	Oui	Non
	Europe	DCM ou DCH Ductilité Moyenne à Haute Triangulation X	4	$1,3 < \leq 2,0$	Oui	Oui

*: l'Annexe Nationale peut autoriser $q = 2$ en classe DCL.

12. PROJET PARASISMIQUE D'OSSATURE À TRIANGULATION CENTRÉE ET ASSEMBLAGES DISSIPATIFS

Analyse d'ossatures à triangulation centrée
en X, V ou Λ et assemblages dissipatifs des diagonales.
Critères de dimensionnement des ossatures à
triangulation centrée en X, V ou Λ et assemblages
dissipatifs des diagonales.

Intérêt des assemblages dissipatifs dans les ossatures à triangulation centrée

L'utilisation d'assemblage semi-rigide et/ou à résistance partielle est autorisée par les codes parasismiques, à condition que leur caractère adéquat en terme de résistance et de ductilité ait été démontré expérimentalement. Plusieurs raisons expliquant l'intérêt des assemblages dissipatifs :

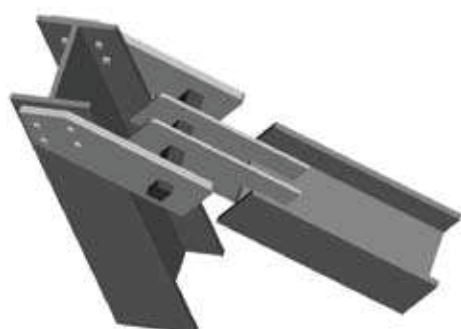
- on peut dimensionner les assemblages à résistance partielle de telle sorte que leur résistance soit inférieure à la résistance au flambement des diagonales ; alors il ne peut y avoir ni plastification, ni flambement des diagonales ;
- l'absence de flambement clarifie grandement l'analyse, car on ne rencontre plus ces soucis de devoir considérer à la fois le comportement avant et après

flambement. Toutes les barres de l'ossature sont dans le modèle. Tous les résultats de l'analyse peuvent être utilisés directement et il n'y a plus de règles particulières aux contreventements en X et à ceux en V, ni pour les diagonales découplées ;

- comme toutes les diagonales sont présentes dans le modèle standard, on bénéficie d'un supplément de raideur par rapport au modèle "diagonales tendues uniquement". Ceci compense la flexibilité apportée par les assemblages semi-rigides ;
- des assemblages à résistance partielle peuvent être fabriqués comme des produits industrialisés de "résistance calibrée", ce qui supprime la nécessité de tenir compte d'une "sur résistance" des diagonales dans le dimensionnement des poutres et poteaux. γ_{ov} est égal à 1,0 ;
- après un tremblement de terre, on peut remplacer les parties déformées des assemblages dissipatifs, bien plus aisément que de remplacer des diagonales entières.

Toutefois, des assemblages dissipatifs doivent pouvoir se déformer de façon importante et sans perte de résistance si on veut que les structures atteignent les inclinaisons, imposées par le tremblement de terre, qui peuvent atteindre 3 %. Si les diagonales sont dissipatives, l'inclinaison résulte d'un faible allongement proportionnel ε appliqué à toute la longueur des diagonales. Mais si les assemblages sont dissipatifs, les déformations sont concentrées dans ces derniers.

En 2001, ArcelorMittal, conscient du potentiel des assemblages à résistance partielle dans les ossatures à triangulations, a pris l'initiative du projet de recherche INERD, sur ce thème, en collaboration avec 5 Universités Européennes [9]. Deux conceptions d'assemblage ont été développées : l'assemblage à barreau fléchi ou "pin connection" et l'assemblage en U. Un assemblage à barreau fléchi comprend 2 plats d'assemblage qui sont boulonnés ou soudés aux éléments structuraux "poutre ou poteau",



a)



b)

Figure 47
Assemblage à barreau
a) vue 3D b) essais.

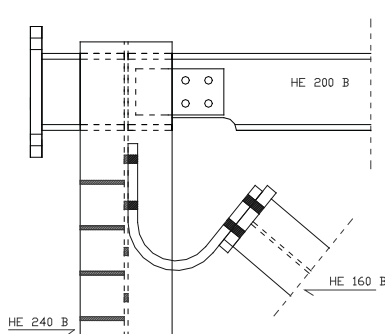
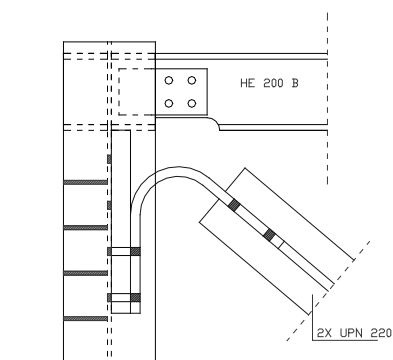


Figure 48
Assemblage en U.

un ou deux plats assemblés à la diagonale ; ces plats comportent des ouvertures alignées, dans lesquelles un barreau d'acier est enfilé. Figure 47. Ce barreau travaille en flexion et dissipe de l'énergie par flexion plastique. Un assemblage en U comporte un ou deux plats épais pliés en U qui connecte la diagonale aux autres éléments. Figure 48. La dissipation d'énergie a lieu dans le plat plié.

Des essais ont été effectués sur ces assemblages et sur des ossatures comportant ces assemblages, ainsi que des études sur modèles numériques d'ossatures soumises à séisme. La recherche a démontré que ces conceptions d'assemblage répondaient aux exigences. Les deux assemblages ont la ductilité requise, avec des capacités de déformation similaire à celles de diagonales dissipatives : plus de 50 mm pour un assemblage, soit 100 mm pour les 2 assemblages d'une diagonale. L'assemblage à barreau fléchi offre aussi une raideur et une résistance qui conviennent en pratique.

Le coefficient de comportement des ossatures à triangulation centrée et assemblage dissipatif est plus élevé – $q = 6$ – qu'avec des triangulations assemblées classiquement ($q = 2$ à 4), en raison du meilleur contrôle du mécanisme global plastique.

Analyse d'ossatures à triangulation centrée en X, V ou Λ et assemblages dissipatifs des diagonales

L'analyse standard est effectuée :

- avec, sous charge gravitaire, la présence dans le modèle des poutres et poteaux seulement ;
- avec, sous action sismique, la présence dans le modèle de toutes les diagonales.

Critères de dimensionnement des ossatures à triangulation centrée en X, V ou Λ et assemblages dissipatifs des diagonales

- Résistance $R_{pl,Rd}$ des assemblages dissipatifs : $R_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$
- Résistance $N_{b,Rd}$ des diagonales établie par dimensionnement capacitif se référant à la résistance des assemblages : $N_{b,Rd} > R_{pl,Rd} \geq N_{Ed}$
- Homogénéité de sur résistance des assemblages dissipatifs sur la hauteur de l'ossature. $\Omega_i = R_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$. Le Ω_i maximum ne peut différer de Ω_i minimum de plus de 25 %. Ω est le minimum des Ω_i ;
- Si $R_{pl,Rd}$ de l'assemblage est établi (production calibrée), $\gamma_{ov} = 1.0$
- Résistance en traction $N_{pl,Rd}$ ou en compression $N_{b,Rd}$ des éléments poutres et poteaux (non dissipatifs) :

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

- Autres critères pour les ossatures à triangulation centrée en X, V ou Λ et assemblages dissipatifs : aucun.

13. PROJET PARASISMIQUE D'OSSATURES À TRIANGULATION EXCENTRÉE

Caractéristiques générales des ossatures à triangulation excentrée.

Tronçons d'excentrement courts et longs.

Choix d'une topologie particulière de triangulation excentrée.

Ossature à triangulation centrée et assemblages dissipatifs.

Caractéristiques générales des ossatures à triangulation excentrée

La géométrie des ossatures à triangulation excentrée est proche de celle des ossatures à triangulation centrée, mais des excentricités volontaires e dans la disposition des barres ont effet des sollicitations flexionnelles et de cisaillement. La résistance de ces ossatures aux forces horizontales est essentiellement offerte par la résistance à l'effort normal des éléments structuraux, mais elles sont conçues de manière à plastifier en premier en cisaillement ou en flexion dans des "tronçons d'excentrement" sismiques. Ces tronçons sont des zones définies par le positionnement excentré de barres de l'ossature à triangulation centrée de référence à quelque distance de leur point d'intersection habituel avec les autres barres.

L'analyse d'ossature à triangulation excentrée évite les approximations présentes dans l'analyse des ossatures à triangulation centrée, parce que la conception n'implique pas le flambement de certaines diagonales en cas de séisme.

Les diagonales sont des zones non dissipatives, qui font l'objet d'un dimensionnement capacitif où la référence de résistance est la résistance plastique des tronçons d'excentrement. Les diagonales travaillent donc dans le domaine élastique et sans flambement.

Plusieurs raisons rendent intéressant le choix d'une ossature à triangulation excentrée comme structure primaire résistante au séisme :

- ce type d'ossature combine raideur et coefficient de comportement élevé : $q = 6$ au lieu d'un maximum de 4 dans les ossatures à triangulation centrée (voir Tableau 3) ;
- les assemblages relient 3 barres et non 4 comme dans les ossatures à triangulation centrée ; il en résulte des détails d'assemblage moins compliqués et un montage plus simple ;
- les diagonales participent à la reprise de l'action gravitaire et apportent de la raideur dans cette reprise de charge.

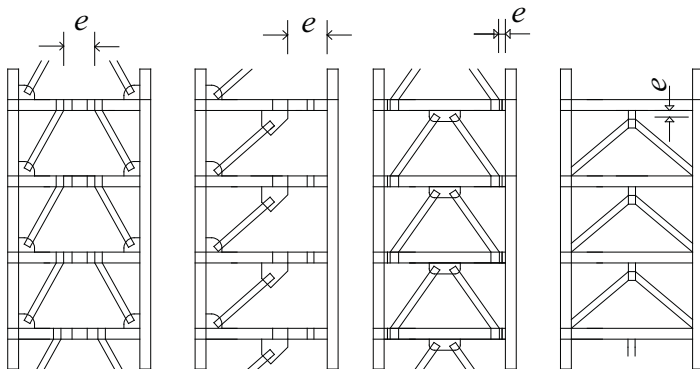


Figure 49
Exemples d'ossatures à triangulation excentrée.

Tronçons d'excentrement courts et longs

Les tronçons d'excentrement sont calculés pour reprendre les sollicitations de la situation sismique par flexion et cisaillement et doivent respecter :

$$V_{Ed} \leq V_{p,link}$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link}$$

Dans cette relation $V_{p,link}$ et $M_{p,link}$ sont respectivement la résistance plastique en cisaillement et en flexion du tronçon d'excentrement. Dans les sections en H, on a :

$$V_{p,link} = (f_y / \sqrt{3}) t_w (d - t_f)$$

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f)$$

Suivant la topologie de l'ossature, les diagrammes de cisaillement et de flexion dans les tronçons d'excentrement sont symétriques – Figure 50 – ou non – Figure 51.

Le mécanisme plastique réalisé dans les tronçons d'excentrement dépend de leur longueur e . Des tronçons courts plastifient essentiellement par cisaillement et l'énergie dissipée dans le mécanisme plastique vaut :

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

Des tronçons longs plastifient essentiellement par flexion.

Figure 50

Triangulation excentrée dans laquelle les diagrammes de cisaillement et de flexion du tronçon d'excentrement sont symétriques.

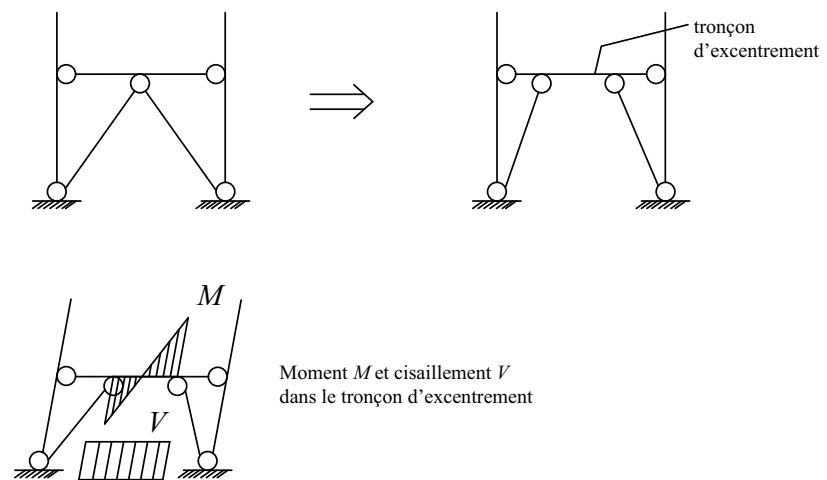
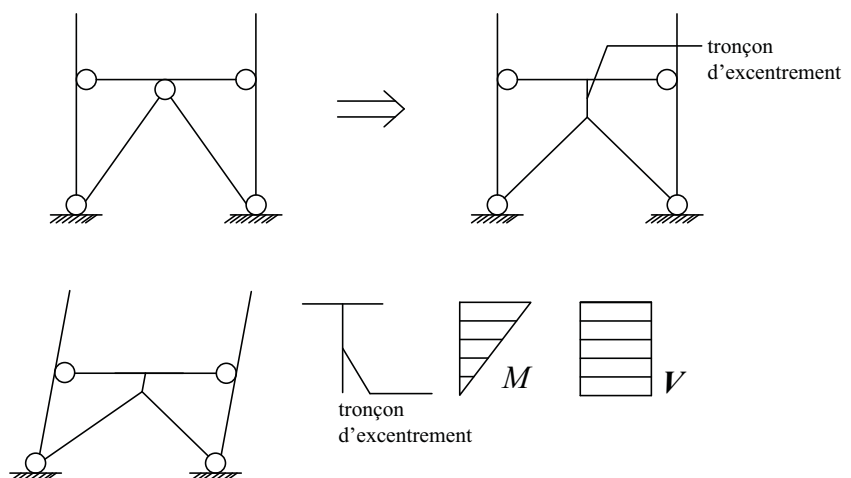


Figure 51

Triangulation excentrée dans laquelle les diagrammes de cisaillement et de flexion du tronçon d'excentrement sont dissymétriques.



Dans un tronçon soumis à une sollicitation M symétrique du type présenté à la Figure 52b, l'énergie dissipée dans le mécanisme plastique est : $W_M = 2 M_{p,link} \theta_p$

La limite entre des tronçons dits "courts ou "longs" correspond à la situation dans laquelle la plastification pourrait indifféremment avoir lieu par cisaillement ou par flexion :

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

$$\Rightarrow e = 2 M_{p,link} / V_{p,link}$$

Cependant, pour des valeurs de e autour de cette limite, il y a simultanément d'importantes plastifications à la fois par flexion et par cisaillement et leur interaction existe et doit être considérée. Dans l'Eurocode 8, on prescrit donc que la valeur de e permettant de ne considérer que le mécanisme de cisaillement plastique (tronçons d'excentrement courts) est : $e < e_s = 1,6 M_{p,link} / V_{p,link}$

La valeur de e telle qu'il n'y a que de la flexion plastique (tronçon d'excentrement long) est :

$$e > e_L = 3 M_{p,link} / V_{p,link}$$

Entre ces 2 valeurs e_s et e_L , le tronçon d'excentrement est dit de longueur "intermédiaire" et il est obligatoire de se préoccuper de l'interaction M-V.

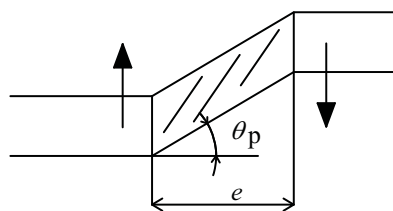
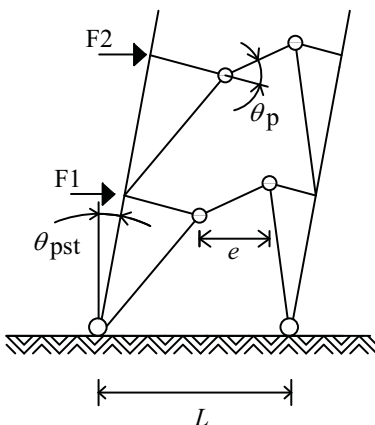
Si la topologie de l'ossature est telle que les diagrammes de flexion et de cisaillement sont dissymétriques, une seule rotule plastique est formée si le tronçon est long, de sorte que : $W_M = M_{p,link} \theta_p$. Alors la longueur limite entre les tronçons "longs" et "courts" est : $e = M_{p,link} / V_{p,link}$. C'est par exemple le cas dans le tronçon d'excentrement vertical de la Figure 51.

Le critère pour qu'un mécanisme global plastique soit formé est le même pour les ossatures à triangulation centrée et excentrée, parce qu'il correspond à un même concept. Il doit y avoir homogénéité des sur - résistances de section Ω_i des tronçons d'excentrement sur la hauteur (tronçons courts $\Omega = V_{pl,Rd,i} / V_{Ed,i}$; tronçons longs: $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$) afin que la probabilité de plastifier dans les tronçons d'excentrement soit similaire pour chacun d'entre eux : l'écart entre les Ω_i ne doit pas dépasser 25 %. Ω désigne la valeur minimum de Ω_i . Les poutres, poteaux et assemblages font l'objet d'un dimensionnement capacitif se référant à la résistance plastique du tronçon d'excentrement, ce qu'on réalise en respectant :

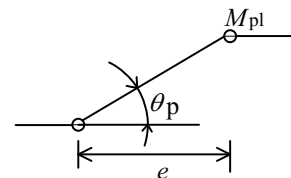
$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

$$E_d \geq E_{d,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega_i E_{d,E}$$

Figure 52
Energie dissipée dans des mécanismes plastiques a) par cisaillement b) par flexion.



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



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

Choix d'une topologie particulière de triangulation excentrée

Il existe beaucoup de triangulations excentrées possibles. Le choix entre tronçons d'excentrement longs et courts peut-être guidé par les considérations suivantes :

- des tronçons d'excentrement courts correspondent à plus de raideur;
- les déformations de cisaillement ont lieu essentiellement dans le plan vertical de l'âme, sans entraîner d'effet significatif de déversement;
- des tronçons d'excentrement longs correspondent à des sollicitations de flexion importantes et à un risque de déversement qu'on doit contrecarrer par des dispositifs de restrainte des déplacements latéraux des ailes tant supérieurs qu'inférieurs des profils.

Le choix entre divers dessins de triangulation est influencé par beaucoup de facteurs, y compris la nécessité de grandes ouvertures exigées par l'architecture ou l'usage, et par des considérations structurales :

- la distribution des résistances sur la hauteur devrait calquer la distribution des cisaillements d'étage afin d'assurer

l'existence des plastifications bien réparties dans la structure;

- si les tronçons d'excentrement sont dans les poutres, alors que les sections des poutres sont fixées par d'autres conditions que la résistance au séisme, l'exigence d'homogénéité des sur - résistances de section (paramètres Ω_i) peut conduire à des sur - résistances exagérées des poutres et, par conséquent, de tous les autres éléments structuraux. Comme résultat du dimensionnement capacitif ; les ossatures en V ou V inversé dans lesquels les tronçons d'excentrement sont des aplatissements de la pointe des V ont ce problème;
- une possibilité d'échapper à cette situation pénalisante est de choisir une topologie dans laquelle tous les tronçons d'excentrement sont "forcés" de plastifier simultanément, comme dans l'ossature présentée à la Figure 53;
- des tronçons d'excentrement verticaux comme ceux montrés à la figure 51 sont conçus pour la mission spécifique de "fusibles ductiles", parce que les charges gravitaires les sollicitent de façon essentiellement axiale, ce qui interagit peu avec leur résistance plastique en flexion et cisaillement qui sont utilisés quasi exclusivement pour la reprise des sollicitations sismiques.

Ossatures parasismiques à triangulation excentrée et assemblages dissipatifs

Les ossatures à triangulation excentrée ont été conçues à l'origine pour dissiper l'énergie par des déformations plastiques des tronçons d'excentrement sismiques et non des assemblages dissipatifs. Mais on peut parfaitement concevoir des ossatures à triangulation excentrée dans lesquelles la dissipation d'énergie a lieu dans les assemblages.

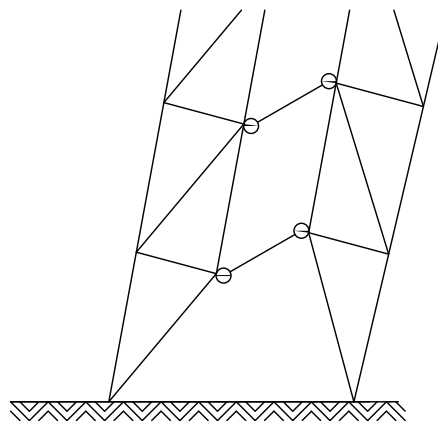


Figure 53
Typologie d'ossature à triangulation excentrée dans laquelle les tronçons d'excentrement entrent simultanément en plasticité.

14. OSSATURES MIXTES ACIER – BÉTON

Introduction.

Condition pour qu'un élément mixte soit dissipatif.

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

Principes de dimensionnement et coefficients de comportement
dans le contexte des Eurocodes.

Matériaux.

Rigidité des sections.

Résistance plastique des zones dissipatives.

Ductilité en flexion des poutres en acier mixtes avec une dalle.

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

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

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

Dispositions pour ancrages et jonctions.

Poteaux mixtes entièrement enrobés dissipatifs.

Éléments partiellement enrobés dissipatifs.

Poutre avec dalle.

Introduction

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

- des ossatures à murs mixtes acier-béton – Type 1 et 2 à la Figure 54;
- des systèmes mixtes avec murs ou poteaux en béton armé et poutres de couplage métalliques ou mixtes – Type 3 à la figure 54;
- des murs mixtes comportant une âme d'acier travaillant en cisaillement continue sur la hauteur du bâtiment et des "ailes" en acier ou mixtes pour la reprise de la flexion; ce type de murs peut-être ou non enrobé de béton sur une ou sur deux faces.

