

Constructions parasismiques

Eurocode 8

par **Philippe BISCH**

*Professeur à l'École nationale des ponts et chaussées
Directeur technique de Séchaud et Metz*

1. Structure de l'Eurocode 8	C 3 292 - 2
2. Objectifs de la protection parasismique et méthodes de dimensionnement.....	— 2
2.1 Objectifs de comportement	— 2
2.2 Méthodes de dimensionnement	— 3
2.3 Principes de vérification.....	— 5
2.4 Principes de conception.....	— 5
3. Classification des sols de fondation	— 5
4. Définition de l'action sismique	— 6
4.1 Représentations de l'action sismique	— 6
4.2 Dépendance de l'action sismique en fonction du type de site	— 7
4.3 Dépendance de l'action sismique en fonction de l'amortissement	— 7
4.4 Composante verticale.....	— 7
4.5 Déplacement absolu.....	— 8
4.6 Variation spatiale	— 8
4.7 Combinaison de l'action sismique avec d'autres actions	— 8
5. Calcul des effets de l'action sismique.....	— 8
5.1 Calculs élastiques	— 8
5.2 Prise en compte du comportement dissipatif	— 9
5.3 Spectre de calcul.....	— 9
5.4 Conditions de régularité.....	— 9
5.5 Conséquences de la régularité des structures	— 10
5.6 Modélisation de la structure	— 10
5.7 Prise en compte de la torsion d'axe vertical	— 10
5.8 Méthodes linéaires équivalentes.....	— 11
5.9 Calculs non linéaires	— 11
5.10 Éléments non structuraux.....	— 11
6. Détermination du coefficient de comportement	— 11
7. Fondations	— 12
8. Règles propres aux matériaux structuraux	— 13
8.1 Béton armé.....	— 13
8.2 Acier.....	— 13
8.3 Structures mixtes béton/acier.....	— 14
8.4 Bois	— 14
8.5 Maçonnerie	— 14
Pour en savoir plus.....	Doc. C 3 292

L' Eurocode 8 s'insère dans l'ensemble du projet des eurocodes structuraux lancé par la Commission européenne pour permettre l'harmonisation des règles techniques de construction au sein de l'Union européenne. La norme française la plus récente concernant les bâtiments en zone sismique est connue sous le nom de PS 92. Dans le cadre européen, la norme relative à la **construction en zone sismique** est l'**Eurocode 8**. Elle comprend six parties. Les parties 1 et 5

sont nécessaires pour la conception des bâtiments ; elles couvrent le même champ que les PS 92. Dans cet article, les principes exposés concernent l'ensemble des structures couvertes par l'Eurocode 8. Néanmoins, la conception des bâtiments, objet de la partie 1, est plus particulièrement détaillée.

Cet article est un complément à l'article [C 3 290] *Constructions parasismiques* de Jacques Betbeder-Matibet paru dans ce traité [1].

1. Structure de l'Eurocode 8

L'histoire de la normalisation parasismique en France est détaillée dans la référence [1]. La norme la plus récente concernant les bâtiments en zone sismique est connue sous le nom de PS 92 (NF P 06-013). C'est une norme de troisième génération où la ductilité est effectivement organisée par des dispositions constructives et prise en compte dans le calcul par un coefficient de comportement. La norme PS 92 (cf. [Doc. C 3 292]) mérite d'être mentionnée ici, d'une part parce qu'elle reste applicable en parallèle avec l'Eurocode 8 pendant la période de coexistence, probablement jusqu'à la fin de la décennie, d'autre part parce que sa structure générale et ses principales dispositions sont proches de celles de l'Eurocode 8, qu'elle a d'ailleurs nettement influencé sur quelques points.

D'autres textes existent, par exemple pour les petits bâtiments (PS-MI) (NF P 06-014) ou les ponts (guide AFPS pour la protection parasismique des ponts).

L'Eurocode 8 comprend six parties décrites dans le tableau 1. Ce tableau donne également la correspondance avec les différentes parties de la norme européenne expérimentale (ENV) (avec leurs dates de parution) et les dates prévues de disponibilité de la norme européenne (EN), au-delà desquelles les annexes nationales doivent être rédigées (cf. en [Doc. C 3 292] les références aux documents d'application nationale (DAN) de l'ENV des parties 1-1, 1-2, 1-3 et 5 respectivement).

Tableau 1 – Structure de l'Eurocode 8			
Différentes parties de l'Eurocode 8	EN	ENV	Date de disponibilité
Règles générales et bâtiments	EN 1998-1	1998-1-1 : 1994 1998-1-2 : 1994 1998-1-3 : 1995	Juin 2003
Géotechnique	EN 1998-5	1998-5 : 1994	Juin 2003
Ponts	EN 1998-2	1998-2 : 1995	Mars 2004
Renforcement des bâtiments	EN 1998-3	1998-1-4 : 1996	Février 2004
Tours, mâts, cheminées	EN 1998-6	1998-3 : 1996	Novembre 2003
Silos, réservoirs, tuyauteries	EN 1998-4	1998-4 : 1998	Juin 2004

Les parties 1 et 5 sont nécessaires pour la conception des bâtiments ; elles couvrent le même champ que les PS 92. Dans la suite de cet article, les principes exposés concernent l'ensemble des structures couvertes par l'Eurocode 8. Néanmoins, la

conception des bâtiments, objet de la partie 1, est plus particulièrement détaillée. Les chapitres constituant la partie 1 sont présentés dans le tableau 2. Quelques aspects de la partie 5 sont présentés dans le paragraphe 7.