On développe aux paragraphes 14 à 17 les aspects principaux du projet d'ossatures mixtes dans le contexte de la résistance aux séismes. Les références [1] [2] [13] [17] peuvent apporter des éléments détaillés utiles. Le paragraphe 14 porte sur les aspects généraux des ossatures mixtes. On traite en 15 à 17 des particularités des différents systèmes structuraux : ossatures en portique, ossatures avec triangulations, murs et systèmes mixtes.

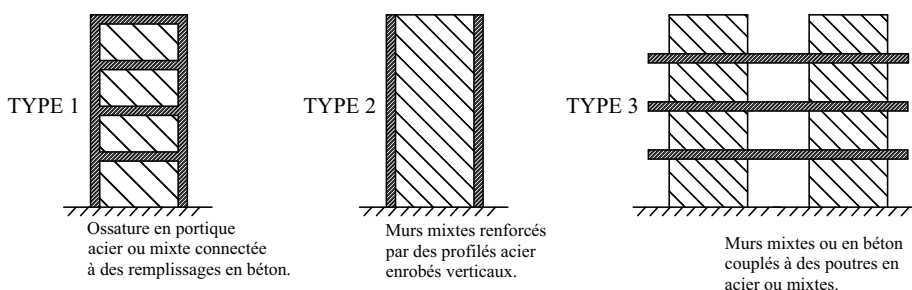


Figure 54

Murs mixtes (Type 1 et 2).

Murs mixtes ou en béton couplés par des poutres aciers ou mixtes (Type 3).

Condition pour qu'un élément mixte soit dissipatif

Les sections ou assemblages mixtes sont fait de deux matériaux : l'acier et le béton. L'acier est un matériau ductile. Si on utilise des nuances convenables, l'allongement à rupture est supérieur à 15 % = 150×10^{-3} et la ductilité $\epsilon_{y, max} / \epsilon_y$ supérieure à 15. Le béton est caractérisé par une capacité de déformation ϵ_{cu2} à rupture très limitée, de l'ordre de $3,5 \times 10^{-3}$. La déformation ϵ_{cu2} vaut seulement 2 fois l'accourcissement maximum élastique de sorte que la ductilité du matériau béton n'est que de 2, à comparer à 15 pour l'acier. On peut relever ϵ_{cu2} par un facteur de 2 à 4, si on confine le béton par des armatures transversales, mais ceci ne vaut que pour la partie de béton intérieure à ces armatures.

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

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

Des ossatures dissipatives demandent des zones dissipatives fiables.

Il existe deux options :

1. soit on réalise des sections/assemblages mixtes respectant les conditions voulues ;
2. soit on se base sur l'ossature acier et on évite tout travail en sections mixtes dans les zones dissipatives.

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

Principes de dimensionnement et coefficients de comportement dans le contexte des Eurocodes

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

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

Ces principes de dimensionnement correspondent à des Classes de Ductilité et des coefficients de comportement q qui sont indiqués au Tableau 11.

Les coefficients de comportement associés aux différentes typologies structurales sont donnés au Tableau 12. Les types de structure similaire aux types définis pour les ossatures en acier ont les mêmes coefficients de comportement. Les ossatures de Classe de Ductilité DCM ou DCH doivent répondre à des critères relatifs aux sections des profils acier utilisés, aux assemblages et aux détails de conception.

Tableau 11

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

Principe de dimensionnement	Classe de Ductilité	Intervalle des valeurs du coefficient q
Principe a) Comportement de structure faiblement dissipatif	DCL	$q \leq 1,5$ (2*)
Principe b) or c) Comportement de structure dissipatif	DCM	$q \leq 4$ + limites du Tableau 12
	DCH	limites du Tableau 12

* : l'Annexe Nationale peut autoriser $q = 2$ en classe DCL.

Tableau 12

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

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

Matériaux

Les bétons de catégorie inférieure à C20/25 et supérieure à C40/50 ne sont pas autorisés. Les armatures de béton armé, barres ou treillis, considérées dans la résistance plastique des zones dissipatives, doivent satisfaire des impositions relatives à $f_{t,u}/f_y$ et à l'allongement, qui sont celle de l'acier de classe B ou C (EN 1992-1-1:2004, Tableau C.1) en classe DCM et de l'acier de classe C en classe DCH. On rappelle les exigences au Tableau 13. De plus, en classe DCH, la valeur caractéristique supérieure (fractile à 95 %) de la limite d'élasticité réelle, $f_{yk,0,95}$, ne doit pas dépasser la valeur nominale de plus de 25 %. À l'exception des étriers fermés ou des épingles, seules des barres à adhérence élevée sont admises comme armatures dans les zones de contraintes élevées. Dans les dalles de poutres mixtes, les treillis soudés non conformes aux exigences de ductilité peuvent être utilisés dans les zones dissipatives, mais dans ce cas des armatures ductiles dupliquant le treillis doivent aussi être placées. Le problème sous-jacent à cette règle vient du fait que dans les ossatures en portique la réalisation d'un moment résistant fiable en zone de moment négatif exige la présence d'armatures de dalle qui soient ductiles,

alors que le moment résistant qui sert de référence au dimensionnement capacitif des poteaux, on doit, par sécurité, considérer toutes les armatures présentes, ductiles ou non. Lorsque la duplication d'armature non ductile par des armatures ductiles est réalisée, le dimensionnement capacitif conduit à des sections de poteaux très importantes, car la sécurité exige de prendre pour référence dans le dimensionnement capacitif la totalité des armatures présentes, ductiles ou non – ductiles. En pratique, une solution économique consiste à utiliser des treillis ductiles ou à éviter la continuité de treillis non ductiles dans les zones dissipatives ; on peut réaliser cela en plaçant à ces endroits des armatures ductiles. On place alors le recouvrement entre armatures ductiles et non ductiles en dehors de la zone dissipative.

Tableau 13
Propriétés des armatures.

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

Rigidité des sections

On calcule la rigidité des sections mixtes dans lesquelles le béton est comprimé en utilisant un coefficient d'équivalence n :

$$n = E_a / E_{cm} = 7$$

On calcule le moment d'inertie géométrique des poutres mixtes avec dalle, désigné par I_1 (dalle en compression) ou par I_2 (dalle en traction) en prenant en compte la largeur participante de dalle définie au Tableau 16.

On calcule la rigidité des sections mixtes dans lesquelles le béton est tendu en supposant que le béton est fissuré et que seules les parties en acier de la section sont actives. Il convient d'analyser la structure en tenant compte de la présence de béton comprimé dans certaines zones et de béton tendu dans d'autres ou en utilisant les valeurs moyennes de raideur ou d'inertie mentionnées en 15.

Résistance plastique des zones dissipatives

Deux résistances plastiques des zones dissipatives sont utilisées pour le dimensionnement des structures mixtes acier-béton :

- une résistance plastique limite inférieure des zones dissipatives (indice pl, Rd), qui est utilisée dans les vérifications de dimensionnement concernant les sections des éléments dissipatifs, par exemple,

$$M_{Ed} < M_{pl,Rd}$$

On la calcule en prenant en compte le béton de la section et uniquement les composants en acier de la section qui sont classés comme ductiles.

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

Ductilité en flexion des poutres en acier mixtes avec une dalle

Le principe suivi pour définir les conditions assurant la ductilité des sections mixtes est le même qu'en béton armé : le diagramme des allongements doit être tel que les allongements dans l'acier atteignent l'allongement ε_y correspondant à l'atteinte de la limite élastique f_y alors que les accourcissements du béton sont inférieurs à ε_{cu2} , l'allongement de rupture du béton en compression. Ce principe est traduit dans une condition relative à la position de l'axe neutre – Figure 55. Le rapport x/d de la distance x entre la fibre comprimée supérieure du béton

et l'axe neutre plastique et de la hauteur d de la section mixte, doit satisfaire l'expression:

$$x/d < \varepsilon_{cu2} / (\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_a)$$

où ε_{cu2} est la déformation ultime en compression du béton et ε_a la déformation totale de l'acier à l'état limite ultime.

Le Tableau 14 indique les limites du rapport x/d de section satisfaisant cette la condition.

Il faut noter qu'une section comportant un profil acier avec dalle possède une ductilité inférieure à celle du profil acier seul : l'axe neutre de la section mixte est plus haut (couramment dans l'aile supérieure du profil acier) de sorte que

les allongements $\varepsilon_{s,mixte}$ dans l'aile inférieure du profil sont accrus par rapport à ceux $\varepsilon_{s,acier}$ du profil seul – Figure 55. Ces allongements plus élevés entraînent une dégradation plus rapide par voilement, ce qui réduit la ductilité. Afin de réaliser dans tous les cas une ductilité convenable, les limites imposées à l'élancement c/t de l'âme sont plus strictes lorsque l'âme est complètement en compression (cas des poutres avec dalles) que lorsqu'elle est en flexion avec une distribution des contraintes en bi – triangle, comme dans le profil acier symétrique de la Figure 55. Les limites imposées à c/t sont définies dans l'Eurocode 3 (EN1993-1-1 : 2004, Tableau 5.2). Les limites c/t_f d'élancement des ailes du profil ne sont par contre pas différentes, car elles sont de toutes façons fixées par un état de compression uniforme.

Figure 55

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

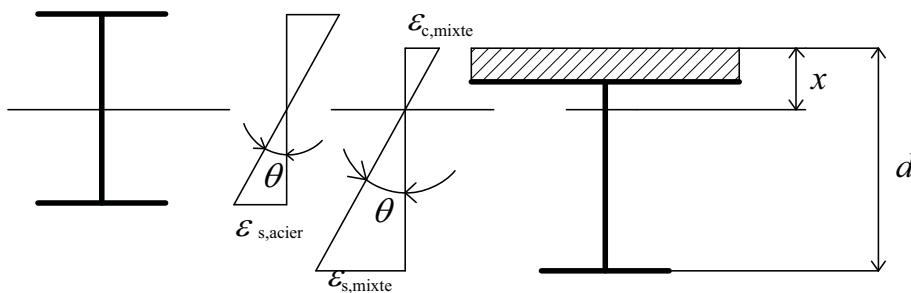


Tableau 14

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

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

Règles de détail pour les assemblages mixtes dans les zones dissipatives

Le dimensionnement local des armatures nécessaires dans le béton de la zone d'assemblage doit être justifié par des modèles respectant l'équilibre. L'annexe C de l'Eurocode 8 fournit une méthode complète pour le calcul des armatures « sismiques » de dalle. Voir en 15. Dans les panneaux d'âme entièrement enrobés des assemblages de type poutre-poteau, la résistance de la zone des panneaux peut être calculée comme la somme des contributions du béton et du panneau en acier soumis au cisaillement, si :

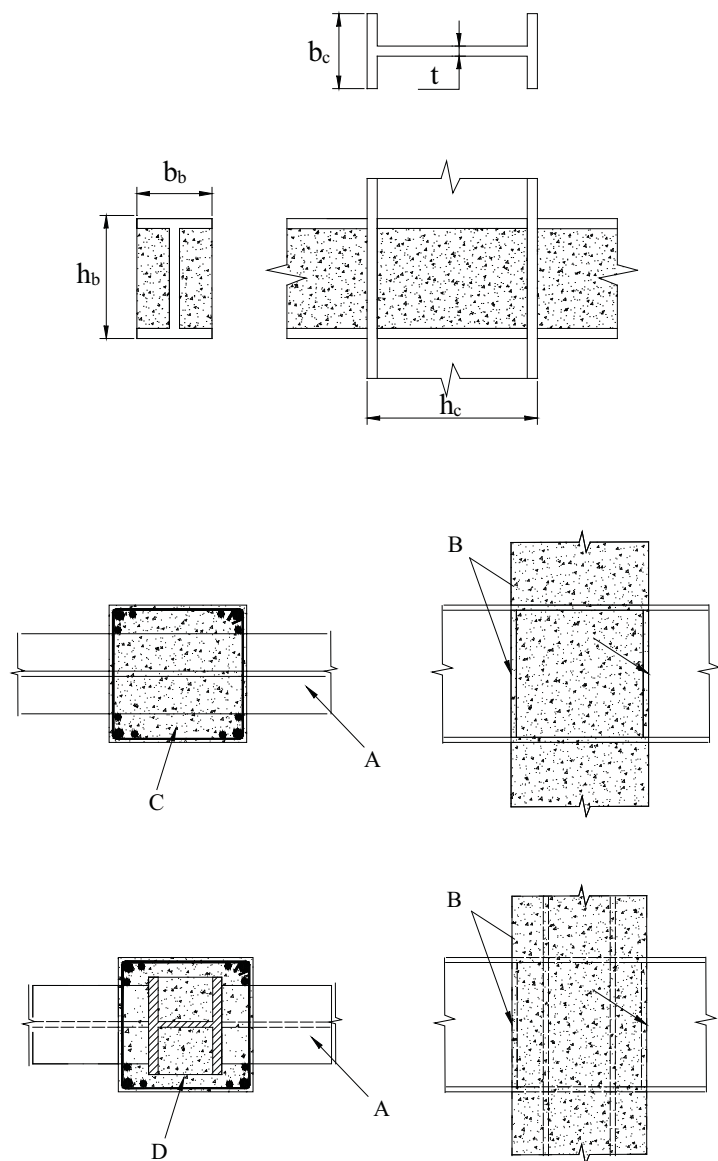
- le rapport de forme h_b/b_p de la zone du panneau satisfait : $0,6 < h_b/h_c < 1,4$
- $V_{wp,Ed} < 0,8 V_{wp,Rd}$

$V_{wp,Ed}$ est l'effort de cisaillement de calcul dans le panneau d'âme, dû aux effets des actions, en tenant compte de la résistance plastique des zones dissipatives adjacentes mixtes dans les poutres ou les assemblages ;

$V_{wp,Rd}$ est la résistance au cisaillement du panneau d'âme mixte acier-béton, conformément à l'Eurocode 4 ; h_b , h_c sont définis à la Figure 56.

Dans les panneaux d'âme raidis partiellement enrobés, une évaluation similaire est admise si des armatures droites du type défini à la Figure 57 sont placées avec un espacement maximal s_r égal au débordement d'aile c dans le panneau d'âme partiellement enrobé ; ces armatures sont orientées perpendiculairement au bord le plus long du panneau d'âme du poteau et aucune autre armature n'est requise si $h_b/b_p < 1,2$ and $h_d/b_c < 1,2$. Figure 57.

Figure 56
Assemblages mixtes de type poteau-poutre (d'après EN 1998-1 : 2004).



- A poutre en acier
- B plaques de confinement
- C poteau en béton armé
- D poteau mixte enrobé

Lorsqu'une poutre dissipative en acier ou mixte est connectée à un poteau en béton armé (voir Figure 56), il faut assurer le transfert du moment d'encastrement et de l'effort tranchant de l'extrémité de la poutre vers le poteau, ce qui se réalise par un couple de forces verticales semblables à celles montrées à la Figure 68 à l'encastrement d'une poutre dans un mur.

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

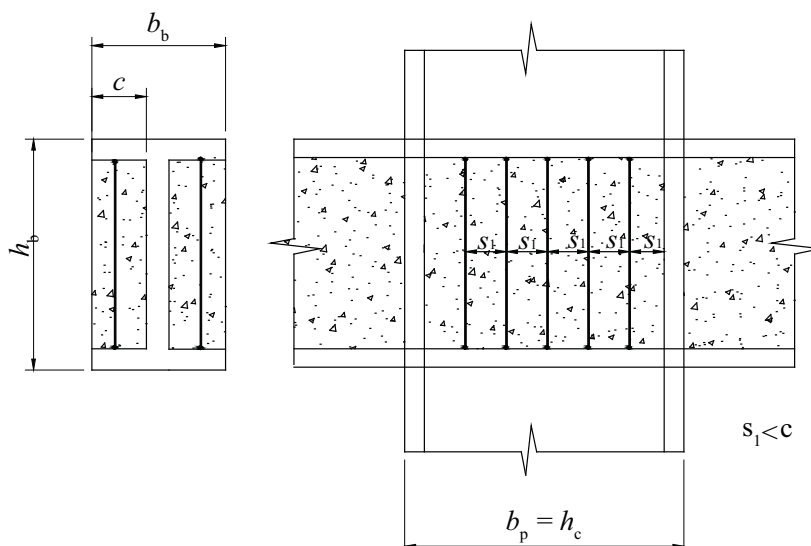
- assurer la capacité du poteau à reprendre sans écrasement du béton chacune de ces forces verticales, ce qui implique une armature transversale de confinement
- assurer la capacité du poteau à résister localement à des sollicitations de traction engendrées par ces forces verticales ; en effet, à cause du renversement de signe des moments plastiques en bout de poutre, la réaction d'appui de la poutre est dirigée alternativement vers le haut, puis vers le bas suivant le sens du mouvement de l'ossature, ce qui peut placer le poteau localement en traction. Pour cette raison, une règle de l'Eurocode 8 prescrit de placer dans le poteau, à proximité du raidisseur ou de la plaque de confinement adjacente à la zone dissipative, des armatures verticales dont la résistance axiale de calcul est au moins égale à la résistance à l'effort tranchant de la poutre. Il est permis de compter les

armatures verticales présentes dans cette zone du poteau pour d'autres raisons comme partie ou totalité des armatures verticales requises par le transfert d'effort de la poutre vers le poteau. Ces armatures verticales doivent être maintenues par les armatures transversales mentionnées ci – dessus.

Pour assurer la bonne tenue de la poutre et du béton à l'appui, la présence de raidisseurs de la poutre est exigée dans le plan de la face extérieure du béton. En raison de leur rôle de confinement du béton, ces raidisseurs sont désignés par le terme « plaques de confinement » dans l'Eurocode 8. Figure 56.

Lorsqu'une poutre dissipative en acier ou mixte est connectée à un poteau mixte entièrement enrobé (voir Figure 56), l'assemblage poutre-poteau peut être dimensionné, soit comme un assemblage poutre-poteau en acier, soit comme un assemblage poutre-poteau mixte. Dans ce dernier cas, les armatures verticales du poteau peuvent être calculées, soit comme on vient de l'expliquer ci – dessus, soit en répartissant la résistance à l'effort tranchant de la poutre entre la section en acier du poteau et les armatures du poteau. La présence de plaques de confinement – raidisseurs de la poutre en acier – et d'armatures transversales de confinement de la section de béton armé sont également requises.

Figure 57
Confinement du panneau d'âme mixte.



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

Le béton d'enrobage placé autour d'un profil ou entre ses ailes empêche la formation d'ondes de voilement vers l'intérieur de la section ce qui réduit la dégradation de la résistance par voilement sous sollicitation cyclique. Pour cette raison, les limites d'élancement de parois peuvent être de 50% plus élevées pour les sections mixtes que pour les profils en acier si on dispose, avec certaines densités:

- soit des armatures de confinement (cas des profils complètement enrobés).
- soit des barres droites de liaisons soudées à l'intérieur des ailes (cas des profils partiellement enrobés) – voir Figure 58a – si ces barres sont disposées avec un espacement longitudinal s inférieur au débordement d'aile c : $s/c < 1,0$

On présente au Tableau 15 les limites d'élancement d'aile et d'âme des éléments structuraux de section H ou I dans différentes hypothèses. Dans ce Tableau, l'indication « avec liaison du béton à l'âme » se réfère aux prescriptions de l'Eurocode 4: ces liaisons peuvent être des étriers soudés à l'âme comme à la Figure 58b ou des barres de diamètre 6mm au moins passant au travers de trous et/ou par des connecteurs de diamètre 10mm au moins soudés à l'âme. Les « liaisons des ailes par des barres droites » sont représentées à la Figure 58a. On précise plus loin, sous les titres « Poteaux enrobés » et « Poteaux partiellement enrobés », le détail des conditions à respecter pour bénéficier des relèvements des limites d'élancement.

Tableau 15

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

Classe de Ductilité de Structure	DCM		DCH
Valeur de référence du coefficient q	$1,5 < q \leq 2$	$2 < q \leq 4$	$q > 4$
Limites d'élancement d'aile c/t_f			
Référence : Section H ou I, en acier seul EN1993-1-1:2004 Tableau 5.2	14 ϵ	10 ϵ	9 ϵ
Limites d'élancement d'aile c/t_f Section H ou I, partiellement enrobée, avec liaison du béton à l'âme par des étriers soudés – Figure 57 b) – ou par des goujons soudés à l'âme EN1994-1-1:2004 Tableau 5.2	20 ϵ	14 ϵ	9 ϵ
Limites d'élancement d'aile c/t_f Section H ou I, partiellement enrobée, avec liaison des ailes par des barres droites placées à $s/c \leq 0,5$ – Figure 57 a) EN1998-1-1:2004	30 ϵ	21 ϵ	13,5 ϵ
Limites d'élancement d'aile c/t_f Section H ou I, complètement enrobée, avec confinement du béton par des armatures transversales placées à $s/c \leq 0,5$ EN1998-1-1:2004	30 ϵ	21 ϵ	13,5 ϵ
Limites d'élancement d'âme $c_w/t_w = h - 2t_f$ Référence : Section H ou I, en acier seul, âme complètement en compression EN1993-1-1:2004 Tableau 5.2	42 ϵ	38 ϵ	33 ϵ
Limites d'élancement d'âme Section H ou I, âme complètement en compression, section partiellement enrobée avec liaison du béton à l'âme ou complètement enrobées avec armature de confinement EN1993-1-1:2004 Table 5.2, EN1994-1-1, cl.5.5.3(3)	38 ϵ	38 ϵ	33 ϵ

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

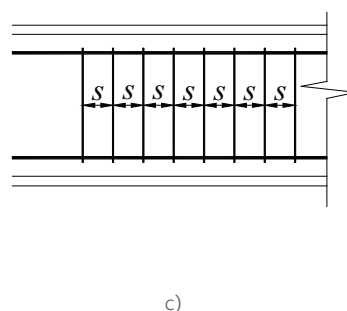
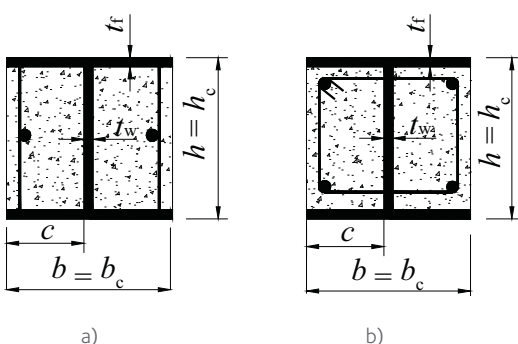


Figure 58
Armature des sections partiellement enrobées.