Tableau 2 – Contenu de la partie 1 de l'Eurocode 8	
Chapitre	Contenu du chapitre
1	Domaine d'application et contenu de la partie 1
2	Prescriptions générales
3	Représentations de l'action sismique
4	Règles générales concernant les bâtiments
5	Règles spécifiques aux bâtiments en béton
6	Règles spécifiques aux bâtiments en acier
7	Règles spécifiques aux bâtiments mixtes acier/béton
8	Règles spécifiques aux bâtiments en bois
9	Règles spécifiques aux bâtiments en maçonnerie
10	Isolation à la base

L'isolation à la base est une technique particulière dans laquelle des dispositifs souples et/ou des amortisseurs sont interposés entre les fondations et la superstructure afin de diminuer la réponse sismique de cette dernière. Ce sujet mérite des développements particuliers dont les principes essentiels sont donnés dans la référence [1]. Il n'est pas abordé dans le présent article.

2. Objectifs de la protection parasismique et méthodes de dimensionnement

2.1 Objectifs de comportement

Il convient tout d'abord de noter que construire en zone sismique réclame généralement un effort supplémentaire en termes de conception et de qualité de construction, par rapport à la situation non sismique, en raison du caractère dynamique assez violent de l'action sismique et de l'imprécision sur la connaissance de cette action susceptible de s'appliquer à l'occasion d'un événement futur. Les normes parasismiques donnent des prescriptions qui viennent en complément des autres normes de conception ; en effet, les constructions doivent *a minima* respecter les objectifs de résistance, de fonctionnalité et de durabilité assignés aux

constructions en situation non sismique et qui font l'objet des prescriptions de ces autres normes.

Exemple : un bâtiment en béton armé en zone sismique doit respecter l'Eurocode 8 (partie 1 pour la structure et partie 5 pour la géotechnique) mais également l'Eurocode 2 (béton armé), l'Eurocode 7 pour la géotechnique, tout en respectant les principes de l'Eurocode 0 et en se référant aux différentes parties de l'Eurocode 1 pour la définition des actions non sismiques se combinant avec l'action sismique. Cependant, certaines règles de vérification de l'Eurocode 8 sont plus contraignantes que celles de l'Eurocode 2 et le concepteur averti peut donc limiter le nombre de vérifications à effectuer.

Les objectifs de l'Eurocode 8 détaillés ci-après doivent donc être considérés en complément des objectifs des eurocodes en général et s'inscrivent, notamment, dans le cadre de l'Eurocode 0 qui décrit les bases du dimensionnement par les eurocodes.

L'objectif principal de l'Eurocode 8 est d'assurer, en cas de survenance d'un séisme, la protection des vies humaines, la limitation des dommages aux structures et la continuité opérationnelle des constructions importantes pour la sécurité civile. Une difficulté majeure pour atteindre cet objectif est le caractère aléatoire de l'action sismique dont il est difficile de déterminer les caractéristiques statistiques, notamment dans les pays de sismicité faible ou moyenne. Par ailleurs, la protection contre les séismes a un coût qui ne peut être assumé par les pays qu'en fonction des ressources disponibles et compte tenu du risque encouru.

Ces objectifs très généraux sont traduits par les prescriptions suivantes.

■ Prescription de non-effondrement

La structure doit être conçue et construite pour résister, sans effondrement local ou global, à un séisme dont le niveau d'agression correspond à une probabilité P_{NCR} de dépassement sur 50 ans déterminée par l'Autorité nationale (en principe 10 %, ce qui correspond à une période de retour T_{NCR} de 475 ans). C'est l'action sismique de référence. La structure doit en outre, après cet événement, conserver une capacité de résistance résiduelle notable (notamment vis-à-vis des charges permanentes).

Nota : elle doit être capable de résister à une réplique sans effondrement.

■ Prescription de limitation de dommage

La structure doit être conçue et construite de telle sorte que, sous l'effet d'un séisme de probabilité plus grande que le précédent, la structure ne subisse pas de dommage dont le coût de réparation serait élevé par rapport au coût de la structure elle-même ou qui limiterait son utilisation normale. Le niveau de séisme visé correspond à une probabilité de dépassement sur 10 ans fixée par l'Autorité nationale (en principe 10 %, soit une période de retour de 95 ans). Pour simplifier la tâche du concepteur, cette action sismique peut être déduite de l'action sismique de référence par une simple affinité.

■ La protection particulière assignée à certains types de constructions ayant une importance pour la sécurité civile se fait par le biais d'un coefficient multiplicatif γ_I (dit **coefficient d'importance**) appliqué directement à l'action sismique. Cela revient (dans la limite des valeurs envisagées pour ce coefficient) à augmenter la période de retour (ou diminuer la probabilité de dépassement sur une période donnée). Pour permettre cette différenciation, les constructions sont classées en « classes d'importance » et une valeur de γ_I est affectée à chaque classe.

Exemple : pour les bâtiments, la classe I correspond aux bâtiments ayant une fonction vitale pour la sécurité civile (hôpitaux, casernes de pompiers, centrales électriques...) ; la classe II contient les bâtiments dont l'écroulement pourrait avoir des conséquences directes importantes, par exemple parce qu'ils sont susceptibles d'accueillir un grand nombre de personnes (écoles, gares...) ; la classe III correspond à la catégorie des bâtiments « normaux », auxquels la valeur $\gamma_I = 1$ est assignée ; enfin la classe IV est relative à des bâtiments de peu d'importance en termes de risques, comme les remises agricoles.