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

Règles générales relatives au dimensionnement des éléments structuraux dissipatifs et non dissipatifs

La structure résistant aux séismes est dimensionnée selon un mécanisme plastique global impliquant des zones dissipatives locales ; ce mécanisme global identifie les éléments dans lesquels se situent des zones dissipatives et indirectement les éléments sans zone dissipative. Les poteaux peuvent être dimensionnés pour que des zones dissipatives se forment aux endroits indiqués par le mécanisme global plastique, comme par exemple, au pied des poteaux et au sommet des poteaux du dernier niveau dans les ossatures en portique autostable.

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

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

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

Lorsque, pour des besoins de dimensionnement en capacité, la résistance mixte complète d'un poteau est utilisée, il convient d'assurer la transmission complète en cisaillement entre les parties en acier et en béton armé. Si l'adhérence et le frottement ne permettent pas d'obtenir une transmission en cisaillement suffisante, il convient de prévoir des connecteurs pour assurer une interaction mixte complète. Lorsqu'un poteau mixte est soumis principalement à de l'effort normal, une transmission du cisaillement suffisante doit être établie pour s'assurer que les parties en acier et en béton se partagent les charges appliquées au poteau au niveau des assemblages avec les poutres et avec les éléments d'entretoise.

Dans le dimensionnement des poteaux mixtes non dissipatifs, la résistance au cisaillement du profil acier peut être considérée seule ou combinée avec la résistance au cisaillement du béton armé. L'Eurocode 4 s'applique dans ce cas. Dans les éléments dissipatifs, la résistance au cisaillement est celle du profil acier seul, sauf si des détails de conception assurent la contribution du béton à la résistance au cisaillement.

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

Dispositions pour ancrages et jonctions

Les impositions suivantes relatives à l'armaturage des structures en béton armé soumises aux tremblements de terre s'appliquent aux structures mixtes acier-béton. Pour les armatures de confinement utilisées en tant qu'armatures transversales dans les poutres, les poteaux ou les murs, on doit utiliser des cadres fermés avec des extrémités coudées à 135° et ayant des retours de longueur égale à 10 fois le diamètre des armatures transversales, soit $10 d_{br}$. Figure 59. Dans les structures de DCH, la longueur d'ancrage des armatures longitudinales des poutres et des poteaux ancrées dans les nœuds poteaux-poutres doit être mesurée à partir d'un point de l'armature situé à une distance égale à 5 fois le diamètre des armatures longitudinales, soit $5 d_{br}$, de la face du nœud vers l'intérieur du nœud, pour prendre en compte l'extension de la zone plastifiée due aux déformations cycliques post-élastiques. Lorsqu'on calcule la longueur d'ancrage ou de recouvrement des armatures des poteaux qui contribuent à la résistance à la flexion des éléments dans les zones critiques, le rapport entre la section d'armatures exigée et la section prévue $A_{s,req}/A_{s,prov}$ doit être pris égal à 1. Si, dans la situation sismique de calcul, l'effort normal dans un poteau est une traction, les longueurs d'ancrage doivent être augmentées de 50 % par rapport aux longueurs spécifiées dans l'Eurocode 2.

Poteaux mixtes entièrement enrobés dissipatifs

Les règles pour les poteaux entièrement enrobés dissipatifs sont les mêmes que les règles relatives aux éléments en béton armé dans l'Eurocode 8. Dans les structures dissipatives, des zones critiques sont présentes aux deux extrémités de toutes les longueurs libres de poteau dans les ossatures en portique et dans la portion des poteaux adjacente aux tronçons d'excentrement dans les ossatures avec triangulation à barres excentrées. Les longueurs l_{cr} de ces zones critiques sont :

$$l_{cr} = \max\{h_c; l_{cl}/6; 0,45\text{m}\}$$

pour la classe de ductilité DCM

$$l_{cr} = \max\{1,5h_c; l_{cl}/6; 0,6\text{m}\}$$

pour la classe de ductilité DCH.

h_c est la hauteur de la section mixte – Figure 59 – et l_{cl} est la hauteur libre du poteau.

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

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

$$\nu_d = N_{Ed}/N_{pl,Rd} = N_{Ed}/(A_g f_{yd} + A_{cf} f_{cd} + A_{sf} f_{sd})$$

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

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

μ_{ϕ} est la valeur requise du coefficient de ductilité en courbure ; ν_d est l'effort normal réduit de calcul ($\nu_d = N_{Ed}/A_c f_{cd}$) ; $\varepsilon_{sy,d}$ est valeur de calcul de la déformation de l'acier en traction à la limite d'élasticité ; h_c est hauteur brute de la section transversale (parallèle à la direction horizontale dans laquelle la valeur de μ_{ϕ} s'applique) ; h_o est la hauteur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement) ; b_c est la largeur brute de la section transversale ; b_o est la largeur du noyau confiné (par rapport à l'axe des armatures de confinement). Les symboles h_o , h_c , b_o , b_c sont définis à la Figure 59.

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

$$\alpha_n = 1 - \sum b_i^2 / 6b_o h_o$$

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

et n est le nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ; b_i est la distance entre des barres maintenues consécutives. L'espacement s (en millimètres) des armatures de confinement dans les zones critiques ne doit pas dépasser :

$$s = \min(b_o/2, 260, 9 d_{bl}) \text{ mm}$$

pour la classe de ductilité DCM

$$s = \min(b_o/2, 175, 8 d_{bl}) \text{ mm}$$

pour la classe de ductilité DCH

où d_{bl} est le diamètre minimal des armatures longitudinales (en millimètres). Le diamètre des armatures de confinement, d_{bw} , doit être au moins égal à :

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

$$d_{bw} = \max(0,35 d_{bl,max} [f_{ydl}/f_{ydw}]^{0,5}, 6)$$

pour la classe de ductilité DCH.

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

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

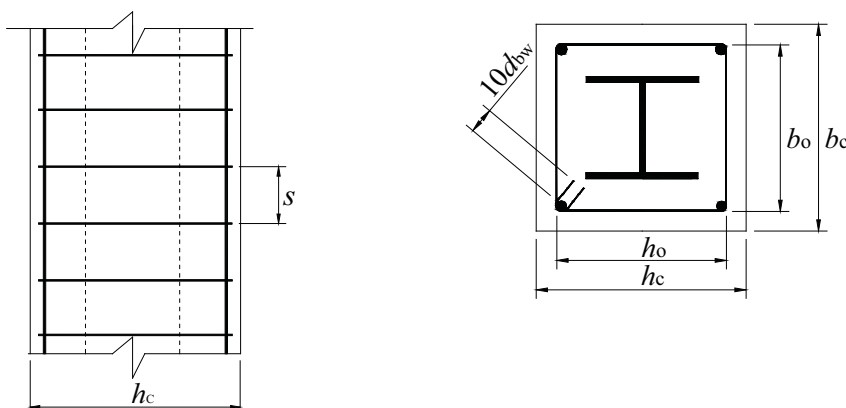
Dans les deux étages inférieurs d'un bâtiment, des armatures de confinement conformes aux indications ci-dessus doivent être présentes au-delà des zones critiques, sur une longueur supplémentaire égale à la moitié de la longueur des zones critiques.

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

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

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

Figure 59
Poteaux mixtes
entièrement enrobés.



Éléments partiellement enrobés dissipatifs

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

$$s = \min(b_o/2, 260, 9 d_{bl}) \text{ mm}$$

en classe DCM

$$s = \min(b_o/2, 175, 8 d_{bl}) \text{ mm}$$

en classe DCH

sur une longueur supérieure ou égale à :

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

Comme expliqué précédemment, des barres droites soudées entre les semelles, comme illustré à la Figure 58a, complémentaires aux armatures requises par l'Eurocode 4, peuvent retarder le voilement local dans les zones dissipatives. Le diamètre d_{bw} de ces barres doit être au moins égal à 6 mm ou

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

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

Les barres droites supplémentaires doivent être soudées aux semelles aux deux extrémités et la capacité des soudures ne peut pas être inférieure à la résistance plastique en traction des barres droites. Il convient de prévoir pour ces liaisons une épaisseur nette d'enrobage de béton comprise entre 20 et 40 mm.

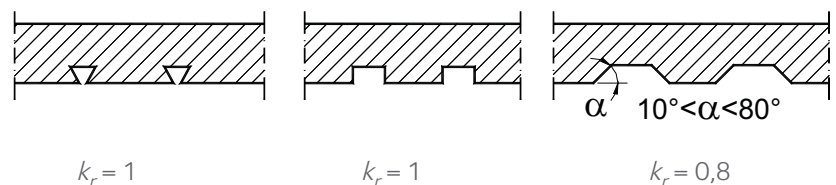
Le dimensionnement des éléments mixtes partiellement enrobés peut prendre en compte la résistance de la section en acier uniquement, ou la résistance mixte de la section en acier et de l'enrobage de béton. Le dimensionnement des éléments mixtes partiellement enrobés dans lesquels seule la section en acier est supposée contribuer à la résistance de l'élément peut être effectué comme dans les structures acier, mais le dimensionnement en capacité doit se référer à la section mixte.

Poutre avec dalle

Les poutres destinées à se comporter comme des éléments mixtes dans les zones dissipatives de la structure résistant aux séismes peuvent être conçues avec une connexion complète ou partielle, mais le degré minimal de connexion η (défini dans l'Eurocode 4) ne peut pas être inférieur à 0,8 et la résistance totale des connecteurs dans toute zone de moment négatif ne peut pas être inférieure à la résistance plastique des armatures. En raison du caractère cyclique des sollicitations sismiques, il faut, pour éviter une perte d'efficacité des connecteurs qui résulterait de la dégradation du béton autour des connecteurs ou de flexions excessives des connecteurs, considérer des résistances réduites des connecteurs dans les zones dissipatives. Cette résistance réduite est trouvée en multipliant par 0,75 la résistance de calcul indiquée dans l'Eurocode 4. Une connexion complète est requise lorsque des connecteurs non ductiles sont utilisés.

Lorsqu'une tôle mince profilée en acier avec des nervures transversales par rapport aux poutres qui la supportent est utilisée et que les ondes de ces tôles sont caractérisées par des pentes d'angle α , tel que défini à la Figure 60, comprises entre 10° et 80° , l'effort de cisaillement tend à pousser la dalle de béton vers le haut, ce qui entraîne des sollicitations additionnelles verticales des têtes de connecteurs et peut induire une ruine non ductile, par arrachement du béton autour des connecteurs. Pour éviter ce type de ruine, l'Eurocode 8 impose que le coefficient de réduction k_r de la résistance de calcul au cisaillement des connecteurs donné dans l'Eurocode 4 soit encore réduit par un coefficient d'efficacité de forme des nervures k_f dont les valeurs possibles sont indiquées à la Figure 60.

Figure 60
Valeur du coefficient d'efficacité
de forme des nervures (d'après
EN 1998-1 : 2004)



On réalise des zones mixtes ductiles en proportionnant les sections de telle sorte que le rapport x/d soit limité aux valeurs définies au Tableau 14.

Dans les zones dissipatives des poutres, il convient que des armatures ductiles spécifiques de dalle appelées "armatures sismiques" (voir Figure 61) soient présentes dans la zone d'assemblage de la poutre et du poteau. Une méthode complète de dimensionnement est donnée dans l'Annexe C de l'Eurocode 8.

Largeur participante de dalle

La largeur participante totale b_{eff} de la membrure en béton associée à chaque âme en acier est égale à la somme des largeurs participantes partielles b_{e1} et b_{e2} de la portion de membrure de chaque côté de l'axe de l'âme en acier (Figure 62). La largeur participante partielle de chaque côté de l'axe est égale à la valeur de b_e indiquée dans le Tableau 14, mais pas supérieure aux largeurs b_{e1} et b_{e2} réellement disponibles.

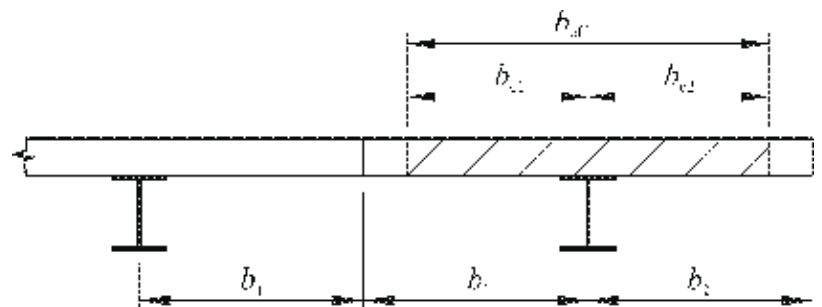
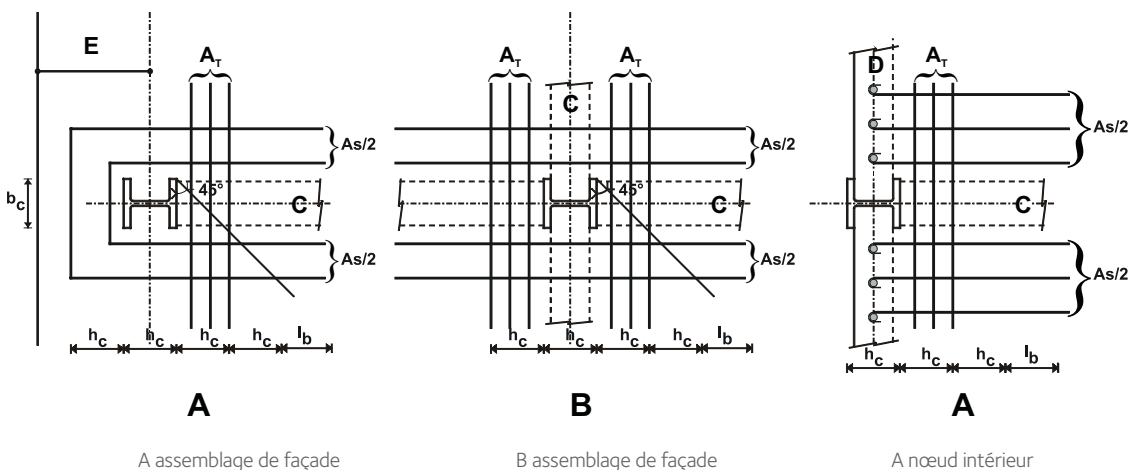


Figure 62
Définition des largeurs participantes
 b_{e1} , b_{e2} et b_{eff}

Figure 61
Configuration des "armatures sismiques"
(d'après EN 1998-1 : 2004)



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

La largeur réelle b_e de chaque portion est prise comme la moitié de la distance de l'âme à l'âme adjacente, sauf au niveau d'un bord libre, la largeur réelle étant alors la distance entre l'âme et le bord libre.

Les portions b_e de largeur participante partielle de dalle utilisées pour la détermination des propriétés élastiques et plastiques des sections mixtes en T composées d'un profilé en acier connecté à une dalle sont définies aux Tableaux 16 et 17 et aux Figures 62 et 63. Ces portions b_e de largeur participante sont valides pour des poutres positionnées comme les poutres marquées C à la Figure 63 et si le dimensionnement des armatures de la dalle et de la connexion de la dalle avec les poutres

et les poteaux en acier sont conformes à l'Annexe C de l'Eurocode 8. Dans le Tableau 16, les moments qui induisent de la compression dans la dalle sont considérés comme positifs et les moments qui induisent de la traction dans la dalle sont considérés comme négatifs. Les symboles b_b , b_e , b_{eff} et I utilisés dans les Tableaux 16 et 17 sont définis dans les Figures 62 et 63. h_c est la hauteur de la section du profil de poteau. b_b est la largeur d'appui sur le poteau, dans la direction horizontale perpendiculaire à l'axe de la poutre pour laquelle une largeur participante est calculée ; cette largeur comprend éventuellement des détails particuliers réalisant une plus grande capacité d'appui, tels les plaques additionnelles esquissées au Détail 4 de la Figure 63.

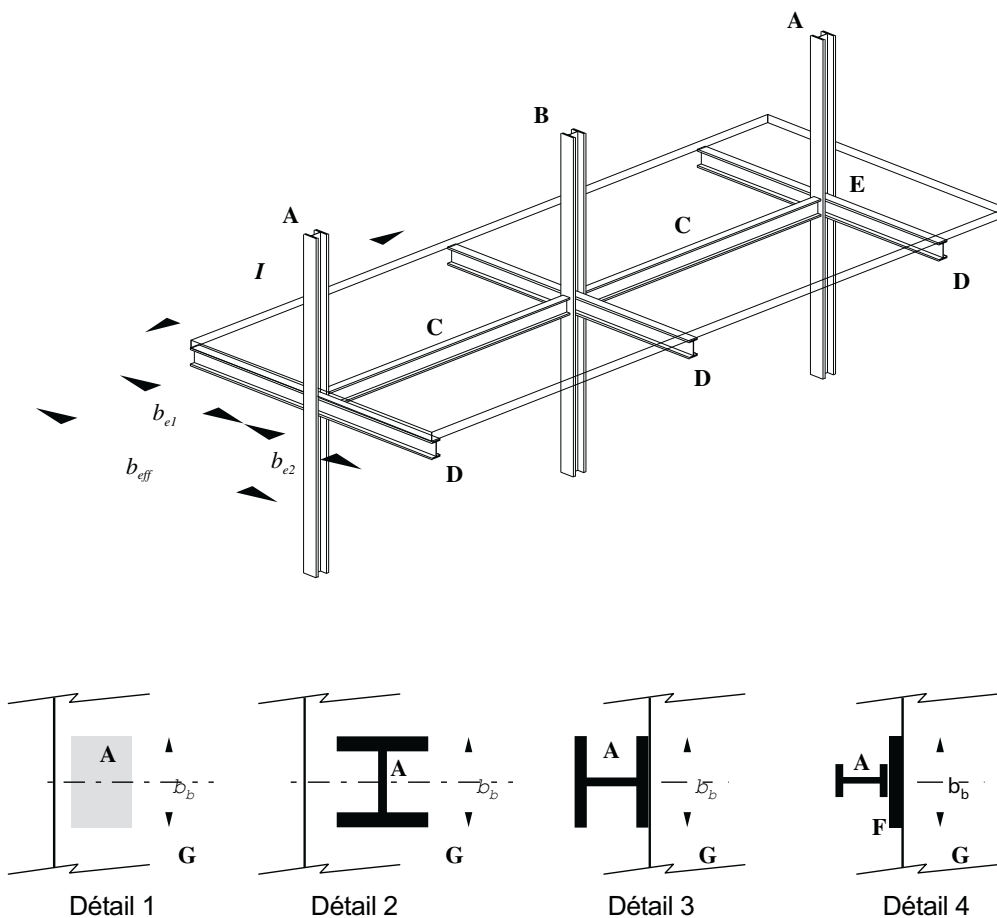


Figure 63
Définition des éléments
dans les structures à
ossature en portique.

A: poteau de façade
D: poutre transversale ou poutre de façade en acier
E: bande de rive en béton en console
G: dalle en béton
B: poteau intermédiaire
C: poutre longitudinale
F: plat d'extension de la largeur de poteau

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

Tableau 16

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

Signe du moment fléchissant M	Localisation	Élément transversal	b_e pour M_{Rd} (PLASTIQUE)
M négatif	Poteau intermédiaire	Armatures sismiques	0,1 /
M négatif	Poteau de façade	Toutes situations où les armatures sont ancrées dans une poutre de façade ou dans une bande de rive en béton.	0,1 /
M négatif	Poteau de façade	Toutes situations où les armatures ne sont pas ancrées dans une poutre de façade ou dans une bande de rive en béton.	0,0
M positif	Poteau intermédiaire	Armatures sismiques	0,075 /
M positif	Poteau de façade	Poutre transversale en acier avec connecteurs Dalle en béton s'étendant jusqu'à la face externe d'un poteau ayant une section en H avec l'axe de plus grande résistance orienté comme sur la Fig.63 ou s'étendant au-delà (bande de rive en béton) . Armatures sismiques	0,075 /
M positif	Poteau de façade	Pas de poutre transversale en acier ou poutre transversale en acier sans connecteur Dalle en béton s'étendant jusqu'à la face externe d'un poteau ayant une section en H avec l'axe de plus grande résistance orienté comme sur la Fig.63 ou s'étendant au-delà (bande de rive en béton) . Armatures sismiques	$b_b/2 + 0,7 h_c/2$
M positif	Poteau de façade	Toutes les autres situations Armatures sismiques	$b_b/2 \leq b_{e,max}$ $b_{e,max} = 0,05l$

Table 17

PLargeur participante partielle b_e de dalle pour l'évaluation des moments plastiques résistants.

15. OSSATURES MIXTES EN PORTIQUE

Objectif du projet dissipatif d'ossature mixte en portique.

Un choix de départ : le degré du caractère mixte.

Analyse.

Objectif du projet dissipatif d'ossature mixte en portique

L'objectif du projet est de former un mécanisme global plastique, ce qui correspond à une ossature où des rotules plastiques sont formées dans les poutres ou leurs assemblages et non dans les poteaux. Ce mécanisme global, dit "poutres faibles – poteaux forts" est schématisé à la Figure 25 a). On y accepte la formation de rotules plastiques en base des poteaux où elles sont inévitables et à leur sommet, où elles n'ont pas un effet différent de rotules en bout de poutres. Le projet devrait assurer des capacité de rotation plastique en bout de poutre égales à 25 mrad en classe de ductilité DCM et 35 mrad en classe DCH.

Un choix de départ : le degré du caractère mixte

Sous séisme, dans les ossatures autostables en portique, des rotules plastiques se forment normalement en extrémité des poutres.

Il y a deux options pour y réaliser des zones ductiles :

1. réaliser des zones ductiles mixtes, en respectant les conditions relatives à la ductilité des armatures, etc
2. faire travailler le seul profil acier comme zone dissipative

Cette 2e option simplifie le dimensionnement, mais le modèle utilisé pour l'analyse doit représenter correctement le comportement réel. Ceci exige une déconnection effective du béton et de l'acier dans la zone de rotule plastique. Si la déconnection n'est pas réelle, on sous estime la raideur réelle de la structure et par conséquent les sollicitations, plus faibles dans une ossature plus flexible. On sous estime alors les sections nécessaires de poutres, puis de poteaux comme résultat de leur dimensionnement capacitif se référant à la résistance des poutres.

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

Analyse

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

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

L'analyse peut également être effectuée en prenant en compte pour l'ensemble de la poutre un moment d'inertie géométrique équivalent I_{eq} constant sur toute la portée, donné par :

$$I_{eq} = 0,6 I_1 + 0,4 I_2$$

Pour les poteaux mixtes, la rigidité à la flexion est donnée par :

$$(EI)_c = 0,9 (EI_a + r E_{cm} I_c + EI_s)$$

E et E_{cm} sont respectivement les modules d'élasticité de l'acier et du béton; r est un coefficient de réduction qui dépend du type de section du poteau et dont la valeur recommandée est : $r = 0,5$. I_a , I_c et I_s désignent le moment d'inertie géométrique de la section en acier, de la section en béton et des armatures, respectivement.

Les poutres doivent être vérifiées vis-à-vis du flambement latéral et du déversement, conformément à l'Eurocode 4, en supposant la formation d'un moment plastique négatif à l'extrémité de la poutre.

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

Dans les poteaux mixtes où des rotules plastiques doivent se former, la vérification suppose que $M_{pl,Rd}$ est atteint dans ces rotules plastiques, ce qui est réalisé si on respecte la condition:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} < 0,30$$

16. OSSATURES MIXTES AVEC TRIANGULATIONS

Ossatures mixtes avec triangulations à barres centrées.

Ossatures mixtes avec triangulations à barres excentrées.

Ossatures mixtes avec triangulations à barres centrées

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

Deux raisons justifient cette disposition :

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

Le dimensionnement des ossatures mixtes à triangulation centrée est donc similaire à celui des ossatures en acier.

Ossatures mixtes avec triangulations à barres excentrées

En principe, tous les éléments de ce type d'ossature peuvent être mixtes. Toutefois, les déformations plastiques dans les tronçons d'excentrement sont telles (80 mrad), que certaines incertitudes relatives aux zones dissipatives ne sont pas acceptables : ainsi, si la résistance de ces tronçons est sous estimée, cela peut entraîner un sous dimensionnement des diagonales et poteaux causant leur ruine. Le manque de connaissance existe aussi en ce qui concerne la « déconnexion » de la dalle pour des rotations plastiques du niveau mentionné. Par conséquent, des tronçons dissipatifs situés dans les poutres et impliquant des rotules plastiques en flexion pose un problème d'évaluation de la résistance. Pour cette raison, les ossatures mixtes avec triangulation à barres excentrées doivent être dimensionnées de telle sorte que l'action dissipative se produise principalement par la plastification en cisaillement des tronçons d'excentrement. Tous les autres éléments doivent rester élastiques et la rupture des assemblages doit être évitée. Les poteaux, les poutres et les entretoises doivent être en acier ou mixtes.

Les tronçons d'excentrement composés de profilés en acier associés à des dalles correspondent à une situation bien maîtrisée, parce que la contribution de la dalle à la résistance au cisaillement est négligeable.

Ceci implique que les tronçons d'excentrement soient de longueur courte ou intermédiaire, avec une longueur maximale e :

- $e = 2M_{p,link} / V_{p,link}$ dans les structures où 2 rotules plastiques se formeraient aux extrémités du tronçon d'excentrement
- $e < M_{p,link} / V_{p,link}$ dans les structures où une rotule plastique se formerait à une seule des extrémités du tronçon d'excentrement

Les définitions de $M_{p,link}$ et de $V_{p,link}$ sont données en 13. Pour $M_{p,link}$ seuls les composants en acier de la section du tronçon d'excentrement sont pris en compte dans l'évaluation, la dalle en béton étant négligée. Les tronçons d'excentrement verticaux sont admis.

On ne peut pas utiliser de sections partiellement enrobées pour les tronçons d'excentrement, en raison des incertitudes quant à la contribution du béton à la résistance au cisaillement dans ce cas. Figure 64. Comme dans les ossatures en portiques, il faut considérer dans l'analyse 2 raideurs différentes pour les zones respectivement fléchies sous M+ et sous M-.

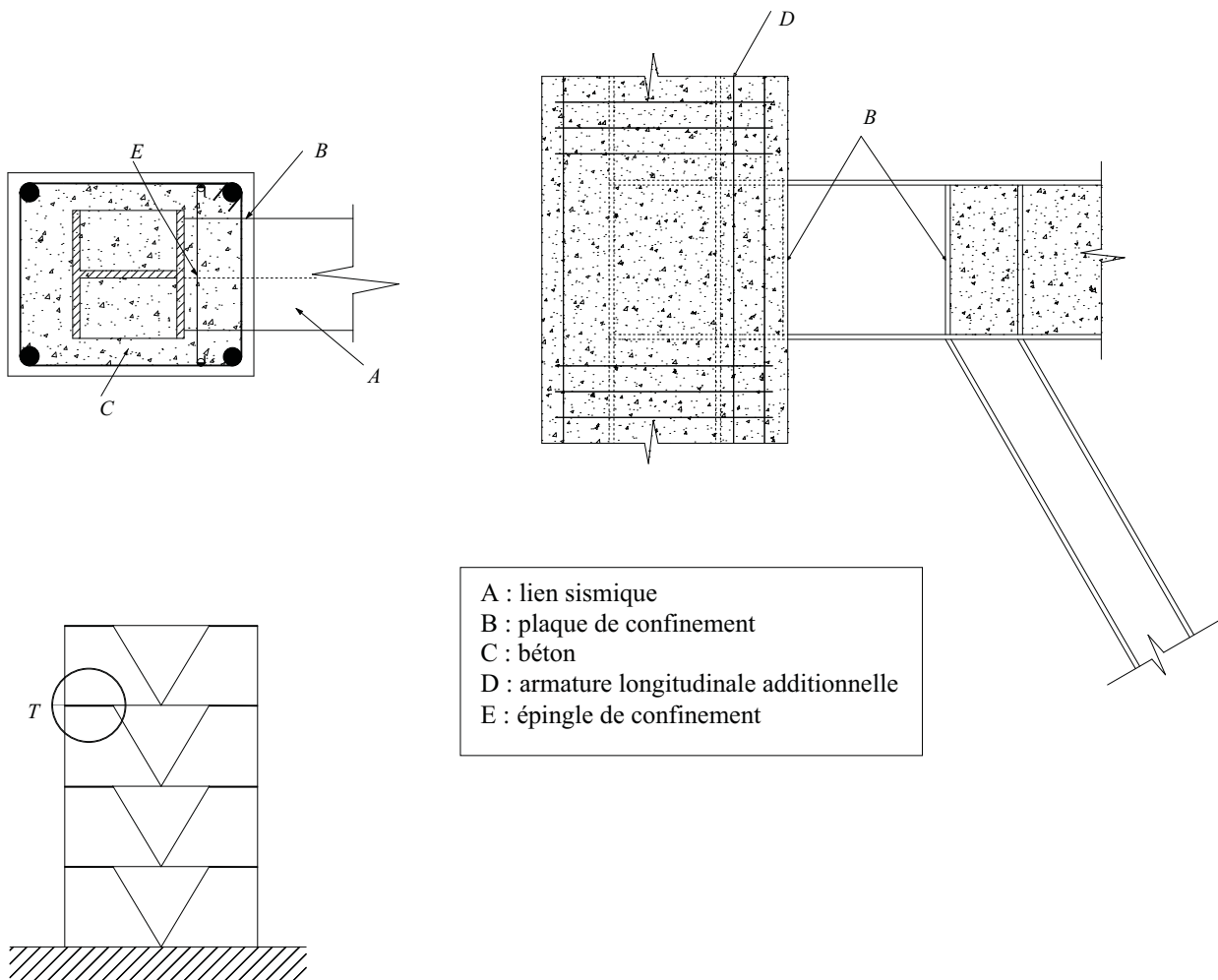
Des détails spécifiques sont requis – Figure 64 :

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

En dehors de ces aspects, le projet d'une ossature mixte à triangulation excentrée est similaire à celui d'une ossature en acier seul et dont la description a été donnée en 13.

Figure 64

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



17. OSSATURES À MURS MIXTES ACIER-BÉTON ET SYSTÈMES À MURS

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

Analyse.

Détail des murs mixtes de classe de ductilité DCM.

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

Règles supplémentaires pour la classe de ductilité DCH.

Murs de contreventement mixtes avec âme d'acier.

Définition des divers types de murs mixtes et objectif du dimensionnement

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

Les systèmes structuraux des types 1 et 2 (Figure 54 et 65) sont conçus pour se comporter en tant que murs de cisaillement et dissiper l'énergie dans les profilés verticaux en acier et dans les armatures verticales.

Le système structural de type 3 est conçu pour dissiper l'énergie dans les murs de cisaillement et dans les poutres de couplage.

Analyse

L'analyse de la structure est basée sur les propriétés de section définies pour les murs en béton et pour les poutres mixtes. Dans un système structural de type 1 ou 2, lorsque des profilés en acier verticaux entièrement ou partiellement enrobés agissent en tant qu'éléments de rive de panneaux de remplissage en béton armé, l'analyse doit être effectuée en supposant que les effets de l'action sismique sur ces éléments de rive verticaux sont uniquement des efforts normaux. Ces efforts normaux sont déterminés en supposant que les efforts tranchants sont repris par le mur en béton armé et que toutes les forces gravitaires et de renversement sont reprises par le mur de cisaillement, qui agit en structure mixte avec les éléments de rive verticaux.

Dans un système structural de type 3, si des poutres de liaison mixtes sont utilisées, on considère deux rigidités en flexion distinctes des poutres (voir en 15.).

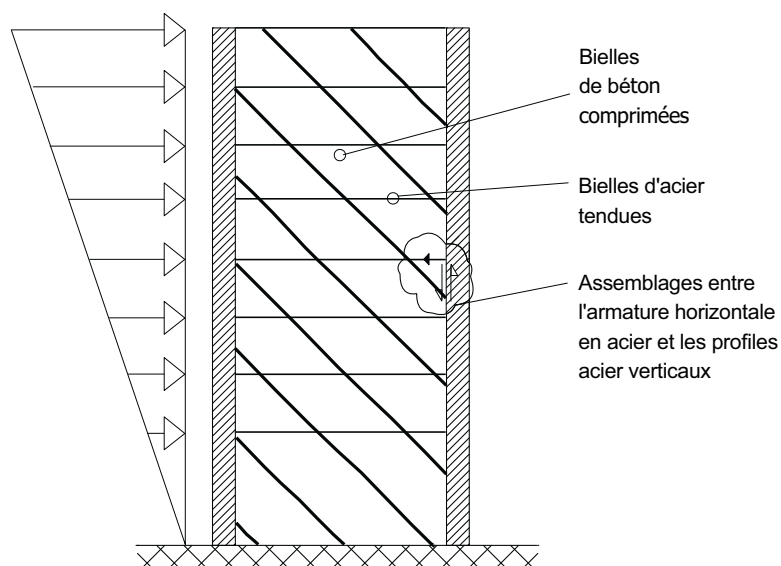


Figure 65
Comportement mécanique
des murs cisailés mixtes
des Types 1 et 2

Détail des murs mixtes de classe de ductilité DCM

Les panneaux de remplissage en béton armé dans le type 1 et les murs en béton armé dans les types 2 et 3 doivent respecter les exigences des murs ductiles de classe DCM. Les profilés en acier partiellement enrobés utilisés en tant qu'éléments de rive de panneaux

en béton armé doivent appartenir à la classe de section liée au coefficient de comportement de la structure, comme indiqué dans le Tableau 13. Les profilés en acier entièrement enrobés ou partiellement enrobés utilisés comme éléments de rive dans des panneaux en béton armé doivent être dimensionnés comme expliqué en 15.

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

Figure 66

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

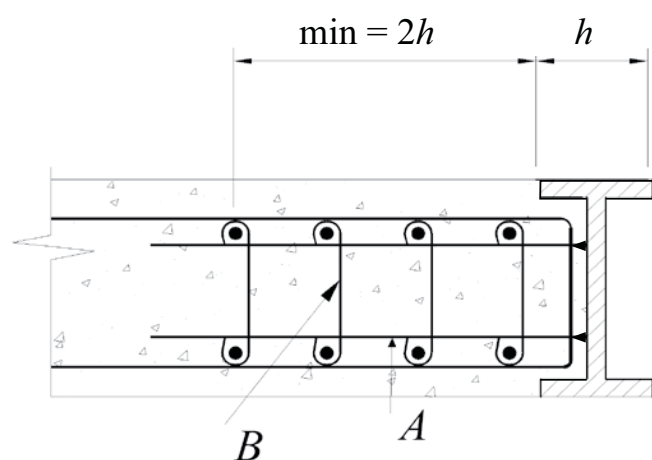
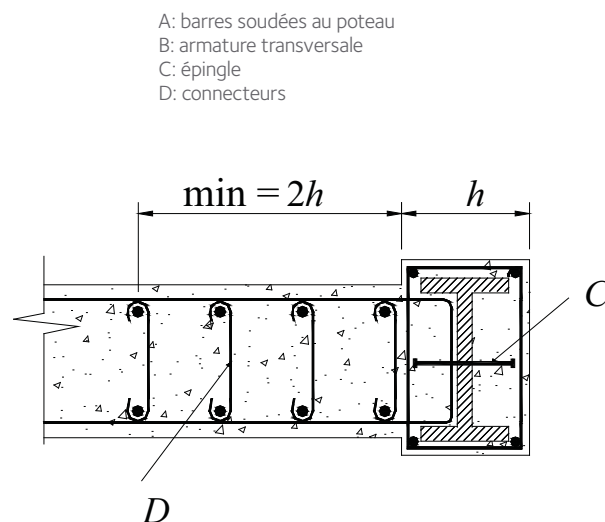


Figure 67

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



A: barres soudées au poteau
B: armature transversale
C: épingle
D: connecteurs

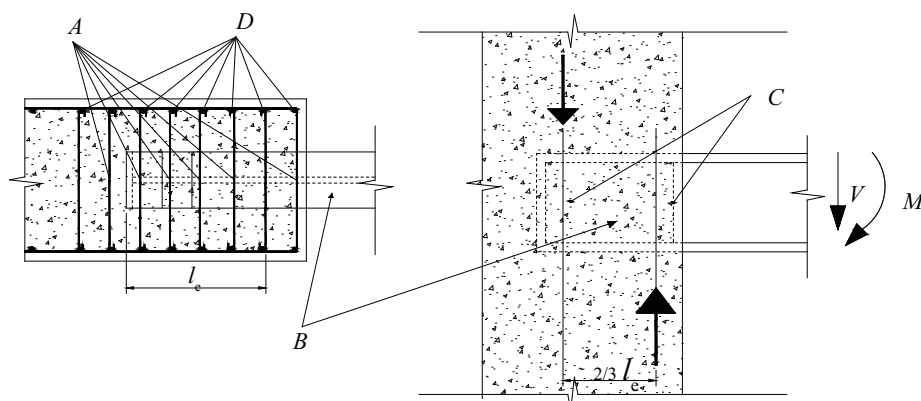


Figure 68

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

A: armature de confinement au niveau de l'encastrement de la poutre en acier
B: linteau en acier
C: plaque de confinement
D: armatures verticales du mur

Règles des détails de conception des poutres de couplage de classe de ductilité DCM

Les « Règles de détail pour les assemblages mixtes dans les zones dissipatives » développées en 14. sont d'application.

Lorsqu'une poutre dissipative en acier ou mixte « linteau » est connectée à un mur en béton armé (voir Figure 56), le transfert du moment d'encastrement et de l'effort tranchant de l'extrémité de la poutre vers le poteau, ce qui se réalise par un couple de forces verticales. Figure 68.

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

- la capacité du mur à reprendre sans écrasement du béton chacune de ces forces verticales de compression. Pour cela, la longueur d'encastrement des poutres de couplage dans le mur en béton armé doit être suffisante pour assurer la résistance au moment plastique $M_{pl,Rd}$ en bout de poutre et aux efforts tranchants de calcul V_{Ed} qui y correspondent. On considère que la longueur d'encastrement le débute à hauteur du premier lit d'armature de confinement en rive du mur. Figure 68. La longueur d'encastrement l_e ne doit pas être inférieure à 1,5 fois la hauteur de la poutre. Des armatures de confinement du béton disposées horizontalement et formant cadre sont disposées sur toute la longueur d'encastrement

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

Pour assurer la bonne tenue de la poutre et du béton à l'appui, la présence de raidisseurs de la poutre est exigée dans le plan de la face extérieure du béton. En raison de leur rôle de confinement du béton, ces raidisseurs sont désignés par le terme « plaques de confinement » dans l'Eurocode 8. Figures 56 et 68.

Règles supplémentaires pour la classe de ductilité DCH

Des armatures transversales doivent être mises en place pour le confinement des éléments de rive mixtes partiellement ou entièrement enrobés. Ces armatures doivent s'étendre sur une distance de $2h$ dans les murs en béton, h étant la largeur de l'élément de rive dans le plan du mur (voir Figures 66 et 67).

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

Murs de contreventement mixtes avec âme d'acier

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

L'analyse de la structure est basée sur les propriétés des matériaux et des sections définies en 14.

On vérifie que : $V_{Rd} \geq V_{Ed}$

V_{Rd} est la résistance à l'effort tranchant donnée par :

$$V_{Rd} = A_{pl} \times f_{yd} / \sqrt{3}$$

f_{yd} est la limite d'élasticité de calcul et A_{pl} l'aire de la section horizontale de la plaque.

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

L'épaisseur minimale du béton est de 200 mm lorsqu'il n'est présent que sur une face et de 100 mm de chaque côté s'il est présent sur les deux faces.

Le pourcentage minimal d'armatures dans les deux directions est de 0,25 %.

Les ouvertures éventuelles dans la plaque en acier doivent être raidies.

18. POTEAUX MIXTES ET OSSATURES EN BÉTON ARMÉ

Définition du problème.

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

Comportement de poteaux mixtes sollicités en compression et flexion.

Définition du problème

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

Le mode de ruine le plus fréquent des ossatures autostables en portique de béton armé est le mécanisme local "d'étage" affectant le rez-de-chaussée du bâtiment. Figure 69. Les raisons des effondrements sont les suivantes :

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

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

La recherche a démontré que des poteaux mixtes en partie basse d'un bâtiment en béton armé contreventé par portique apporte une résistance fiable en cisaillement, flexion et compression. On a défini les critères de dimensionnement suivants :

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

$$N_{Rd} > N_{sd} (\gamma_q G + \gamma_q Q)$$
 avec $\gamma_g = 1$ and $\gamma_q = 0,3$
- la section d'acier doit être capable de se substituer à la section de béton armé déficiente pour la reprise du moment de flexion et du cisaillement :

$$M_{Rd,acier} > M_{Rd,béton armé}$$
 et
$$V_{Rd,acier} > V_{Rd,béton armé}$$

- la section d'acier ne devrait pas modifier la raideur EI du poteau, afin de garder à la structure sa raideur originelle d'ossature en béton armé et d'éviter d'attirer des sollicitations sismiques plus élevées ;
- ces critères doivent être respectés tant pour la flexion d'axe fort que pour la flexion d'axe faible.

On a développé et testé deux conceptions d'ancrage des profils acier à la structure en béton armé : C1 qui s'étend jusqu'à mi hauteur du deuxième niveau et C2 qui est interrompu dans la hauteur de poutre – Figure 70. Les poteaux ont été soumis en essai à une compression de valeur constante et à de la flexion alternée cyclique. Les diagrammes moment de flexion – rotation obtenus montrent que les poteaux mixtes apportent une résistance accrue et bien plus de ductilité que le poteau en béton armé seul – Figure 71.

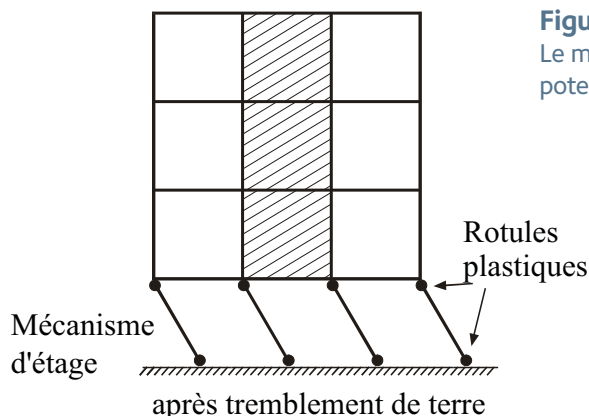


Figure 69

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

Comportement de poteaux mixtes sollicités en compression et flexion

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

- le plein moment résistant mixte est développé ($M_{pl,exp} = M_{pl,thr}$);
- dans les zones dissipatives, la résistance au cisaillement du poteau mixte est égale à celle du profil acier seul;
- la capacité de rotation θ_{comp} du poteau mixte, définie comme la rotation pour laquelle le poteau mixte offre une résistance égale au maximum offert par le poteau en béton armé, est 2 fois supérieure à la capacité de rotation θ_{BA} du poteau en béton armé;
- le poteau mixte résiste en moyenne à 1,5 fois plus de cycles de chargement jusqu'à la fin d'essai (fixée à une perte de résistance de 50 %) ; en moyenne, il dissipe 3 fois plus d'énergie;
- on n'a pas observé d'influence du type d'ancrages (C1 ou C2) sur les résultats, mais cela peut résulter de la qualité élevée du béton et manquer de généralité;
- la raideur des poteaux mixte était pratiquement la même que celle des poteaux en béton armé, comme souhaité;
- l'amélioration apportée par le caractère mixte serait probablement plus élevée encore en cas de mauvais béton; un ancrage de type C1 serait alors préférable.