■ Pour permettre le respect de ces prescriptions, l'Eurocode 8, comme les autres eurocodes, impose des vérifications aux états limites :

— **états limites ultimes** : les vérifications à l'**ELU** concernent le non-effondrement ou les autres formes de rupture structurale qui pourraient mettre en danger les vies humaines ;

— **états limites de service (ELS)** : ils sont associés à l'apparition des dommages et leur dépassement peut correspondre à des états de la structure dans lesquels elle n'est plus en mesure de satisfaire à ses fonctions, tout en restant stable.

L'Eurocode 8 fait ainsi intervenir deux niveaux de séisme et des vérifications à l'ELS. Cette approche est un peu différente de celle des PS 92, où seul le non-effondrement est prescrit et où l'ensemble des vérifications (y compris les vérifications de déformation relative) sont effectuées à l'ELU.

2.2 Méthodes de dimensionnement

■ Incursions dans le domaine postélastique

Pour concevoir de façon économique une structure soumise à l'action sismique, les incursions dans le **domaine postélastique** sont admises. Ces incursions se faisant lors de cycles, il est nécessaire de ne pas atteindre les déformations limites des éléments structuraux au-delà desquelles leur intégrité ne serait plus assurée parce que les matériaux qui les constituent se dégraderaient au cours des cycles, ce qui entraînerait une baisse de leur résistance. On cherche donc non seulement à assurer la résistance des éléments structuraux constitutifs, mais également à maintenir leur **ductilité** et un comportement stable au cours des cycles. Cet objectif de ductilité est atteint d'une part en adoptant des règles de vérification plus contraignantes que dans les situations sans séisme, d'autre part et surtout en mettant en place des dispositions constructives particulières.

Ce comportement ductile est très clairement illustré dans le cas des structures en portique (ossatures), quel qu'en soit d'ailleurs le matériau constitutif. Le passage dans le domaine postélastique se fait par apparition d'une ou plusieurs **rotules plastiques**, généralement près des nœuds (intersections poteaux/poutres). Lorsque la sollicitation augmente, la rotation de ces rotules augmente, tandis que d'autres rotules plastiques peuvent apparaître. La structure peut devenir un mécanisme lorsqu'un nombre suffisant de rotules plastiques s'est formé dans la structure. Cette étape ultime de formation de rotules ne correspond cependant pas nécessairement à l'instabilité de la structure, en raison du caractère alterné de l'action sismique. Au contraire, un tel mécanisme en mouvement cyclique absorbe beaucoup d'énergie et peut donc procurer à la structure un comportement très efficace vis-à-vis du séisme (**structure dissipative**). Cependant, pour qu'un tel comportement soit possible, il est nécessaire que les rotules plastiques puissent subir des rotations importantes sans endommagement substantiel, afin que la capacité résistante de la structure et sa capacité à dissiper l'énergie ne diminuent pas. C'est le but des dispositions constructives d'assurer cette ductilité. Il apparaît également que la position des rotules dans le mécanisme n'est pas indifférente vis-à-vis de la sécurité de l'ouvrage, **des mécanismes locaux dans les poteaux étant à éviter** (figure 1a). Enfin, le degré d'hyperstaticité de la structure détermine le nombre de rotules plastiques qui se développent dans l'ossature pour atteindre l'état de mécanisme et est donc un élément important dans la capacité de dissipation d'énergie de la structure.

Nota : un état de mécanisme est un état de la structure où un déplacement d'ensemble (rigide) est possible, lequel peut conduire à un effondrement (cf. figure 2).

Cependant, dans les cas considérés, les rotules sont plastiques tant qu'elles ne sont pas trop endommagées et un tel mouvement se fait avec consommation d'énergie ; en conséquence, il n'y a pas nécessairement effondrement.

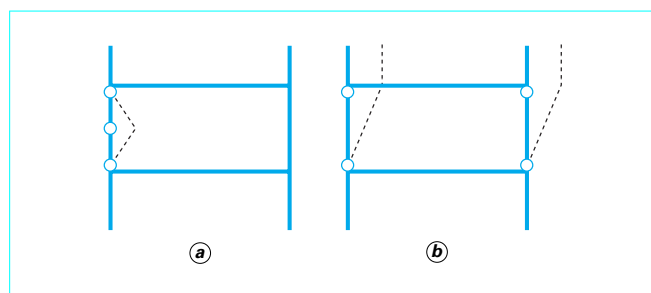


Figure 1 – Mécanismes à éviter

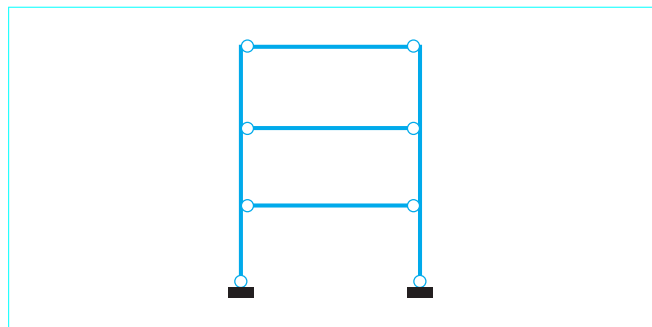


Figure 2 – Mécanismes à privilégier

■ Dimensionnement en capacité

En outre, l'Eurocode 8 a choisi une méthode de conception et de dimensionnement appelée « **dimensionnement en capacité** » (de l'anglais *capacity design*). Là encore, le cas de l'ossature permet d'illustrer cette méthode : pour assurer que les rotules plastiques apparaissent là où on le souhaite et que l'énergie se dissipe selon le mécanisme prévu, les zones à l'extérieur des rotules doivent être dimensionnées pour rester élastiques lorsque les zones où doivent se produire les rotules (dites « **zones critiques** ») se plastifient. Or, dans ces rotules, le moment maximal possible est le moment résistant, non pas au sens du moment résistant de dimensionnement, mais de la capacité « réelle » de flexion des sections, qui sont déduites du moment de dimensionnement en multipliant par un **coefficient de surcapacité**. Ce coefficient rend compte, par exemple, de l'effet de l'écroutissement des armatures dans une section en béton armé. Connaissant ces moments maximaux dans les zones critiques, les autres zones sont surdimensionnées par rapport à ces moments maximaux. C'est, par exemple, ce qui est mis en œuvre pour éviter que les mécanismes mettent en jeu des rotules plastiques dans les poteaux car, si celles-ci sont trop nombreuses, le risque d'instabilité est plus grand (figure 1b). Pour atteindre cet objectif, il suffit d'organiser **un mécanisme dans lequel les rotules se produisent principalement dans les poutres** (figure 2). Pour être certain de hiérarchiser correctement l'ordre d'apparition des rotules plastiques et éviter que celles-ci n'apparaissent dans les poteaux, il suffit de dimensionner les zones critiques potentielles des poteaux selon la méthode du dimensionnement en capacité. Cela conduit à respecter l'inégalité :

$$\sum M_c \geq \gamma_{Rd} \sum M_b$$

avec M_c (respectivement M_b) moments résistants de dimensionnement des poteaux (respectivement des poutres),
 γ_{Rd} coefficient de surcapacité (figure 3).

De façon générale, les règles de dimensionnement en capacité permettent (mais pas seulement) de prendre en compte des

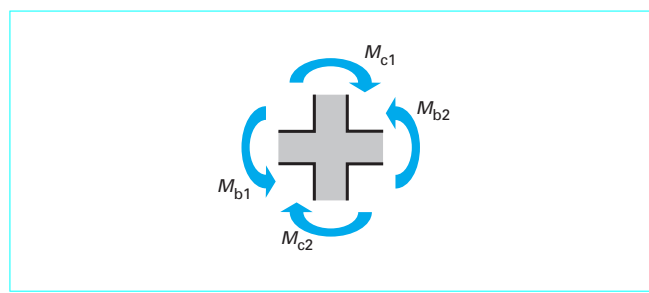


Figure 3 – Moments appliqués à un nœud

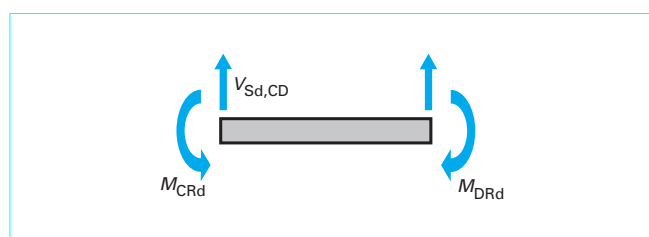


Figure 4 – Calcul de l'effort tranchant dû aux moments résistants

actions sismiques plus fortes (c'est-à-dire des accélérations plus fortes) régnant dans la structure en raison d'une plus grande résistance des zones plastiques.

Une autre fonction du dimensionnement en capacité est de hiérarchiser les modes de rupture de telle sorte que les modes de rupture fragile ne puissent pas apparaître avant les modes ductiles, cela d'une part pour assurer le fonctionnement dissipatif prévu, d'autre part pour éviter l'existence d'effet « falaise », c'est-à-dire de décroissance brutale de la résistance de la structure si le niveau d'agression est dépassé.

Exemple : dans le cas du béton armé, il est reconnu que le comportement vis-à-vis de l'effort tranchant est fragile, alors que le comportement vis-à-vis du moment fléchissant est ductile, sous réserve du respect de dispositions constructives minimales.

Pour éviter qu'un segment de poutre compris entre deux rotules plastiques ne se rompe sous l'effet de l'effort tranchant, il suffit de le dimensionner pour l'effort tranchant maximal obtenu en exprimant l'équilibre par une formule du type (figure 4) :

$$V_{Sd,CD} = \gamma_{Rd} \frac{M_{DRd} + M_{CRd}}{\ell_{CD}}$$

avec M_{DRd} et M_{CRd} moments résistants de dimensionnement aux deux extrémités,
 ℓ_{CD} longueur du segment,
 γ_{Rd} coefficient de surcapacité.

La valeur d'effort tranchant $V_{Sd,CD}$ ainsi obtenue sert à dimensionner le segment de poutre et n'a pas de lien direct avec l'effort tranchant obtenu par le calcul de structure dans le même élément.

Bien que présent dans certaines de ses clauses, le dimensionnement en capacité n'était pas appliqué de façon aussi systématique dans les règles PS 92. Aussi l'utilisateur de l'Eurocode 8 est-il amené à effectuer plus de vérifications que dans ces règles. Toutes hypothèses égales par ailleurs, cette méthode de dimensionnement conduit à mettre en œuvre une quantité de matière plus importante.