Des informations détaillées sont fournies dans la référence [12].

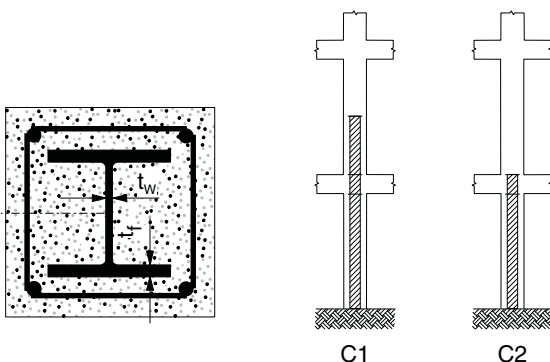
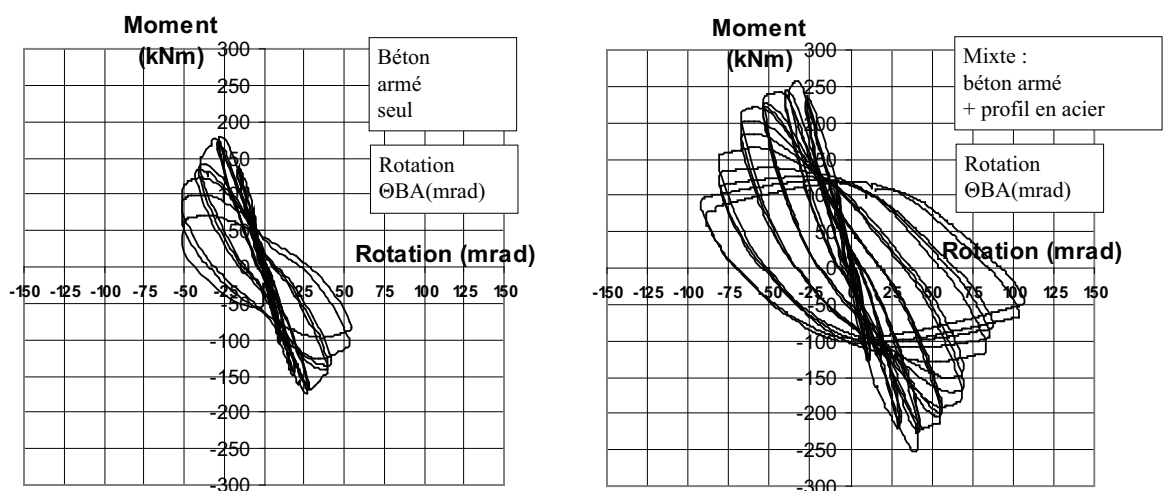


Figure 70

A gauche : la section mixte réalisée.
A droite les ancres de type C1 et C2.

Figure 71
Courbes Moment – Rotation montrant l'amélioration de résistance et de ductilité due au caractère mixte de la section.



19. EXEMPLE DE DIMENSIONNEMENT

Présentation de l'exemple.

Sections de poutre respectant la résistance en flexion et les limites de flèche sous charge gravitaire.

Vérifications Poutres Faibles – Poteaux Forts.

Poteaux intérieurs.

Vérifications en compression.

Poteaux intérieurs.

Résistance plastique flexionnelle au pied. Evaluation de la masse sismique.

Evaluation du cisaillement résultant de calcul par la méthode des "forces latérales".

Charges gravitaire pour la combinaison aux sollicitations sismiques.

Analyse par réponse spectrale et superposition modale. Résultats de l'analyse.

Dimensionnement de l'assemblage poteau – poutre à un joint intérieur dans la ligne X2.

Commentaire sur les options de dimensionnement.

Dimensionnement d'une réduction de section de poutre.

Economie réalisée grâce à la réduction de section de poutre.

Présentation de l'exemple

L'exemple développe le prédimensionnement de l'ossature du bâtiment présenté à la Figure 72. Le but de ce prédimensionnement est d'établir de façon assez directe des dimensions des éléments structuraux proches des dimensions finales. On fait donc des approximations, ainsi qu'il est normal en projet parasismique, car les sollicitations dynamiques sont fonction des raideurs des éléments que précisément l'auteur de projet cherche à établir, de sorte que le processus itératif est impossible à éviter. L'exemple présenté est donc bien un pré-dimensionnement. On peut définir de façon plus raffinée les sections nécessaires des poteaux sur la hauteur du bâtiment et effectuer des analyses tridimensionnelles une fois que le problème a été dégrossi de façon satisfaisante.

L'exemple porte sur une ossature en portiques auto stables. On sait que ce type d'ossature est flexible et que les limitations de déformation en service et de l'effet $P-\Delta$ à l'état limite ultime déterminent souvent les dimensions des éléments.

Pour cette raison, il est sage lors du prédimensionnement de choisir des sections de barres qui satisfont assez largement les critères sous charges gravitaires et de démarrer l'analyse en considérant un coefficient de comportement q inférieur au maximum autorisé par le code de référence. Le maximum est :

$$5 \times \alpha_u / \alpha_1 = 5 \times 1,3 = 6,5$$

De façon à converger rapidement vers des dimensions finale, la valeur de q considérée dans l'analyse sera : $q = 4$.

Le prédimensionnement consiste :

- d'abord à définir des sections minimales de poutres vérifiant les critères de flèche et de résistance sous les charges gravitaires
- ensuite à effectuer de façon itérative les étapes de calcul suivantes, jusqu'à satisfaire tous les critères de dimensionnement.

On peut effectuer l'analyse à l'aide de la méthode de la force latérale ou bien par réponse spectrale et superposition modale.

Si on utilise la méthode de la force latérale, les étapes du calcul sont les suivantes :

- 1) définition des sections de poutres sous charges gravitaires
- 2) définition des sections des poteaux vérifiant la condition « poutres faibles-poteaux forts »
- 3) vérification des sections des poteaux au niveau rez en compression/flambement
- 4) calcul de la masse sismique $(G + \psi_{E1}Q)$ de la structure
- 5) estimation de la période fondamentale de la structure par une formule approchée.
- 6) calcul de la résultante de cisaillement F_b et répartition de F_b en forces d'étage
- 7) analyse statique d'un portique plan sous les forces d'étage amplifiées par un facteur pour tenir compte de la torsion
- 8) analyse statique sous les actions gravitaires du cas sismique $(G + \psi_{E1}Q)$
- 9) vérification du caractère acceptable des effets $P-\Delta$ (paramètre θ) dans la situation sismique (dans laquelle l'action gravitaire est $(G + \psi_{E1}Q)$)
- 10) vérification des limites de déformation horizontales sous tremblement de terre de « service » (une fraction du séisme de calcul, généralement 50%).
- 11) Analyse statique sous charge gravitaire $(G + \psi_{21}Q)$
- 12) Combinaison des sollicitations des pas 7) et charge gravitaire du pas 11).

Si on utilise l'analyse dynamique (réponse spectrale et superposition modale), les étapes 5), 6) et 7) sont remplacées par

5) analyse par réponse spectrale et superposition modale d'une ossature plane afin d'évaluer les sollicitations. On tient compte des sollicitations de torsion en amplifiant le spectre de réponse par le coefficient d'amplification δ défini en 7.

L'analyse par réponse spectrale et superposition modale est une analyse dynamique qui tient compte de plusieurs modes de vibration et permet de les visualiser.

Dans la suite, on utilise la méthode de la force latérale et l'analyse par réponse spectrale et superposition modale, afin de comparer les résultats de ces deux méthodes en termes de période de vibration et de résultante de cisaillement.

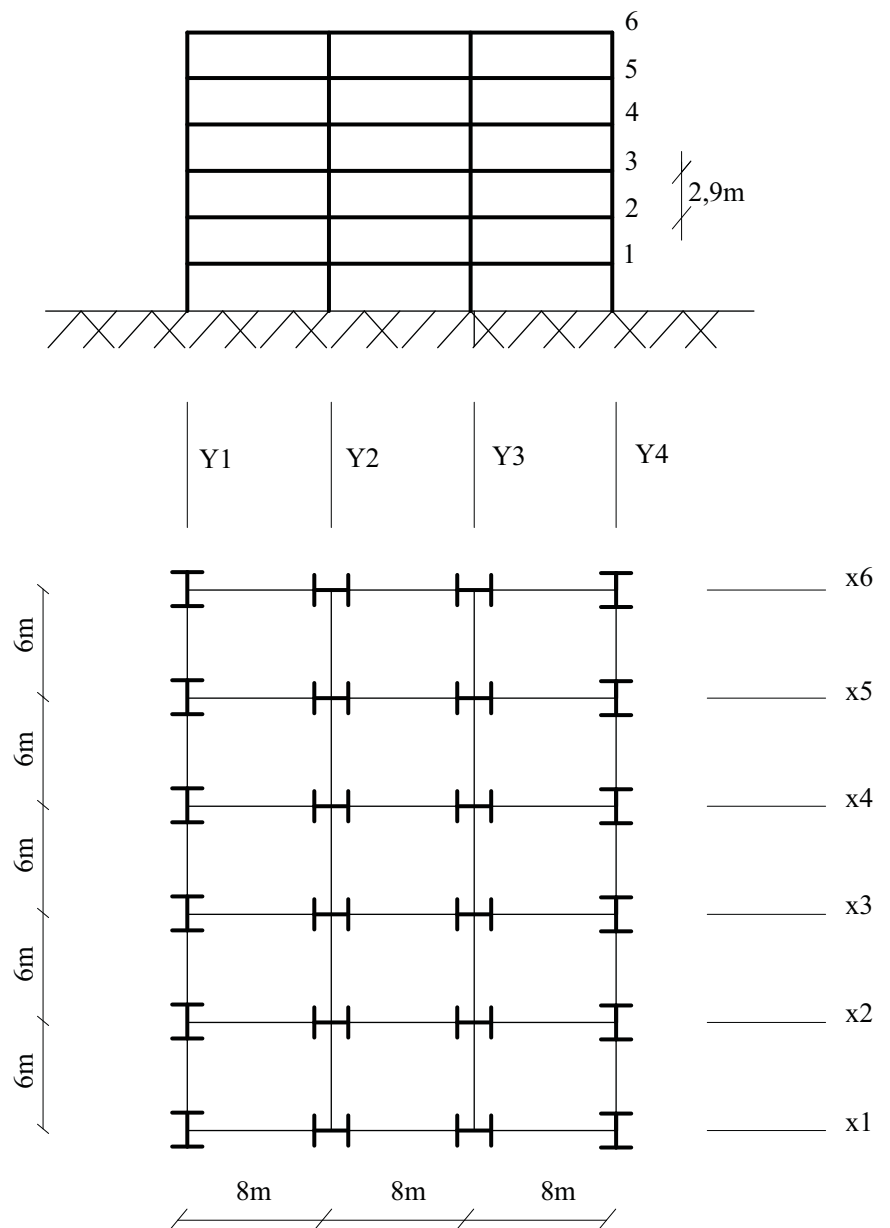
Les données relatives au site et au bâtiment sont :

- Zone sismique: $a_{gR} = 2,0 \text{ m/s}^2$
- Spectre de la zone: type 1
- Sol B $\Rightarrow$ de Eurocode 8: $S = 1,2$
 $T_B = 0,15\text{s}$ $T_C = 0,5\text{s}$ $T_D = 2\text{s}$
- Coefficient de comportement: $q = 4$
- Importance du bâtiment: immeuble de bureau, $\gamma = 1,0 \Rightarrow a_{gRx}\gamma = 2,0 \text{ m/s}^2$
- Charge de service $Q = 3 \text{ kN/m}^2$

Les dimensions du bâtiment sont données à la Figure 72. L'orientation des poteaux est choisie de manière à obtenir:

- un pourcentage similaire de poteau fléchi suivant l'axe faible et l'axe fort dans les directions x et y.
- des poteaux présentant leur axe fort là où c'est le plus nécessaire pour respecter la condition "poutres faibles – poteaux forts" avec les poutres de plus grande hauteur, c'est-à-dire pour la direction x (portées de poutres les plus grandes) aux noeuds intérieurs.

Figure 72
La structure étudiée.



Sections de poutre respectant la résistance en flexion et les limites de flèche sous charge gravitaire

Poutres de direction x. Vérification de flèche.

Les poutres sont supposées encastrées à leurs extrémités. Portée $l = 8\text{m}$.

Le portique dans la file X2 porte une largeur de plancher = 6m

Le poids du plancher est évalué à 500 kg/m^2 , tout inclus.

$G_{\text{plancher}} : 6\text{m} \times 5\text{ kN/m}^2 = 30\text{ kN/m}$

$G_{\text{murs}} : 3\text{ kN/m}$

$Q_{\text{service}} : 6\text{m} \times 3\text{ kN/m}^2 = 18\text{ kN/m}$

$G + Q = 30 + 3 + 18 = 51\text{ kN/m}$

Limite de flèche: $f = l/300$

sous $G + Q = 51\text{ kN/m}$

$f = p l^4 / 384 EI = l/300$

$\Rightarrow I_{\text{requis}} = 300 p l^3 / 384 E = (300 \times 51 \times 8^3) / (384 \times 0,2 \times 10^9) = 10199.10^4\text{ mm}^4$

Section minimum de poutre dans la direction

x: IPE 330 ($I = 11770.10^4\text{ mm}^4$)

Poutres dans la direction x.

Vérification de résistance.

$1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 33 + 1,5 \times 18 = 71,55\text{ kN/m}$

Les poutres sont supposées

encastrées à leurs extrémités:

$M_{Sd} = 71,55 \times 8^2 / 12 = 381\text{ kNm}$

$W_{pl,min} = 381.10^6 / 355 = 1075.10^3\text{ mm}^3$

Section minimum de poutre dans la direction

x: IPE 400 ($W_{pl} = 1702.10^3\text{ mm}^3$)

Poutres dans la direction y.

Vérification de flèche.

Les poutres sont supposées encastrées à leurs extrémités. Portée $l = 6\text{m}$.

Le portique dans la file Y2 porte

une largeur de plancher = 8m

$G_{\text{plancher}} : 8\text{m} \times 5\text{ kN/m}^2 = 40\text{ kN/m}$

$G_{\text{murs}} : 3\text{ kN/m}$

$Q_{\text{service}} : 8\text{m} \times 3\text{ kN/m}^2 = 24\text{ kN/m}$

$G + Q = 67\text{ kN/m}$

Limite de flèche: $l/300$ sous $G + Q = 67\text{ kN/m}$

$f = p l^4 / 384 EI = l/300$

$\Rightarrow I_{\text{requis}} = 300 p l^3 / 384 E$

$= (300 \times 67 \times 6^3) / (384 \times 0,2 \times 10^9) = 5653.10^4\text{ mm}^4$

Section minimum de poutre dans la direction

y: IPE 270 ($I = 5790.10^4\text{ mm}^4$)

Poutres dans la direction y. Vérification de résistance.

$1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 43 + 1,5 \times 24 = 58 + 36 = 94,05\text{ kN/m}$

Les poutres sont supposées encastrées à leurs extrémités: $M_{Sd} = 94,05 \times 6^2 / 12 = 282\text{ kNm}$

$W_{pl,min} = 282.10^6 / 355 = 795.10^3\text{ mm}^3$

Section minimum de poutre dans la direction y: IPE 360 ($W_{pl} = 1019.10^3\text{ mm}^3$)

Conclusion

Pour les charges gravitaires, les sections minima de poutre sont:

- direction x : IPE400 $W_{pl} = 1702.10^3\text{ mm}^3$ $I = 23130.10^4\text{ mm}^4$

- direction y : IPE360 $W_{pl} = 1019.10^3\text{ mm}^3$ $I = 16270.10^4\text{ mm}^4$

Sur base de ces valeurs, on commence les itérations vers des sections de poutres et poteaux satisfaisant tous les critères.

Les calculs présentés correspondent à un ensemble de sections de poutres et poteaux, qui sont ceux obtenus après itérations:

- Poutre dans la direction x: IPE500 $I = 48200.10^4\text{ mm}^4$ $W_{pl} = 2194.10^3\text{ mm}^3$

- Poutre dans la direction y: IPEA450 $I = 29760.10^4\text{ mm}^4$ $W_{pl} = 1494.10^3\text{ mm}^3$

- Poteaux: HE340M: $I_{\text{axe fort}} = I_y = 76370.10^4\text{ mm}^4$ $I_{\text{axe faible}} = I_z = 19710.10^4\text{ mm}^4$

$W_{pl,HE340M,axe fort} = 4718.10^3\text{ mm}^3$ $W_{pl,axe faible} = 1953.10^3\text{ mm}^3$

Vérifications Poutres Faibles – Poteaux Forts

Critère de vérification

« Poutres Faibles – Poteaux Forts » :

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

Dans la suite on désigne le critère par « POFO » (POteaux FOrts).

Le critère

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

peut s'écrire :

$$\sum f_{yd,poteaux} \times W_{pl,poteaux} \\ 1,3 \sum f_{yd,poutres} \times W_{pl,poutres}$$

On décide de réaliser les poutres et les poteaux en acier de nuance S355. Alors, POFO s'écrit:

$$\sum W_{pl,poteaux} \geq 1,3 \sum W_{pl,poutres}$$

A chaque nœud intérieur, il y a 2 poutres (gauche+droite) et 2 poteaux (sup. et inf.) et POFO devient :

$$W_{pl,poteau} \geq 1,3 W_{pl,poutre}$$

Au nœuds extérieurs, il y a 1 poutre et 2 poteaux et POFO s'écrit:

$$2 W_{pl,poteau} \geq 1,3 W_{pl,poutre}$$

Noeud intérieur, ligne Y2.

$$W_{pl,poteau,axe faible} \geq 1,3 W_{pl,IPEA450} \\ - HE340M: W_{pl,axe faible} = 1953.10^3 \text{ mm}^3 \\ > 1,3 \times 1494.10^3 = 1942.10^3 \text{ mm}^3$$

Noeud extérieur, ligne Y2.

Le critère POFO :

$$2 W_{pl,poteau,axe faible} \geq 1,3 W_{pl,IPEA450}$$

est moins exigeant qu'au nœud intérieur et il est donc vérifié.

Ligne Y1.

Les poteaux sont orientés de telle sorte que la résistance en flexion d'axe fort des HE340M intervient, au lieu de l'axe faible ci dessus, de sorte que les critères POFO sont d'office satisfaits.

Noeud intérieur, ligne X2.

$$W_{pl,HE340M,axe fort} = 4718.10^3 \text{ mm}^3 \\ W_{pl,IPE500} \times 1,3 = 2194.10^3 \times 1,3 = 2852.10^3 \text{ mm}^3 \\ 4718.10^3 \text{ mm}^3 > 2852.10^3 \text{ mm}^3 \\ \Rightarrow \text{Condition POFO vérifiée.}$$

Noeud extérieur, ligne X2.

$$\text{Condition POFO: } 2 W_{pl,poteau,axe faible} \geq 1,3 W_{pl,IPE500} \\ 2 W_{pl,HE340M,axe faible} = 1953 \times 2 = 3906.10^3 \text{ mm}^3 > 1,3 W_{pl,IPE500} = 2194.10^3 \times 1,3 = 2852.10^3 \text{ mm}^3 \\ \text{Condition POFO vérifiée.}$$

Conclusion.

Des poutres de section IPE500 dans la direction x et de section IPEA450 dans la direction y vérifient la condition POFO avec des poteaux HE340M orientés comme indiqué à la Figure 72.

Poteaux intérieurs

Vérifications en compression.

Surface rapportée: $8 \times 6 = 48 \text{ m}^2$

Le poids du plancher est, tout compris: 5 kN/m^2 .

$$G_{plancher} = 48 \times 5 = 240 \text{ kN/niveau}$$

$$G_{murs} = (8 + 6) \times 3 = 42 \text{ kN/niveau}$$

$$G_{ossature}: 18,5 \text{ kN / niveau}$$

$$Q = 3 \text{ kN/m}^2 \times 48 = 144 \text{ kN}$$

$$1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 300,5$$

$$+ 1,5 \times 144 = 622 \text{ kN/niveau}$$

Compression en pied des poteaux:

$$6 \times 622 = 3732 \text{ kN}$$

Longueur de flambement approximative:

$$2,9 \text{ m (= hauteur d'étage)}$$

Elancement (profil HE340M, axe faible,

$$i = 79 \text{ mm}): 2900/79 = 36,7$$

Elancement Eulerien λ_E : 76,4 (acier S355)

$$\Rightarrow \text{élancement réduit } \bar{\lambda} = 0,48 \Rightarrow \lambda = 0,85$$

$$A_c = 31580 \text{ mm}^2$$

$$N_{b,Rd} = 0,85 \times 31580 \times 355$$

$$= 9529 \text{ kN} > 3732 \text{ kN}$$

Poteaux intérieurs. Résistance plastique flexionnelle au pied.