2.3 Principes de vérification

Il doit être vérifié que, à l'état limite ultime, la structure possède une résistance et une ductilité suffisantes, en prenant en compte les effets du second ordre. Cette vérification peut être faite en acceptant des incursions dans le domaine postélastique, en appliquant aux actions sismiques calculées dans l'hypothèse d'élasticité linéaire un coefficient diviseur appelé **coefficient de comportement** (cf. § 5.2) dépendant des caractéristiques de comportement d'ensemble de la structure et du matériau constitutif. Plus la structure est ductile et mieux son comportement est maîtrisé, plus le coefficient de comportement peut être élevé, ce qui conduit à dimensionner la structure pour des valeurs résistantes plus faibles qu'en élasticité linéaire.

Sous les actions sismiques réduites par le coefficient de comportement, il doit être démontré la stabilité d'ensemble de la structure, la résistance du sol (sans déformation permanente substantielle) et celle de ses fondations.

Il doit être vérifié que les ouvertures de joints entre deux bâtiments contigus ou entre deux blocs d'un même bâtiment sont suffisantes pour éviter les entrechoquements. Les déplacements calculés pour procéder à ces vérifications ne sont pas divisés par le coefficient de comportement (cf. § 5.2).

Par ailleurs, les éléments non structuraux ne doivent pas présenter de danger pour les personnes ou affecter notablement le comportement dynamique de la structure.

À l'état limite de service, la limitation des dommages est assurée en limitant les déformations (déplacements relatifs entre étage), pour éviter l'endommagement des cloisons et façades, en fonction de leur fragilité.

2.4 Principes de conception

L'Eurocode 8 encourage le concepteur à adopter des dispositions de conception générale favorables à un bon comportement de la structure : simplicité de la structure (par exemple, en adoptant des systèmes porteurs et un contreventement continus jusqu'au sol), symétrie, hyperstaticité, résistance et rigidité dans les deux directions horizontales, résistance et rigidité vis-à-vis de la torsion d'axe vertical, existence de diaphragmes horizontaux à différents niveaux pour répartir les forces sismiques sur les éléments de contreventement.

La régularité du comportement de la structure doit être recherchée. La meilleure régularité est obtenue en mettant en œuvre des formes simples et compactes, aussi bien en plan qu'en élévation. Pour y parvenir, la structure peut être divisée en blocs dynamiquement indépendants bénéficiant de telles propriétés. Les structures régulières bénéficient d'avantages pour le calcul des actions et les valeurs du coefficient de comportement (cf. § 5.5).

Les éléments structuraux de fondation doivent être suffisamment rigides pour transmettre de façon aussi répartie que possible les actions sismiques de la structure vers le sol ou les fondations profondes. Aussi, on ne doit trouver en général qu'un seul type de fondation sous une structure. Si ce n'est pas possible, il faut séparer la structure en blocs dynamiquement indépendants. De plus, les structures des classes I à III ne doivent pas être construites à proximité des failles reconnues comme sismiquement actives dans des documents officiels.

Lors de la conception générale de la structure, il est possible de distinguer, parmi les éléments structuraux, des éléments principaux, qui forment le contreventement, et des éléments secondaires, qui ont simplement un rôle porteur. Les éléments secondaires ne doivent pas être pris en compte comme éléments résistants dans le calcul de la structure vis-à-vis de l'action sismique et leur rigidité doit effectivement pouvoir être négligée dans l'appréciation du comportement dynamique de la structure. Ils sont

calculés pour résister aux déplacements imposés par la structure principale, compte tenu des effets du second ordre.

Sauf dans le cas où la structure est conçue comme non dissipative, la ductilité doit également être recherchée par le concepteur. Les ruptures fragiles ou la formation prématurée de mécanismes instables doivent être évitées pour assurer la ductilité d'ensemble de la structure. Cela est obtenu, notamment, en appliquant le dimensionnement en capacité (cf. § 2.2). Mais il est également nécessaire d'assurer la ductilité locale (par exemple, la rotation plastique des sections et la résistance des liaisons entre les zones critiques et non critiques), en mettant en place les dispositions constructives décrites dans les différents chapitres de l'Eurocode 8 relatifs aux matériaux structuraux.

3. Classification des sols de fondation

L'action sismique consiste en un mouvement du sol sur le site de la construction. Ce mouvement est largement influencé par la nature du sol à l'échelle de quelques hectomètres ou kilomètres et des couches de sol situées sous la construction.

Exemple : il peut y avoir une différence très notable entre les mouvements enregistrés sur un sol rocheux et ceux enregistrés au fond d'une vallée alluvionnaire, même si les deux sites ne sont distants que de quelques centaines de mètres.

Afin de rendre compte de cette influence d'une façon simple, les sols sont classés en cinq classes (A, B, C, D, E) dans lesquelles sont prises en compte à la fois la stratigraphie des sols du site et les caractéristiques mécaniques des différentes couches. Ces dernières sont notamment représentées par la vitesse de propagation des ondes de cisaillement v_s . La valeur moyenne de v_s sur les 30 premiers mètres de profondeur ($v_{s,30}$) est choisie comme paramètre lorsque le sol est homogène sur cette profondeur. Lorsque le site est constitué de différentes couches de sols de raideurs pas trop différentes, $v_{s,30}$ peut être évaluée par la formule :

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}}$$

avec h_i et v_i respectivement épaisseur et valeur de v_s pour chaque couche d'indice i ,

la sommation étant étendue à l'ensemble des couches présentes sur les 30 premiers mètres de profondeur.