Des rotules plastiques peuvent se former en pied des poteaux. Leur résistance doit être évaluée en tenant compte de l'interaction entre l'effort axial et le moment fléchissant, suivant Eurocode 3 (EN1993-1-1 paragraphe 6.2.9.1) dans la situation sismique de calcul. L'effort normal N_{Ed} est trouvé comme la somme des contributions de 6 niveaux :

$$N_{Ed} = G + \psi_{Ei} Q = (300,5 + 0,15 \times 144) \times 6 = 1932 \text{ kN}$$

La valeur $\psi_{Ei} = 0,15$ résulte de $\psi_{Ei} = \varphi \psi_{2i}$ avec $\psi_{2i} = 0,3$ (bureaux) et $\varphi = 0,5$ (niveaux à occupation indépendante). Pour le profil HE340M: $N_{pl,Rd} = f_{yd} \times A = 355 \times 31580 = 11210.103 \text{ N} = 11210 \text{ kN}$

D'où :

$$\begin{aligned} n &= N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0,17 \\ a &= (A - 2b_{tf}) / A = (31580 - 2 \times 309 \times 40) / 31580 = 0,22 > 0,17 (= n) \\ M_{pl,y,Rd} &= f_{yd} \times W_{pl,y,Rd} = 355 \times 4718.103 = 1674,89 \cdot 106 \text{ Nmm} = 1674,89 \text{ kNm} \\ M_{N,y,Rd} &= M_{pl,y,Rd} (1-n) / (1-0,5 a) = 1674,89 \cdot 106 \times (1-0,17) / (1-0,5 \times 0,22) = 1562.106 \text{ Nmm} \\ M_{N,y,Rd} &= 1562 \text{ kNm} \\ \text{As } n < a \Rightarrow M_{N,z,Rd} &= M_{pl,z,Rd} = 355 \times 1953.103 \text{ Nmm} = 693 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$M_{N,y,Rd} = 1562 \text{ kNm}$ and $M_{N,z,Rd} = 693 \text{ kNm}$ sont les moments résistants dont on vérifie en 19.10 qu'ils sont supérieurs aux moments sollicitants considérés pour la vérification des éléments structuraux.

Evaluation de la masse sismique

L'unité de masse est le kg (une masse d'un kg correspond à une force gravitaire de 10N).

Surface totale de plancher à un niveau: $30 \times 24 = 720 \text{ m}^2$

$G_{\text{plancher}} = 500 \text{ kg/m}^2 \times 720 = 360\,000 \text{ kg/niveau}$

Cloisons et façades. Longueur total à un niveau: $30\text{m} \times 4 + 24\text{m} \times 6 = 264 \text{ mct}$

$300 \text{ kg/m} \Rightarrow 79200 \text{ kg / niveau}$

G_{toiture} inclut des équipement, tels que moteur des ascenseurs, conditionnement d'air, réservoir d'eau, etc et on l'estime aussi à égal 79200 kg

G_{ossature} :

poteaux HE340M: $2,9 \text{ m} \times 24 \times 248 \text{ Kg/m} = 17260 \text{ kg}$

poutres IPE500: $8\text{m} \times 3 \times 6 \times 90,7 \text{ Kg/m} = 13060 \text{ kg}$

poutres IPEA450: $30\text{m} \times 4 \times 67,2 \text{ Kg/m} = 8064 \text{ kg}$

total G_{ossature} : 38384 kg/niveau

$\psi_{Ei} \times Q$ (charge de service) = $\psi_{Ei} \times 300 \text{ kg/m}^2 \times 720 \text{ m}^2 = 0,15 \times 300 \times 720 = 32400 \text{ kg /niveau}$

Masse sismique ($G + \psi_{Ei} Q$) d'un niveau: $360000 + 79200 + 38384 + 32400 = 509984 \text{ kg}$

Masse sismique totale $m = G + \psi_{Ei} Q$ du bâtiment (6 niveaux au dessus du sol):

$6 (\text{niveaux}) \times 509984 = 3060.103 \text{ kg}$

Il est intéressant de constater que l'ossature acier représente seulement 7,5 % de la masse sismique totale (et qu'elle pourrait donc être évaluée de façon très approchée dans un prédimensionnement). Au contraire, les planchers représentent 70 % de la masse sismique totale m . Une réduction de poids des planchers par l'utilisation d'un système adéquat serait une façon efficace de réduire la masse sismique m et, en conséquence, les sollicitations sismiques et le coût de l'ossature.

Evaluation du cisaillement résultant de calcul par la méthode des “forces latérales”

On utilise la méthode approchée dite des “forces latérales” (voir 18).

On estime la période fondamentale de la structure à l’aide d’une relation du Tableau 7:

$$T = C_t H^{3/4} \quad C_t = 0,085 \quad H = 6 \times 2,9 \text{ m} = 17,4 \text{ m} \quad \Rightarrow T = 0,085 \times 17,4^{3/4} = 0,72 \text{ s}$$

On calcule la pseudo accélération correspondante $S_d(T)$: $T_C < T < T_D$

$$\Rightarrow S_d(T) = (2,5 \times a_g \times S \times T_C) / (q \times T) = (2,5 \times 2 \times 1,2 \times 0,5) / (4 \times 0,72) = 1,04 \text{ m/s}^2$$

On calcule le cisaillement résultant de calcul F_{bR}

$$F_{bR} = m S_d(T) \lambda = 3060 \cdot 10^3 \times 1,04 \times 0,85 = 2705 \cdot 10^3 \text{ N} = 2705 \text{ kN}$$

F_{bR} est la résultante de cisaillement appliquée au bâtiment dans la direction x (ou y car ici la période T est estimée sur base de la seule hauteur de l’immeuble). Elle correspond une déformée purement translationnelle dans la direction x (ou y).

Dans cet exemple, les calculs sont présentés pour l’ossature dans la direction x. Comme les 6 ossatures planes dans la direction x sont identiques et qu’on suppose les diaphragmes de plancher efficaces, le cisaillement résultant de calcul F_{bX} dans un plan vaut: $F_{bX} = F_{bR} / 6 = 451 \text{ kN}$

On doit ajouter les effets de la torsion à ceux de translation. Dans la structure analysée, à cause de la double symétrie en x et y, le centre de gravité CM et le centre de torsion CR sont tout deux au centre géométrique du bâtiment à chaque niveau, de sorte que seule l’excentricité accidentelle provoque de la torsion. Dans cet exemple, on prend en compte la torsion en amplifiant F_{bX} by $\delta = 1 + 0,6x/L$ comme expliqué en 7.

Dans cette expression, L est la dimension horizontale du bâtiment perpendiculaire au mouvement sismique de direction x (30m), et ‘x’ est la distance du centre de rigidité au plan du portique où on veut évaluer l’effet de la torsion. On trouve l’effet le plus grand pour le plus grand ‘x’, soit $x = 0,5 L$ (15m), de sorte qu’en finale: $\delta = 1 + 0,6 \times 0,5 = 1,3$

Le cisaillement F_{bX} de calcul incluant l’effet de torsion vaut: $F_{bX} = 1,3 \times 451 \text{ kN} = 586 \text{ kN}$

[Note: si le projet final est établi sur base de l’analyse plane décrite, il faut considérer la valeur: $\delta = 1 + 1,2 x/L$ prescrite dans l’Eurocode 8. L’exemple est développé dans la perspective d’une analyse finale 3D dynamique avec superposition modale effectuée pour une ossature où l’approche présentée sert à établir des dimensions raisonnables des sections des poutres et poteaux. On y considère $\delta = (1 + 0,6 x/L)$, valeur proche de la valeur réelle pour des ossatures du type étudié ici].

Définition des forces d’étages.

Comme toutes les masses sismiques sont égales à chaque niveau, la distribution des forces d’étage est triangulaire (Figure 16) et on trouve les forces d’étage par :

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i}{\sum z_j}$$

Le cisaillement résultant de calcul F_{bX} dans le portique X1, effets de torsion inclus, vaut: $F_{bX} = 586 \text{ kN}$

Forces d’étage:

F1= 27,9 kN

F2= 55,8 kN

F3= 83,7 kN

F4= 111,6 kN

F5= 139,5 kN

F6= 167,5 kN

Effets de l’action sismique.

On trouve les sollicitations E engendrée par l’action sismique en effectuant une analyse statique dans laquelle les forces appliquées sont les forces d’étage.

Les résultats sont donnés en 19.11 où on les compare à ceux d’une analyse dynamique.

Charges gravitaire pour la combinaison aux sollicitations sismiques

On vérifie les sections de poutre sous la combinaison gravité – séisme suivante:

$$G + \psi_{2i} Q = G + 0,3 Q$$

$$\psi_{2i} Q = 0,3 Q = 0,3 \times 300 \text{ kg} \times 720 \text{ m}^2 = 64800 \text{ kg /niveau}$$

La masse sismique totale à un niveau est :

$$G + 0,3 Q = 360000 + 79200 + 38384 + 64800 = 542384 \text{ kg}$$

Le portique de la ligne X2 porte 1/5 de cette masse (les lignes X1 et X6 portent chacune 1/10, alors que les lignes X2 à X5 portent chacune 1/5).

La charge $(G + \psi_{2i} Q)$ /m de poutre dans la ligne X2 vaut:

$$542384 / (5 \times 24\text{m}) = 4520 \text{ kg/m}$$

$$G + \psi_{2i} Q = 45,2 \text{ kN/m}$$

Analyse par réponse spectrale et superposition modale

On effectue l'analyse d'un portique dans le plan X1.

La masse sismique $G + \psi_{Ei} Q$ pour un portique est 1/6 de la masse sismique totale du bâtiment.

Comme la longueur de la façade dans la direction x est égale à 24m long et qu'il y a 6 niveaux de poutres, la masse $(G + \psi_{Ei} Q)$ /m de poutre vaut:

$$G + \psi_{Ei} Q = 3060000 / (6 \times 6 \times 24) = 3542 \text{ kg/m}$$

L'accélération de pointe vaut $a_g = 2,0 \text{ m/s}^2$.

On doit ajouter les effets de la torsion à ceux de translation, ce qu'on réalise en amplifiant l'action (le spectre de réponse) par le coefficient $\delta = 1,3$ comme expliqué en 19.1, de sorte que la valeur de a_g considérée dans l'analyse vaut:

$$a_g = 2 \times 1,3 = 2,6 \text{ m/s}^2$$

Résultats de l'analyse

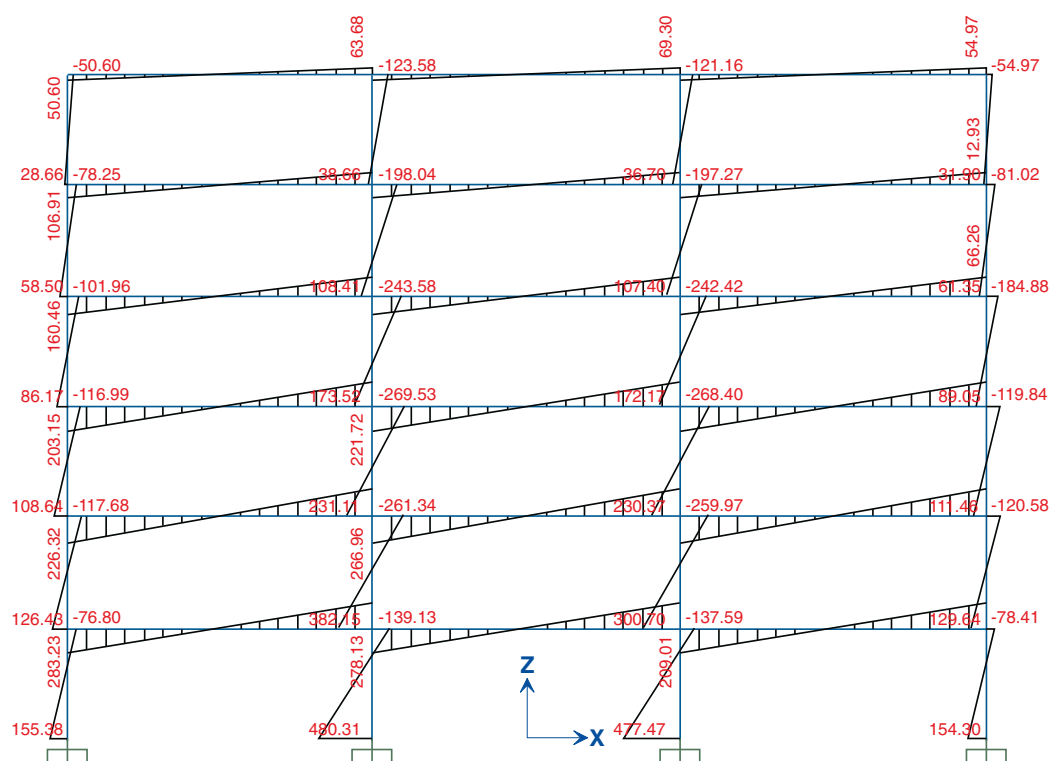
La Figure 73 présente le diagramme des moments de flexion sous séisme trouvé par la méthode des forces latérales. La Figure 74 présente le diagramme des moments de flexion sous séisme trouvé par l'analyse dynamique (réponse spectrale –superposition modale). A cause de la moyenne quadratique qui y est pratiquée pour combiner les modes (SRSS=Square Root of the Sum of the Square), toutes les sollicitations, comme par exemple les moments de flexion, sont définies positives.

Le diagramme de la Figure 73 donne une image plus réaliste de la réalité à un instant donné, avec des moments en bout de poutre de signe opposé. En fait les moments de flexion sont alternativement positifs et négatifs en raison du renversement de signe des mouvements sismiques.

Les sollicitations trouvées par l'analyse dynamique sont plus faibles que celles issues de l'analyse sous des forces latérales. Ceci résulte de l'évaluation correcte des périodes dans l'analyse dynamique: on trouve $T_1 = 1,17$ s pour le 1er mode, ce qui est supérieur à 0,72 s considéré pour établir les forces latérales (voir 12.8) et on sait qu'une pseudo accélération $S_d(T)$ plus petite correspond à une période T_1 plus grande, si $T_1 > T_C$ (voir spectre de calcul Eurocode 8). L'analyse dynamique montre aussi que la masse associée au 1er mode est égale à 82,7 % de la masse sismique totale m . La période du 2e mode vaut: $T_2 = 0,368$ s et la masse associée au 2e mode est égale à 10,4 % de la masse sismique totale m . Les Figures 75 et 76 présentent les déformées des modes 1 et 2.

Figure 73

Diagramme des moments de flexion sous tremblements de terre obtenu par la méthode des forces latérales. Unité: kNm.



On donne aux Tableaux 18 et 19 les détails des vérifications relatives à la limitation de l'effet $P-\Delta$ à la fois avec les résultats de l'analyse par la méthode des forces latérales et de l'analyse dynamique. On donne dans ces Tableaux les résultantes horizontales de cisaillement trouvées par ces 2 méthodes: 586,0 kN (forces latérales, pour un portique) et 396,2 kN (réponse dynamique).

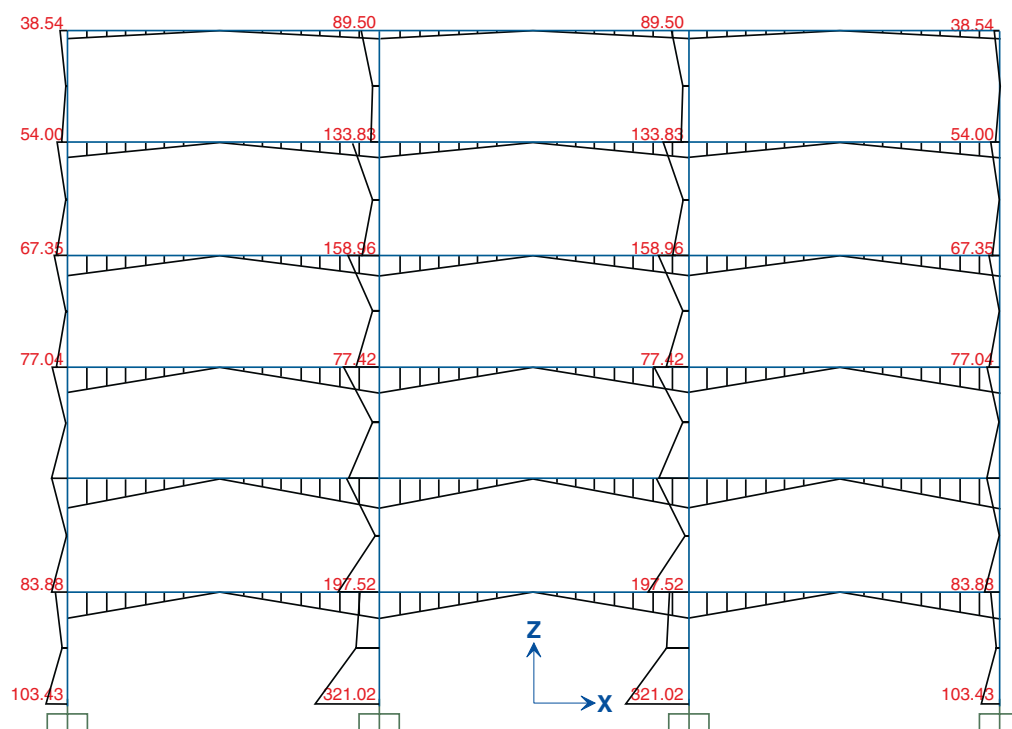
On peut noter que la valeur du paramètre θ n'est pas très différente d'une analyse à l'autre.

θ est $\leq 0,1$ aux niveaux 1, 4, 5 et 6.

On doit amplifier les moments de flexion et les autres sollicitations aux niveaux 2 et 3 par un facteur $1/(1 - \theta)$, soit par 1,16 au niveau 2 et par 1,13 au niveau 3.

Figure 74

Diagramme des moments de flexion sous tremblement de terre obtenu par l'analyse dynamique. Unité: kNm.



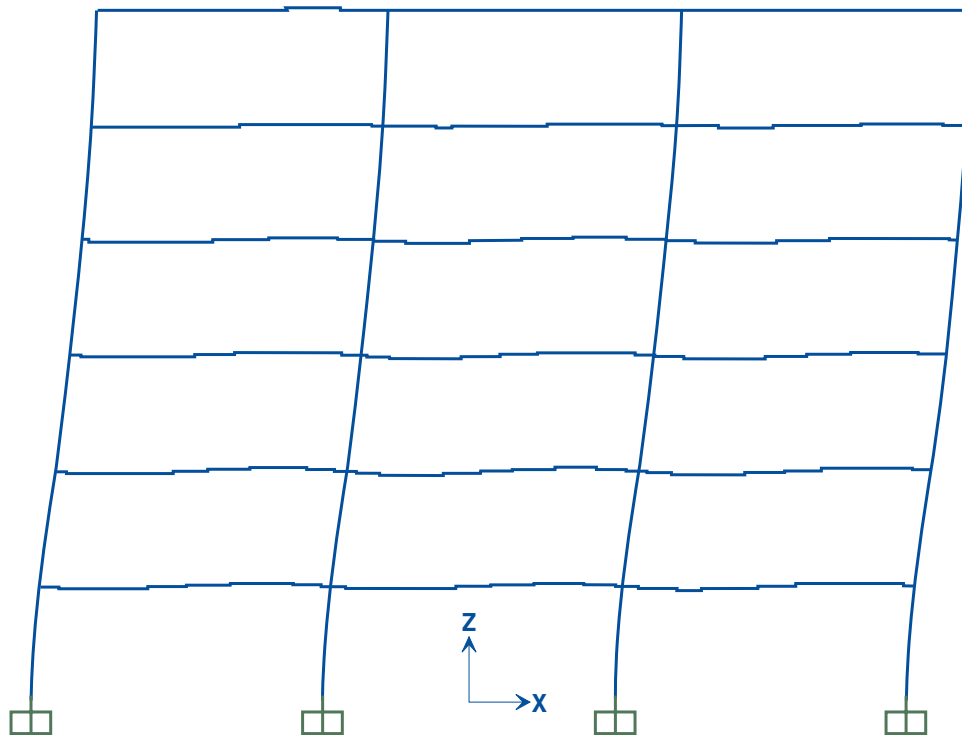


Figure 75
Déformée vibratoire
du mode 1 (sans échelle)

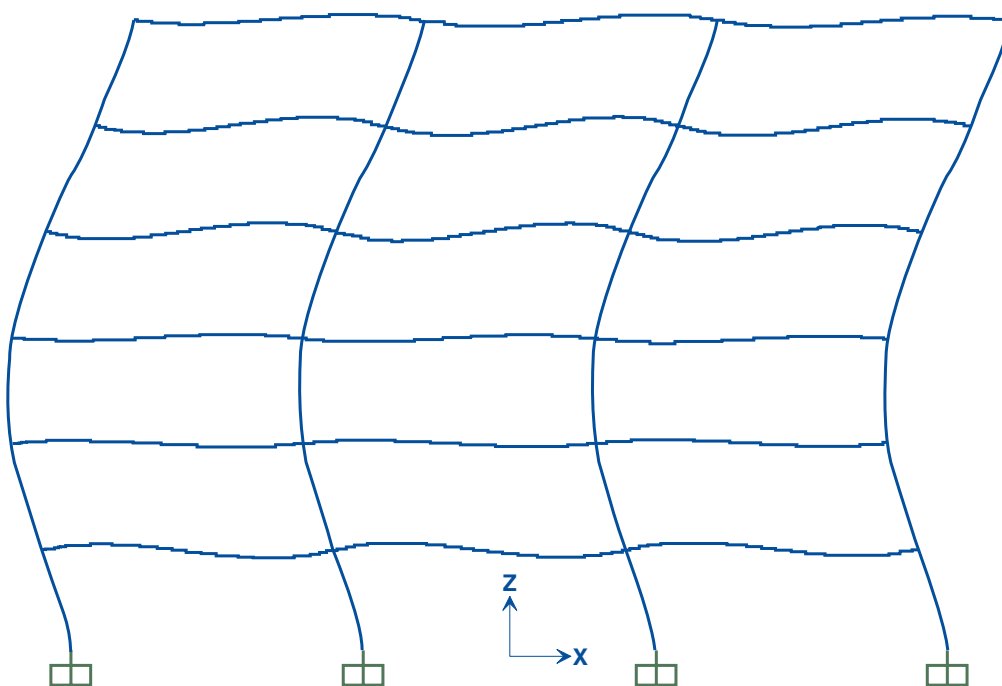


Figure 76
Déformée vibratoire
du mode 2 (sans échelle)

On montre à la Figure 77 les moments de flexion sous la combinaison utilisée pour la vérification des éléments structuraux:

$E + G + \psi_{2i} Q$ (le moments sont ceux établis par la méthode des forces latérales).