Les sites courants appartiennent alors à une des classes suivantes :

- **la classe A** contient les sites constitués de roches dures dont $v_{s,30}$ est supérieure à 800 m/s, avec éventuellement une couverture de moins de 5 m ;
- **la classe B** est caractérisée par des argiles raides ou des sables denses dont la valeur de $v_{s,30}$ est située entre 360 m/s et 800 m/s, s'étendant sur plusieurs dizaines de mètres ;
- **la classe C** correspond à des couches profondes de sable moyennement dense ou d'argile dont $v_{s,30}$ varie de 180 m/s à 360 m/s augmentant avec la profondeur, s'étendant de plusieurs dizaines à plusieurs centaines de mètres ;
- **la classe D** correspond à des couches très peu raides dont $v_{s,30}$ est inférieure à 180 m/s ;
- **la classe E** correspond à des sites où des couches alluviales dont v_s est inférieure à 360 m/s, d'épaisseur comprise entre 5 et 20 m, surmontent un substratum dont v_s est supérieure à 800 m/s.

La valeur de $v_{s,30}$ ne pouvant être obtenue que par des essais spécifiques, l'Eurocode 8 indique également pour chaque classe

une correspondance avec le résultat N_{SPT} des essais *in situ* SPT (essai de pénétration standard, cf. référence [2]) ou avec la résistance au cisaillement non drainée c_u , mesurée en laboratoire.

Par ailleurs, il existe deux classes de sites « spéciaux » S_1 et S_2 :
 — la classe S_1 correspond à des sites constitués par une couche épaisse (supérieure à 10 m) de dépôts très souples avec un indice de plasticité élevé ($I_P > 40$) et un taux de saturation élevé. Dans un tel sol, $v_{s,30}$ est souvent inférieur à 100 m/s ;
 — la classe S_2 correspond à des sols liquéfiables ou à des sols très sensibles n'appartenant pas aux classes précédentes.

Dans ces deux cas particuliers, il est nécessaire de procéder à des études spécifiques pour définir une action sismique appropriée et la possibilité de rupture du sol (par liquéfaction) doit être analysée dans le cas des sites de classe S_2 .

Les méthodes d'investigation des sols pour obtenir les caractéristiques nécessaires à la classification du site ou aux différentes vérifications en situation sismique sont détaillées dans la partie 5. Cette partie traite également de problèmes spécifiques de géotechnique : stabilité des pentes, liquéfaction des sols et tassements en cours de séisme, qui ne sont pas développés ici.

4. Définition de l'action sismique

4.1 Représentations de l'action sismique

■ Le mouvement du sol créé par la propagation des ondes sismiques se traduit notamment par une **accélération dans les trois directions** (deux horizontales, une verticale) en tout point de la surface du sol. Les accélérogrammes correspondants sont caractérisés essentiellement par leur durée, leur amplitude (accélération maximale du sol) et leur contenu fréquentiel. Un oscillateur simple linéairement viscoélastique posé sur le sol réagit à l'accélération que lui impose le sol dans sa direction de déplacement. Son déplacement maximal ne dépend que de l'accélération maximale du sol, du contenu fréquentiel du mouvement et des caractéristiques mécaniques de l'oscillateur (pulsation propre et amortissement réduit) et relativement peu de la durée du signal. Le spectre de réponse en déplacement caractérise la réponse (le déplacement maximal) de tous les oscillateurs de ce type, la pulsation et l'amortissement réduit étant pris comme variables, pour un accélérogramme donné. En conséquence, lorsque les forces d'inertie dues à un séisme sont calculées par une méthode linéaire équivalente, l'action sismique est définie entièrement par un spectre de réponse normalisé (le plus souvent exprimé en pseudoaccélération) et l'accélération maximale du sol, d'une façon pratiquement indépendante de la durée de la sollicitation. Il convient de noter que cette représentation est assez restrictive car elle ne permet de rendre compte correctement que du comportement des systèmes linéairement viscoélastiques. En effet, il est clair que si une structure est amenée à subir des cycles dans le domaine postélastique, le nombre de cycles forts et la durée du signal contribuent largement à l'évolution de son endommagement. Ces deux paramètres ne sont pas pris en compte dans les méthodes de calcul usuelles, même lorsque des spectres anélastiques sont considérés.

■ Deux approches sont généralement retenues pour définir le couple spectre/accélération :

— soit l'accélération est l'**accélération maximale du sol** (PGA) et correspond à l'accélération spectrale à période nulle ;

— soit l'accélération est une **accélération dite « efficace »** (EPA) définie par la division par 2,5 de l'accélération spectrale (à 5 % d'amortissement) moyennée sur une certaine gamme de fréquence (conduisant au « plateau » compris entre les périodes T_B et T_C du spectre de la figure 5).

Nota :

PGA = « *peak ground acceleration* » : il s'agit de l'accélération maximale du sol au cours du mouvement. C'est donc une donnée instrumentale.

EPA = « *effective peak acceleration* » : il s'agit d'une donnée déduite conventionnellement du spectre à 5 % d'amortissement en divisant le « plateau » par 2,5. Elle nécessite donc un calcul préalable déduit des données instrumentales.

Cette dernière définition est considérée par beaucoup de spécialistes comme plus représentative de l'action sismique, mais cela fait débat.

L'Eurocode 8 choisit d'utiliser l'accélération maximale du sol et de caler l'accélération spectrale maximale à 2,5 fois le PGA, ce qui est cohérent avec les deux approches.