Le moment maximum dans les poutres est observé au niveau 2: 509,8 kNm

Ce qui donne après amplification par $1/(1-\theta)$:
 $1,16 \times 509,8 = 591,4$ kNm

Les poutres sont des IPE500 :

$M_{pl,Rd} = 2194.10^3 \times 355 =$
 $778,9$ kNm $> 591,4$ kNm

Le moment maximum dans les poteaux intérieurs vaut: 427 kNm. Cette valeur est trouvée en pied de poteau; les moments aux niveaux 1 et 2 sont inférieurs à cette valeur, même en tenant compte de l'amplification par $1/(1-\theta)$.

Les poteaux intérieurs sont des HE340M qui présentent leur axe fort et on vérifie:

$M_{pl,Rd} = 4718.10^3 \times 355 =$
 $1674,9$ kNm > 427 kNm

Le moment maximum dans un poteau extérieur vaut 195,2 kNm, à la base du poteau; les moments aux niveaux 1 et 2 sont plus petits, même après amplification par $1/(1-\theta)$.

Les poteaux extérieurs sont des HE340M qui présentent leur axe faible et on vérifie:

$M_{pl,Rd} = 1953.10^3 \times 355 =$
 $693,3$ kNm $> 195,2$ kNm

Les vérifications sous séisme de service, qui est considéré comme la moitié du séisme de calcul, ne pose pas de problème.

Les déplacements relatifs entre étages D_s valent la moitié de ceux repris aux Tableaux 18 ou 19, avec pour maximum:

$D_s = 0,5 \times 0,054 \times 1/(1-\theta) = 0,031$ m

$D_s / h = 0,031 \text{ m} / 2,9 = 0,0108 = 1,1 \%$

Cette valeur est acceptable si les cloisons et remplissages sont indépendants de l'ossature.

Figure 77
 Diagramme des moments de flexion sous la combinaison utilisée pour la vérification des éléments structuraux: $E + G + \psi_{2i} Q$. Unité: kNm.

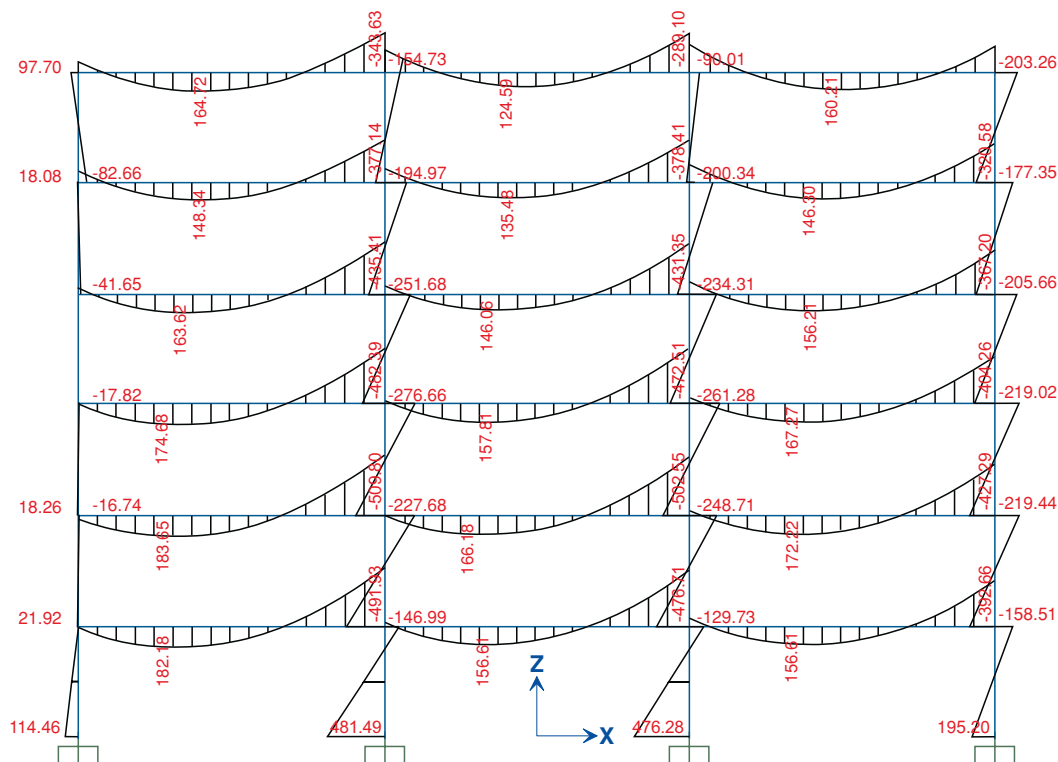


Tableau 18

Résultats de l'analyse par la méthode des forces latérales.

Méthode des forces latérales					$= E_s + G + \psi_{Ei} \cdot Q$				$G + \psi_{Ei} \cdot Q = 35,42 \text{ kN/m}$					
Niveau	Déplacement absolu du niveau :		Déplacement relatif entre étages ($d_i - d_{i-1}$):		Force d'étage au niveau E_i :		Cisaillement au niveau E_i :		Charge gravitaire résultante au niveau E_i :		Hauteur d'étage E_i :		Coefficient de sensibilité à effet $P-\Delta$ ($E_i - E_{i-1}$):	
	$d_i [\text{m}]$		$d_r [\text{m}]$		$V_i [\text{kN}]$		$V_{tot} [\text{kN}]$		$P_{tot} [\text{kN}]$		$h_i [\text{m}]$		θ	
E_0	d_0	0	d_{r0}											
E_1	d_1	0,033	d_{r1}	0,033	V_1	27,9	$V_{tot 1}$	586,0	$P_{tot 1}$	5100	h_1	2,9	θ_1	0,100
E_2	d_2	0,087	d_{r2}	0,054	V_2	55,8	$V_{tot 2}$	558,1	$P_{tot 2}$	4250	h_2	2,9	θ_2	0,141
E_3	d_3	0,139	d_{r3}	0,052	V_3	83,7	$V_{tot 3}$	502,3	$P_{tot 3}$	3400	h_3	2,9	θ_3	0,122
E_4	d_4	0,184	d_{r4}	0,044	V_4	111,6	$V_{tot 4}$	418,6	$P_{tot 4}$	2550	h_4	2,9	θ_4	0,093
E_5	d_5	0,216	d_{r5}	0,033	V_5	139,5	$V_{tot 5}$	307,0	$P_{tot 5}$	1700	h_5	2,9	θ_5	0,062
E_6	d_6	0,238	d_{r6}	0,021	V_6	167,5	$V_{tot 6}$	167,5	$P_{tot 6}$	850	h_6	2,9	θ_6	0,037
Coefficient de comportement :					$q = 4$				$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$					

Tableau 19

Results from the modal superposition analysis.

Analyse dynamique. Superposition modale					$= E_s + G + \psi_{Ei} \cdot Q$				$G + \psi_{Ei} \cdot Q = 35,42 \text{ kN/m}$					
Niveau	Déplacement absolu du niveau :		Déplacement relatif entre étages ($d_i - d_{i-1}$):		Force d'étage au niveau E_i :		Cisaillement au niveau E_i :		Charge gravitaire résultante au niveau E_i :		Hauteur d'étage E_i :		Coefficient de sensibilité à effet $P-\Delta$ ($E_i - E_{i-1}$):	
	$d_i [\text{m}]$		$d_r [\text{m}]$		$V_i [\text{kN}]$		$V_{tot} [\text{kN}]$		$P_{tot} [\text{kN}]$		$h_i [\text{m}]$		θ	
E_0	d_0	0	d_{r0}											
E_1	d_1	0,022	d_{r1}	0,022	V_1	26,6	$V_{tot 1}$	396,2	$P_{tot 1}$	5100	h_1	2,9	θ_1	0,099
E_2	d_2	0,057	d_{r2}	0,035	V_2	42,9	$V_{tot 2}$	369,7	$P_{tot 2}$	4250	h_2	2,9	θ_2	0,137
E_3	d_3	0,090	d_{r3}	0,033	V_3	50,0	$V_{tot 3}$	326,8	$P_{tot 3}$	3400	h_3	2,9	θ_3	0,118
E_4	d_4	0,117	d_{r4}	0,027	V_4	61,1	$V_{tot 4}$	276,7	$P_{tot 4}$	2550	h_4	2,9	θ_4	0,086
E_5	d_5	0,137	d_{r5}	0,020	V_5	85,0	$V_{tot 5}$	215,6	$P_{tot 5}$	1700	h_5	2,9	θ_5	0,054
E_6	d_6	0,148	d_{r6}	0,012	V_6	130,6	$V_{tot 6}$	130,6	$P_{tot 6}$	850	h_6	2,9	θ_6	0,027
Coefficient de comportement :					$q = 4$				$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$					

Dimensionnement de l'assemblage poteau – poutre à un joint intérieur dans la ligne X2

Le joint dans la ligne X2 assemble une poutre IPE500 à un poteau HE340M. Les deux profils sont de nuance S355. On choisit au Tableau 9 un assemblage adéquat pour la classe de ductilité DCH. Il s'agit d'un assemblage avec platine d'extrémité du type présenté à la Figure 36: la platine débordante est soudée à la poutre en atelier et l'assemblage sur site est boulonné. La conception prend en compte l'existence d'un assemblage dans la ligne Y2, qu'on réalise de façon similaire: une platine débordante est soudée à la poutre IPEA450 à l'atelier et boulonnée sur site aux ailes du poteau. Figure 78 et 79. Ci après, on présente seulement les vérifications pour l'assemblage dans la ligne X2.

Moment et effort tranchant de calcul à l'assemblage de la poutre IPE500.

Le moment et l'effort tranchant de calcul se réfère à une situation de calcul dans laquelle des rotule plastiques (flexionnelles) sont formées en bout de toutes les poutres dans la ligne X2, à tous les niveaux. Les valeurs de calcul sont établies en tenant compte que la limite élastique réelle des poutres est probablement supérieure à la valeur nominale $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, ce qui est pris en compte par le facteur γ_{ov} et un coefficient de sécurité partielle égal à 1,1:

$$M_{Rd,assemblage} \geq 1,1 \gamma_{ov} M_{pl,Rd,poutre} = 1,1 \times 1,25 \times 778,9 = 1071 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed,E} = 2 M_{pl,Rd,poutre} / l = 2 \times 778,9 / 8 = 194,7 \text{ kN}$$

On trouve $V_{Ed,G}$ sous l'application de $G + \psi_{2i} Q$ (= 45,2 kN/m, voir plus haut)

$$V_{Ed,G} = 0,5 \times 8 \times 45,2 = 180,8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,assemblage} \geq 180,8 + 1,1 \times 1,25 \times 194,7 = 448,5 \text{ kN}$$

On effectue un dimensionnement selon l'Eurocode 3 (EN1993-1-8), sur base de ces valeurs de calcul du moment et de l'effort tranchant, en tenant compte de règles spécifiques à l'Eurocode 8 (EN1998-1:2004) qui ont été expliquées en 6, 8 et 9.

Soudure entre platines et poutres

Des soudures bout à bout avec une préparation et une exécution adéquate (chanfrein en V, soudage avec reprise au dos) satisfont le critère de surdimensionnement des assemblages et aucun calcul n'est nécessaire.

Boulons

Le moment de calcul $M_{Rd,assemblage}$ est transmis par 4 rangées de 2 boulons M36 de nuance 10.9.

Dans la rangée 1:

$$h_r = 500 - 16 + 70 = 554 \text{ mm.}$$

Dans la rangée 2:

$$h_r = 500 - 16 - 70 = 414 \text{ mm.}$$

La résistance $F_{tr,Rd}$ d'un boulon

M36, 10.9 en traction vaut:

$$F_{tr,Rd} = 0,9 f_u A_s / \gamma_{M2} = 0,9 \times 1000 \times 817 / 1,25 = 735,3 \text{ kN} / 1,25 = 588,2 \text{ kN}$$

$$M_{Rd,assemblage} = (554 + 414) \times 2 \times 588,2 = 1138.10^3 \text{ kNm} = 1138 \text{ kNm} > 1071 \text{ kNm}$$

Le cisaillement est repris par 6 boulons M20 de nuance 10.9 placés de part et d'autre de l'âme et calculé pour assurer la totalité du transfert de cisaillement. Résistance de calcul des boulons en cisaillement: $6 \times 122,5 / 1,25 = 588 \text{ kN} > 448,5 \text{ kN}$

Résistance à la pression diamétrale de la platine (épaisseur 40 mm, voir plus loin):

$$V_{Rd,plate} = (6 \times 193 \times 40) / (10 \times 1,25) = 3705 \text{ kN} > 448,5 \text{ kN}$$

Platine d'extrémité de poutre

La traction totale de calcul $F_{tr,Rd}$ appliquée par une aile de poutre à la platine vaut:

$$F_{tr,Rd} = M_{Rd} / (500 - 16) = 1071.10^3 / 484 = 2213 \text{ kN}$$

L'équation des travaux virtuels sur laquelle est basée le dimensionnement des platines d'extrémité dans l'EN1993-1-8 indique:

$$4 M_{pl,1,Rd} \times \theta = F_{tr,Rd} \times \theta \times m$$

θ est la rotation dans une ligne de flexion plastique qui s'étend sur la largeur de 300 mm de la platine (cette ligne est horizontale);

$M_{pl,1,Rd}$ est le moment plastique développé le long de cette ligne de plastification; 4 est le nombre de ligne développée quand l'effet de levier dans le boulon est accepté (Figure 80); m est la distance entre l'axe du boulon et la surface de l'aile, soit 70 mm (voir Figure 79).

Si on veut que la rotule plastique se forme dans la poutre et non dans la platine, il faut:

$$4 M_{pl,1,Rd} \times \theta > F_{tr,Rd} \times \theta \times m$$

$$M_{pl,1,Rd} = (I_{eff} \times t^2 \times f_y) / 4 \gamma_{MO}$$

$$I_{eff} = 300 \text{ mm}$$

$$\gamma_{MO} = 1,0$$

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$(4 \times 300 \times t^2 \times 355) / 4 = 2213.10^3 \times 70$$

On en déduit qu'il faut, au minimum:

$$t = 38,1 \text{ mm as minimum} \Rightarrow t = 40 \text{ mm}$$

Remarque

Comme on observe que:

- l'épaisseur t_f de l'aile du poteau est aussi égale à 40 mm
- la distance à l'âme du poteau est égale à : $(150/2) - (t_w/2) = 75 - 21/2 = 64,5 \text{ mm} < 70 \text{ mm}$
- la longueur d'une ligne de plastification dans l'aile du poteau est égale à : $(70 + 16 + 70) + (2 \times 70) = 296 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$

On conclut que l'aile du poteau possède la résistance requise pour transmettre la traction en provenance de l'assemblage sans qu'il y ait nécessité de raidisseurs transversaux.

Vérification de la résistance de la platine d'extrémité de poutre et de l'âme du poteau au poinçonnement

La résistance $B_{p,Rd}$ de la platine d'extrémité de poutre et de l'âme du poteau au poinçonnement par un boulon doivent être supérieures à la force de traction $F_{tr,Rd}$ appliquée par un boulon: $B_{p,Rd} > F_{tr,Rd}$
La vérification est la même pour la platine d'extrémité et pour l'âme du poteau, car elles ont même épaisseur (40 mm) et même limite élastique (355 N/mm²).

$$F_{tr,Rd} = 2213 / 4 = 553 \text{ kN}$$

On calcule $B_{p,Rd}$ comme la résistance au cisaillement correspondent à l'extraction d'un cylindre de diamètre d_m de la tête du boulon (58 mm pour un boulon M36) et d'épaisseur égale à l'épaisseur t_p du plat (40 mm):
 $B_{p,Rd} = 0,6 \times 3,14 \times 58 \times 40 \times 500 / 1,25 = 2185.103 \text{ N} = 2185 \text{ kN} > 553 \text{ kN}$

Vérification de la résistance du panneau d'âme du poteau

Dans la situation de calcul, les rotules plastiques sont formées dans les sections de poutres adjacentes au poteau, à gauche et à droite de ce dernier. Le cisaillement horizontal de calcul $V_{wp,Ed}$ dans le panneau est égal à:

$$V_{wp,Ed} = M_{pl,Rd, \text{left}} / (d_{\text{left}} - 2t_{f,\text{left}}) + M_{pl,Rd, \text{right}} / (d_{\text{right}} - 2t_{f,\text{right}}) + V_{sd,c},$$

on trouve:

$$V = 2 \times 1071.10^3 / (377 - 2 \times 40) = 7212 \text{ kN}$$

$$V_{wb,Rd} = (0,9 f_y A_{wc}) / (\sqrt{3} \times \gamma_{MO}) = (0,9 \times 355 \times 9893) / (\sqrt{3} \times 1,0) = 1824.10^3 \text{ N}$$

$$V_{wb,Rd} = 1824 \text{ kN} << 7212 \text{ kN}$$

Il est donc nécessaire d'augmenter la section résistant au cisaillement. On réalise cette augmentation au moyen de plats additionnels qui devront apporter une résistance additionnelle égale à: $7212 - 1824 = 5388 \text{ kN}$

Ceci correspond à une augmentation d'aire cisailée égale à: $(5388.10^3 \sqrt{3}) / (355 \times 0,9) = 29209 \text{ mm}^2$

Comme le dimensionnement de l'assemblage des poutres orientées selon Y conduit à 2 plats de 297 mm de long, on conclut que leur épaisseur doit valoir: $29209 / (2 \times 297) = 49,2 \text{ mm} \Rightarrow 50 \text{ mm}$ (voir Figure 78).

Vérification de la résistance du panneau d'âme à la compression transversale

On se réfère à 6.2.6.2 de EN1993-1-8.

$$F_{c,wc,Rd} = \omega k_{wc} b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc} / \gamma_{MO}$$

On effectue une vérification en:

- fixant ω et k_{wc} égaux à 1 et en considérant $b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 5(t_{fc} + s) = 16 + 5(40 + 27) = 351 \text{ mm}$ (soit 2 hypothèses du côté de la sécurité)
- retenant $\gamma_{MO} = 1,0$
- ignorant les plats d'assemblage des poutres de direction Y

$$F_{c,wc,Rd} = 351 \times 21 \times 355 = 2616.10^3$$

$$N = 2616 \text{ kN} > F_{tr,Rd} = 2213 \text{ kN}$$

La condition est satisfaite; elle le serait plus encore si on tenait compte des plats d'assemblage des poutres de direction Y:

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 5(t_{fc} + s) = 16 + 5(40 + 27 + 40 + 40) = 751 \text{ mm}$$

Vérification de la résistance du panneau d'âme à la traction transversale

On se réfère à 6.2.6.3 de EN1993-1-8.

$$F_{c,wc,Rd} = \omega b_{eff,c,wc} t_{wc} f_{y,wc} / \gamma_{MO}$$

La vérification est identique à la précédente et donc satisfaite.

Commentaire sur les options de dimensionnement

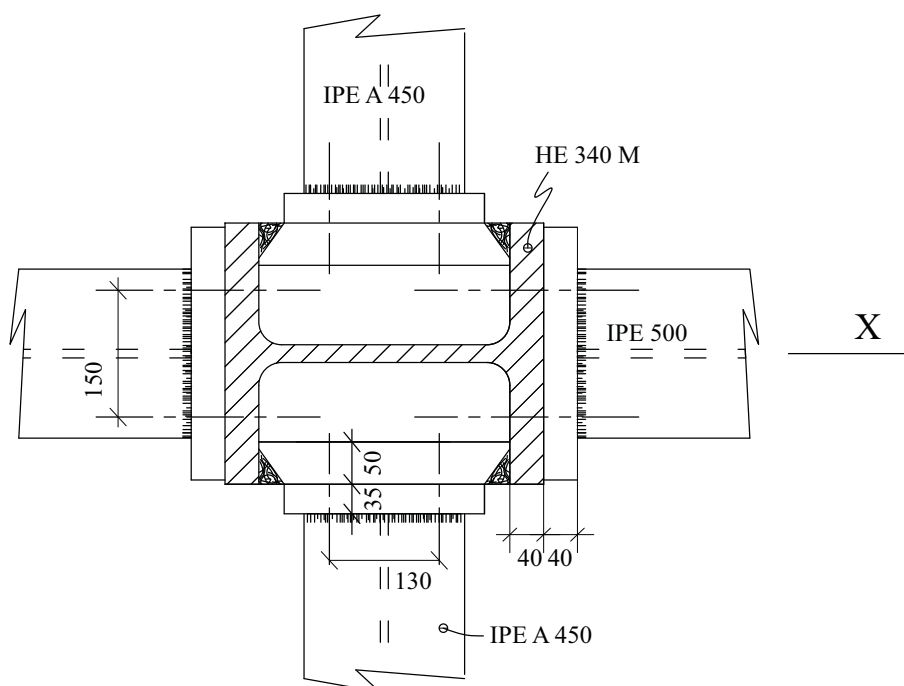
Le dimensionnement des ossatures en portique présenté de 19.2 à 19.11 est conditionné par le respect des limites de déformation: limitation de l'effet $P-\Delta$ sous séisme de calcul et du déplacement relatif sous séisme de service. Il résulte de ceci que les sections de poutres sont surabondantes par rapport à la résistance strictement nécessaire pour la résistance sismique: $M_{pl,Rd} = 778,9 \text{ kNm} > M_{Ed} = 591,4 \text{ kNm}$ à l'endroit où la sollicitation de calcul est la plus élevée.