L'accélération maximale du sol est généralement différente dans deux directions horizontales orthogonales. En conséquence, plusieurs définitions sont possibles (par exemple la valeur maximale ou la valeur moyenne des deux composantes) et le résultat peut différer de 20 % environ. L'Eurocode 8 a décidé de se baser sur la valeur maximale notée a_{gR} et de définir les spectres comme les spectres enveloppes des deux directions horizontales. Cette approche est cohérente avec la plupart des lois d'atténuation développées récemment pour le contexte européen [5] [6] [7]. a_{gR} est calé sur les sols très raides, de type rocheux (classe A). Aussi, pour ce type de sols, l'accélération spectrale normalisée à période nulle est égale à 1. Pour tenir compte de l'effet de site lié à la nature des sols, a_{gR} est amplifiée par un coefficient multiplicateur S dépendant du type de site, appliqué au spectre normalisé de la classe A.

Les spectres normalisés de l'Eurocode 8 comportent tous une zone à accélération spectrale constante (entre les périodes T_B et T_C), dite encore zone du « plateau », dont la valeur normalisée est $2,5 S$, une zone à vitesse spectrale constante (entre les périodes T_C et T_D) et une zone à déplacement spectral constant (au-delà de T_D). Pour des périodes inférieures à T_B , l'accélération spectrale est supposée varier linéairement en fonction de la période, l'accélération spectrale normalisée à période nulle étant égale à S . La diminution du déplacement spectral pour des valeurs élevées de la période n'est pas représentée sur le spectre en pseudoaccélération. Cependant est introduit en annexe à l'Eurocode 8 un spectre de réponse élastique exprimé en déplacement qui définit une période limite T_E à la zone à déplacement spectral constant. Au-delà de T_E , le déplacement spectral décroît jusqu'à une période T_F à partir de laquelle il devient égal au déplacement maximal du sol. En principe, des périodes aussi élevées (supérieures à T_E) ne peuvent correspondre qu'à des structures exceptionnelles extrêmement souples (par exemple des ponts suspendus de grande longueur) et les valeurs spectrales correspondantes ne sont donc pas d'usage courant.

■ L'Eurocode 8 reconnaît la diversité des situations sismiques au sein de l'Europe. Ainsi, il est établi que certains pays ont une sismicité faible ou modérée où les séismes ont une magnitude limitée. Cela se traduit par la possibilité de choisir entre deux types de spectres : le type 1 correspondant à des fortes magnitudes et le type 2 correspondant à des magnitudes plus modérées (magnitude des ondes de surface inférieure à 5,5). Il a été démontré par ailleurs que la forme des spectres est peu influencée par la distance épicentrale sur des distances modérées (dont la valeur augmente avec l'amplitude de l'excitation sismique) ; on peut donc admettre que, pour chaque type, les spectres ne dépendent que des conditions de sol.

Une certaine latitude est laissée pour établir le lien entre a_{gR} et le type de spectre sélectionné. Cela se traduit par la possibilité d'appliquer un coefficient réducteur k à a_{gR} . Ce coefficient est en principe égal à 1 si le zonage donnant les valeurs de a_{gR} associées aux spectres a été établi de façon cohérente avec les hypothèses de l'eurocode. Cela permet d'éviter aux États de refaire une étude de zonage lorsqu'il en existe une, sous réserve qu'elle soit basée sur une démarche analogue. Il leur revient dans ce cas de fixer la valeur de k . Le produit ka_{gR} définit l'accélération de référence du sol.

Finalement, les États membres doivent établir une carte de zonage donnant des valeurs de ka_{gR} déterminées comme des valeurs moyennes de l'accélération maximale du sol pour la

période de retour fixée, cohérentes avec la définition du spectre qui devrait en principe présenter une probabilité uniforme de dépassement de 50 % sur l'ensemble des périodes (ce qui est un objectif inatteignable, compte tenu de la forme simplifiée des spectres). Cette carte doit également indiquer, pour chaque zone, le type de spectre à utiliser. Il est envisageable que, dans certaines zones, des séismes d'origines différentes puissent se produire, correspondant à des types de spectres différents associés à des valeurs de ka_{gR} différentes.

Pour un projet donné, l'accélération de calcul au niveau du sol, a_g , est le produit $\gamma_I ka_{gR}$ où γ_I est le coefficient d'importance (cf. § 2.1).

Il est également possible de représenter l'action sismique par des accélérogrammes (par exemple, pour effectuer des calculs non linéaires). Ces accélérogrammes doivent être compatibles avec les spectres pour le type de site considéré. En effet, ceux-ci constituent, associés aux valeurs de a_g , la seule définition « légale » de l'action sismique. Les accélérogrammes choisis peuvent être artificiels ou naturels ; ils doivent être au nombre minimal de trois et indépendants. Dans le cas des accélérogrammes artificiels, leur spectre (à 5 % d'amortissement) doit avoir une valeur à période nulle au moins égale à l'accélération maximale du sol et la moyenne des spectres des accélérogrammes utilisés doit avoir, sur la plage de périodes correspondant au plateau, une valeur au moins égale à 2,5 fois l'accélération maximale du sol. En outre, aucune valeur du spectre moyen ne doit être inférieure à 10 % du spectre élastique de référence. Le choix des accélérogrammes naturels donne lieu à des conditions plus générales, mais ils doivent évidemment être compatibles avec les caractéristiques du site, notamment la sismogénèse, et être calés sur a_gS .

4.2 Dépendance de l'action sismique en fonction du type de site

Comme indiqué plus haut, le mouvement sismique imposé à une construction dépend du site de la construction. Cela est traduit dans l'Eurocode 8 par une modulation des spectres en fonction du type de site, l'accélération du sol ka_{gR} étant déterminée uniquement par le zonage, indépendamment des conditions de sol. Les spectres normalisés types 1 et 2 sont donnés sur la figure 5 pour les composantes horizontales.