Pratiquer une redistribution de moments (voir 10.) n'aiderait pas, car elle conduirait à de plus petites sections de poutres et une flexibilité accrue inacceptable.

Par contre, une réduction des sections de poutres dans le voisinage des assemblages d'extrémité est envisageable (voir les Figures 33 et 38). Cette réduction ne modifierait que de quelques % la raideur de la structure et celle-ci respecterait encore les limitations de déformations. Mieux, la réduction de section des poutres permettrait une réduction profitable des moments (et cisaillement) de calcul des assemblages poutre – poteau : aux nœuds intérieurs, le moment plastique $M_{pl,Rd}$ des poutres IPE500 pourrait être réduit dans le rapport $778,9/591,4 = 1,32$, soit 32% de réduction. Pratiquer des réductions de largeurs des ailes de poutres permettrait ainsi de réduire les diamètres nécessaires des boulons et l'épaisseur des platines d'extrémité. Dans les assemblages des poutres aux poteaux de façade, où les poutres IPE500 sont assemblées à des poteaux fléchis suivant l'axe faible, le gain serait plus important encore, puisque M_{Ed} vaut au maximum 481 kNm, de sorte que le rapport de réduction ratio pourrait atteindre 1,61, soit 61% de réduction.

Figure 78

Vue en plan de l'assemblage poutre – poteau à un nœud intérieur.



Une autre option de projet pourrait être considérée afin de réduire les coûts de fabrication et de montage: la réalisation de liaisons de type « rotule » au poteau présentant l'axe faible simplifierait grandement le nœud poteau – poutre en X – poutre en Y. Mais ceci demanderait de compenser la flexibilité apportée en utilisant des sections de poutres et poteaux plus massives. Enfin, il pourrait se révéler intéressant de réduire le nombre des portiques participant à l'ossature primaire de résistance aux séismes. Ainsi, on pourrait attribuer aux portiques des lignes Y1 et Y4 la mission de résistance dans la direction Y et aux portiques des lignes X1, X4 et X6 la mission de résistance dans la direction X. Alors, des poutres et des assemblages réduits seraient possibles dans les autres lignes, soit Y2, Y3, X2, X3, X5, X6.

Figure 80
Mécanisme de déformation plastique
de la platine d'about de la poutre IPE500.

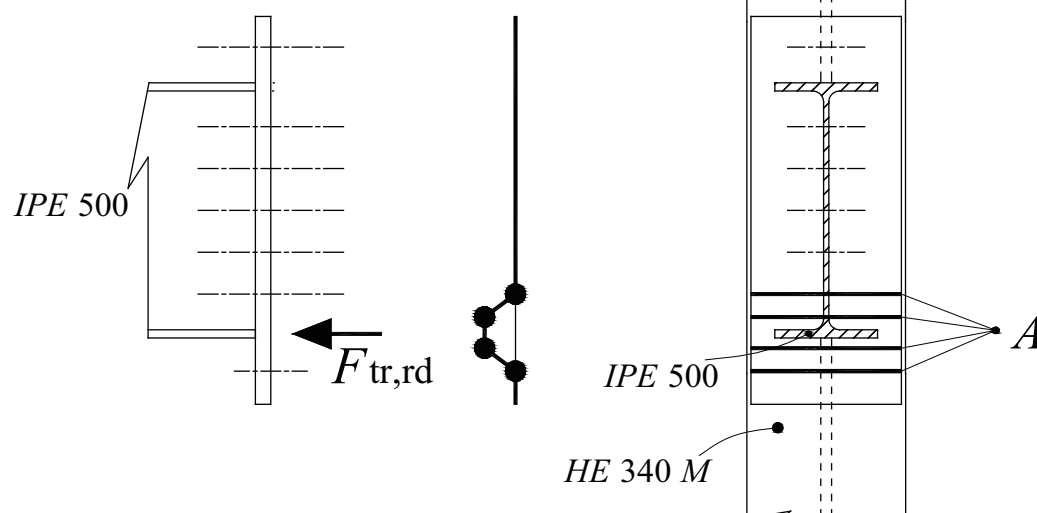
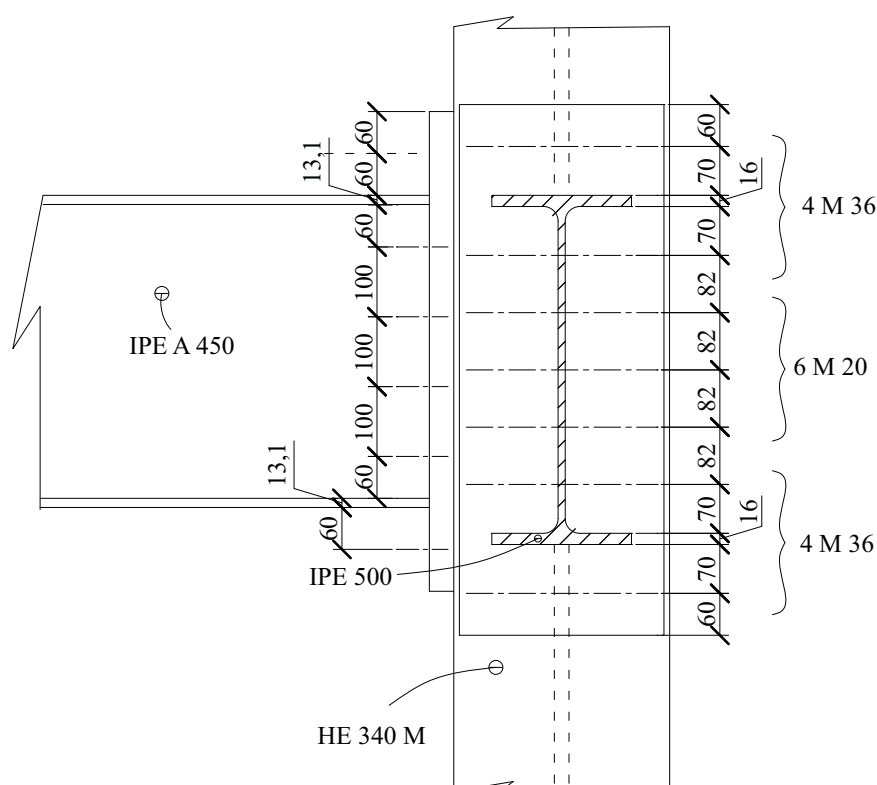


Figure 79
Vue en élévation de l'assemblage poutre – poteau à un nœud de façade.



Dimensionnement d'une réduction de section de poutre

Objectif

L'analyse a indiqué un moment de flexion maximum égal à 591,4 kNm dans les poutres IPE500 de direction X sous combinaison sismique $E + G + \psi_{2i}Q$. Comme mentionné en 19.12, la marge de sécurité sur la résistance est égale à: $778,9 : 591,4 = 1,32$. L'objectif du dimensionnement d'une réduction de section de poutre est de limiter le moment en bout de poutre à environ 591,4 kNm.

On pourrait, en principe réaliser cette condition en pratiquant la réduction de largeur d'aile dans la section d'assemblage de la poutre au Poteau, mais l'expérience a démontré qu'il est préférable pour la ductilité de disposer la réduction de section à quelque distance de l'extrémité de la poutre. A cet endroit toutefois, le moment limite a une valeur un peu différente de 591,4 kNm et il faut la calculer. Figure 40. De plus, le moment de calcul est influencé par l'accroissement général de flexibilité apporté à l'ossature par les réductions de section pratiquées. Evaluons d'abord le moment de calcul dans la section réduite en tenant compte de ces deux éléments.

Influence de l'accroissement de flexibilité dû à la réduction de section

La réduction de section accroît la flexibilité et le déplacement horizontal de 7% environ (voir [6] [7]), ce qui entraîne une augmentation de θ également de 7%. Il en résulte que les coefficients d'amplification $1 / (1 - \theta)$ donnés au Tableau 19 doivent être recalculés en considérant les nouvelles valeurs de θ , comme indiqué au Tableau 20.

Dans le dimensionnement, on ne considère que la valeur la plus pénalisante de $1 / (1 - \theta)$, soit 1,17, car toutes les réductions de sections seront identiques en dimension à tous les niveaux. Le moment maximum appliqué en bout de poutres sous la combinaison $E + G + \psi_{2i}Q$ sans considérer le coefficient d'amplification $1 / (1 - \theta)$ était 509,8 kNm (niveau 2, travée de gauche, Figure 77). Si on pratique des réductions de sections de poutres, le moment maximum est amplifié par 1,17 à cause de l'augmentation de flexibilité: $1,17 \times 509,8 = 596,5$ kNm

On peut voir que ce résultat n'est pas très différent de la valeur sans réduction de section, soit (591,4 kN).

Influence de la distance entre la réduction de section et l'assemblage

Pour tenir compte du fait que la réduction de section est pratiquée à une certaine distance de l'assemblage, on doit choisir des dimensions qui respectent les recommandations données en 10. Considérons:

$$a = 0,5 \times b = 0,5 \times 200 = 100 \text{ mm}$$

$$s = 0,65 \times d = 0,65 \times 500 = 325 \text{ mm}$$

La distance de la réduction de section à l'aile du poteau est $a + s/2$

$$a + s/2 = 162,5 + 100 = 262,5 \text{ mm}$$

A l'extrémité de la poutre où on atteint le moment de flexion maximum, on peut approximer le diagramme des moments par une droite entre l'extrémité de la poutre et le 1/3 de la portée, de sorte que le moment de calcul dans la section réduite est calculé comme suit:

$$1/3 \text{ portée} = 8000 / 3 = 2666 \text{ mm}$$

$$M_{d,RBS} = 596,5 \times (2666 - 262,5) / 2666 = 537 \text{ kNm}$$

Table 20
Nouvelles valeurs du coefficient d'amplification $1 / (1 - \theta)$.

Niveau	Coefficient θ de sensibilité au déplacement relatif entre étages		Coefficient d'amplification $1 / (1 - \theta)$
	sans RBS	avec RBS	avec RBS
1	0,099	0,105	1,11
2	0,137	0,147	1,17
3	0,118	0,126	1,14
4	0,086	0,092	1
5	0,054	0,057	1
6	0,027	0,028	1

Définition de la découpe à la réduction de section

Il convient de choisir la réduction de section dans l'intervalle $c = 0,20 b$ à $0,25 b$

Considérons $c = 0,22b = 0,22 \times 200 = 44 \text{ mm}$.

Le moment plastique du IPE500 sans découpe vaut:

$$W_{pl,yf_y} = 2194.10^3 \times 355 = 778.10^6 \text{ Nmm}$$

Ce résultat est obtenu comme l'addition de:

$$\text{Moment des ailes: } b t_f f_y (d - t_p) = 16 \times 200 \times 355 (500 - 16) = 549.10^6 \text{ Nmm}$$

$$\text{Moment de l'âme: } t_w f_y (d - 2t_p)^2 / 4 = 10,2 \times 355 \times (500 - 32)^2 = 198.10^6 \text{ Nmm}$$

Moment correspondant à l'arrondi de jonction âme -

$$\text{aile, par différence: } (778 - 549 - 198) \cdot 10^6 = 31.10^6 \text{ Nmm}$$

Le moment plastique du IPE500 avec découpes se calcule comme suit:

$$b_e = b - 2c = 200 - 88 = 112 \text{ mm.}$$

$$\text{Moment des ailes: } b_e t_f f_y (d - t_p) = 16 \times 112 \times 355 (500 - 16) = 308.10^6 \text{ Nmm}$$

$$\text{Moment de la section réduite: } M_{pl,Rd,RBS} = (308 + 198 + 31) \cdot 10^6 = 537.10^6 \text{ Nmm} = 537 \text{ kNm}$$

Pour des raisons de fabrication, il est nécessaire de connaître le rayon R de la découpe

(voir la Figure 38). On le calcule par: $R = (4c^2 + s^2) / 8c = (4 \times 32^2 + 325^2) / (8 \times 32) = 857 \text{ mm}$.

Moment et effort tranchant de calcul à l'assemblage

L'effort tranchant dans la section réduite en situation sismique correspond

à la formation des rotules plastiques dans les sections réduites aux

extrémités gauche et à droite de la poutre. On le calcule par:

$$V_{Ed,E} = 2 M_{pl,Rd,RBS} / L'$$

L' est la distance entre les rotules plastiques à gauche et à droite de la poutre.

$$L' \approx 8000 - 377 - (2 \times 262,5) = 7098 \text{ mm} = 7,098 \text{ m}$$

$$V_{Ed,E} = 2 \times 537 / 7,098 = 151 \text{ kN}$$

Le cisaillement $V_{Ed,G}$ dans la section réduite sous l'action gravitaire $G + \psi_{2l} Q$ vaut :

$$V_{Ed,G} = 0,5 \times 7,098 \times 45,2 = 160,4 \text{ kN}$$

Le cisaillement total dans la section réduite est égal à:

$$V_{Ed,E} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} V_{Ed,E} = 160,4 + 1,1 \times 1,25 \times 151 = 368 \text{ kN}$$

Le moment de calcul $M_{Ed,assemblage}$ de l'assemblage en bout de poutre est:

$$M_{Ed,assemblage} = 1,1 \gamma_{ov} M_{pl,Rd,RBS} + V_{Ed,E} \times X$$

Avec $X = a + s/2 = 262,5 \text{ mm}$

$$M_{Ed,assemblage} = 1,1 \times 1,25 \times 537 + 368 \times 0,2625 = 834 \text{ kNm}$$

La réduction de section de poutre a donc conduit à une réduction du moment de calcul de l'assemblage $M_{Ed,assemblage}$ de 1071 kNm à 834 kNm, c'est à dire 28%.

La vérification d'effort tranchant à l'assemblage est:

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

La condition était:

$$V_{Rd,assemblage} \geq 448 \text{ kN}$$

sans réduction de section de la poutre.

Elle devient:

$$V_{Rd,assemblage} \geq 368 \text{ kN}$$

avec la réduction de section.

La réduction du cisaillement de calcul dans l'assemblage est de 21%.

Economie réalisée grâce à la réduction de section de poutre

La réduction de section de poutre contribue de façon significative à l'économie du projet en permettant une réduction de 28% du moment de calcul à l'assemblage. Cette réduction se reporte de façon directe en une réduction du cisaillement de calcul du panneau d'âme du poteau. Ces deux réductions génèrent une réduction non négligeable des coûts.

Annexe A

Définition du spectre de réponse de calcul de Eurocode 8.

Pour les composantes horizontales de l'action sismique, le spectre de réponse en accélération de calcul $S_d(\eta)$ est défini par les expressions suivantes, valables pour toute l'Europe.

$$a_g = \gamma_r a_{gr}$$

a_{gr} : accélération maximale de référence mesurée sur un sous-sol de classe A (bedrock).

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$S_d(T)$ is the design horizontal acceleration response spectrum;

T période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté ;

q coefficient de comportement

T_B limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

T_C limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

T_D valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant ;

S paramètre du sol , voir le Tableau 2

η coefficient de correction de l'amortissement avec la valeur de référence $\eta = 1$ pour 5 % d'amortissement visqueux. La valeur du coefficient de correction d'amortissement visqueux ξ peut être déterminée par l'expression :

$$\eta = \sqrt{\frac{\xi}{10/(5 + \xi)}} \geq 0,55$$

où ξ est le coefficient d'amortissement visqueux, exprimé en pourcentage

β est le coefficient correspondant à la limite inférieure du spectre de calcul horizontal

Annexe B

Aciers ArcelorMittal.

Les différentes nuances d'acier, leur caractéristiques mécaniques et chimiques ainsi que la gamme de profilés disponibles peuvent être téléchargées sur :

sections.arcelormittal.com

Bibliographie

[1] EN 1998-1:2004. Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.(Eurocode 8). CEN, Comité Européen de Normalisation.

[2] Seismic Resistance of Composite Structures – Report EUR 14428 EN. 1992 . Publication of the Commission of European Communities.

[3] A. Plumier. New idea for safe structures in seismic zones. IABSE Symposium. Mixed structures including new materials – Brussels 1990.pp. 431 – 436.

[4] A. Plumier. The dogbone – Back to the future. AISC Engineering Journal –Second quarter 1997 – Volume 34, n° 2.

[5] Paulay and Priestley, Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Wiley Ed.,1992

[6] Moment Connections For Seismic Applications. Canadian Institute for Steel Construction.2004. ISBN 0-88811-106-1

[7] Recommended Seismic Design Criteria For New Steel Moment-Frame Buildings. FEMA 350. July 2000.

[8] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. AISC 341-02.May 2002.

[9] I. Vayas, L. Calado, C. Castiglioni, A. Plumier, P. Thanopoulos.Behaviour of Seismic Resistant Braced Frames with Innovative Dissipative (INERD) Connections . EUROSTEEL. 2005. ISBN 3-86130-812-6.

[10] A. Plumier, R. Agatino, A. Castellani, C. Castiglioni, C. Chesi. Resistance of steel connections to low cycle fatigue. XIth European Conference on Earthquake Engineering. Paris. September 1998.

[11] Moment resisting Connections of Steel Frames in Seismic Areas. Design and Reliability. Edited by F. MAZZOLANI; E&F SPON Editions, 2000; ISBN 0-415-23577-4.

[12] Two Innovations for Earthquake Resistant Design: the INERD Project. Rapport EUR 22044 EN,ISBN 92-79-01694-6, 2006 . Publication of the Commission of European Communities.

[13] Fardis, Carvalho, Elnashai, Faccioli, Pinto, Plumier.Designer's Guide to Eurocode 8. Thomas Telford Publisher. ISBN 07277-3348-6 .2005.

[14] Guide des dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie. AFPS (Association Française du Génie Parasismique). Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.2005. ISBN 2-85798-416-0.

[15] ICONS Report 4. Composite Steel Concrete Structures". Laboratorio Nacional de Engenharia Civil. A. Plumier & C. Doneux Editors (2001). Editor. Lisbon-Portugal.

[16] Sanchez, L and Plumier, A. "Particularities raised by the evaluation of load reduction factors for the seismic design of composite steel concrete structures", Proceedings of the SDSS'99 Stability and Ductility of Steel Structures Colloquium, Timisoara, 1999.

[17] C. Doneux and A. Plumier, Distribution of stresses in the slab of composite steel concrete moment resisting frames submitted to earthquake action. Der Stahlbau 6/99.

[18] M. Zacek, Construire parasismique, Editions Parenthèses / ISBN 2-86364-054-2, 1996.

Assistance technique & parachèvement

Assistance technique

Nous vous proposons des conseils techniques gratuits pour optimiser l'emploi de nos produits et solutions dans vos projets et pour répondre à vos questions relatives à l'utilisation des profilés et aciers marchands. Ces conseils techniques couvrent la conception d'éléments de structures, les détails constructifs, la protection des surfaces, la protection incendie, la métallurgie et le soudage.

Nos spécialistes sont à votre disposition pour accompagner vos initiatives à travers le monde.

Pour faciliter le dimensionnement de vos projets, nous proposons également un ensemble de logiciels et documentations techniques que vous pouvez consulter ou télécharger sur le site

sections.arcelormittal.com

Parachèvement

Pour compléter les possibilités techniques de nos partenaires, nous nous sommes dotés d'outils de parachèvement performants et offrons un large éventail de services, tels que :

- forage
- oxycoupage
- découpes en Tés
- crantage
- contrefléchage
- cintrage
- dressage
- mise à longueur exacte par sciage à froid
- soudage de connecteurs
- grenailage
- traitements de surface

Construction

ArcelorMittal dispose d'une équipe de professionnels multi-produits dédiée au marché de la construction

Une palette complète de produits et solutions dédiés à la construction sous toutes ses formes : structures, façades, couvertures, etc. est disponible sur le site

www.constructalia.com

Vos partenaires

FRANCE

ArcelorMittal
Commercial Sections
5, rue Luigi Cherubini
F-93212 La Plaine Saint Denis Cedex
Tél. : +33 (0) 1 71 92 16 30
Fax : +33 (0) 1 71 92 17 97
www.arcelormittal.com/sections

ConstruirAcier
20 rue Jean Jaurès
F-92800 Puteaux
Tél. : +33 (0) 1 55 23 02 30
Fax : +33 (0) 1 55 23 02 49
www.construiracier.fr

CTICM
Centre Technique Industriel de la
Construction Métallique
Domaine de Saint-Paul
F-78471 St-Rémy-lès-Chevreuses Cedex
Tél. : +33 (0) 1 30 85 25 00
Fax : +33 (0) 1 30 52 75 38
www.cticm.com

BENELUX

ArcelorMittal
Commercial Sections
Benelux B.V.
Boompjes 40
NL-3011 XB Rotterdam (Pays-Bas)
Tél. : +31 1 020 60 555
Fax. : +31 1 020 60 559
www.arcelormittal.com/sections

Centre Information Acier
Chaussée de Zellik 12
B-1082 Bruxelles (Berchem-Sainte-Agathe)
Tél. : +32 2 509 15 01
Fax : +33 2 511 12 81
www.infosteel.be

SUISSE - ALLEMAGNE

ArcelorMittal
Commercial Sections
Innere Margarethenstrasse 7
CH-4051 Basel
Tél. : +41 61 227 77 77
Fax : +41 61 227 77 66
www.arcelormittal.com/sections

SZS
Centre Suisse de la Construction Métallique
Seefeldstrasse 25
CH-8034 Zürich
Tél. : +41 44 261 89 80
Fax : +41 44 262 09 62
www.szs.ch

ArcelorMittal
Commercial Sections

66, rue de Luxembourg
L-4221 Esch-sur-Alzette
LUXEMBOURG
Tel.: + 352 5313 3010
Fax: + 352 5313 2799

sections.arcelormittal.com

Version 2014-1



Sources Mixtes

Groupe de produits issu de forêts bien
gérées et d'autres sources contrôlées.
www.fsc.org Cert no. EUR-COC-051203
© 1996 Forest Stewardship Council