Les caractéristiques des différents spectres dépendent essentiellement de la largeur du plateau (entre les périodes T_B et T_C) et de son ordonnée, caractérisée par le coefficient multiplicateur S . Les spectres de type 2 sont caractérisés par un plateau plus étroit, pour les régions susceptibles d'être affectées par un séisme de faible magnitude (Europe du Nord et du Nord-Ouest). La valeur de S pour les types de sites autres que les sites rocheux (classe A, pour lesquels il n'y a pas d'amplification liée à la nature du sol et où $S = 1$) est plus grande pour les spectres de type 2 que pour les spectres de type 1. En effet, dans ce dernier cas, les mouvements plus forts sont moins amplifiés dans les couches superficielles du fait du comportement non linéaire de ces dernières.

Les spectres proposés dans la norme présentent une bonne concordance par rapport aux résultats issus de l'instrumentation disponibles dans le cadre européen, la valeur de 2,5 étant acceptable en moyenne sur le plateau. Cette valeur peut cependant être dépassée pour les périodes les plus faibles du plateau (0,6 à 0,8 s par exemple) où elle peut atteindre 2,8. Cette dernière valeur serait cependant trop défavorable sur l'ensemble du plateau et les spectres proposés sont donc un bon compromis dans le contexte européen.

La classification des sites et les spectres proposés dans l'Eurocode 8 résultant de progrès récents dans l'exploitation des données européennes constituent une avancée par rapport à la classification et aux spectres des PS 92, dont ils diffèrent notablement.

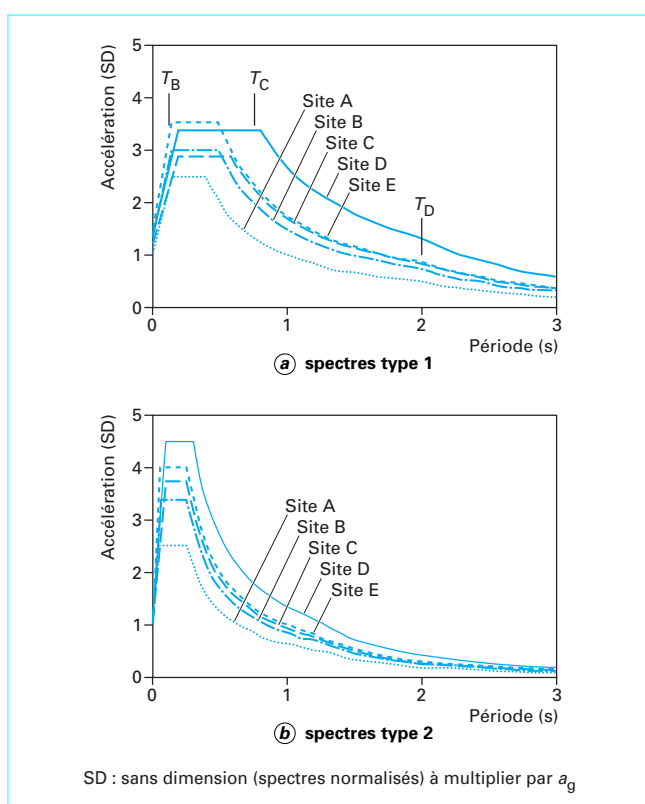


Figure 5 – Spectres normalisés de l'Eurocode 8

4.3 Dépendance de l'action sismique en fonction de l'amortissement

La réponse sismique d'un oscillateur diminue lorsque son amortissement augmente. Un moyen pour obtenir la valeur spectrale appropriée est de procéder par interpolation entre des spectres tracés pour des valeurs discrètes de l'amortissement. La méthode choisie par la plupart des normes, car plus simple, est de modifier la valeur spectrale obtenue pour un amortissement réduit de 5 % par un coefficient multiplicateur η dépendant de l'amortissement réduit ξ lorsque la valeur de ce dernier diffère de 5 %. La formule de l'Eurocode 8 permettant d'obtenir η est basée sur des travaux récents [10] :

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55$$

La limite à 0,55 correspond approximativement à un amortissement de 30 %, limite au-delà de laquelle la formule n'est plus adaptée.

4.4 Composante verticale

Le spectre de réponse correspondant à la composante verticale du mouvement sismique est différent du spectre des composantes horizontales, aussi bien pour ce qui concerne son amplitude que sa forme. Les caractéristiques spectrales et les accélérations proposées dans l'Eurocode ont été établies à partir de travaux récents dans le contexte européen [8] [9]. L'accélération maximale au sol, a_{vg} , est présentée comme une fraction de l'accélération horizontale a_g , pour éviter aux Autorités nationales un travail supplémentaire

lors de l'établissement du zonage pour déterminer ce paramètre. Il est d'usage que cette fraction soit prise égale à 2/3 (comme admis dans les PS 92). Cependant, de nombreuses études ont montré que cette valeur est souvent dépassée lorsque la distance épicentrale est faible. Lorsqu'elle est très faible, l'accélération verticale peut même être supérieure à l'accélération horizontale. En revanche, la fraction a_{vg}/a_g diminue lorsque la distance épicentrale augmente. Elle augmente lorsque la magnitude augmente. Comme il a été écarté l'idée d'introduire la distance épicentrale comme paramètre supplémentaire dans la définition de l'action, il a été finalement jugé cohérent de faire dépendre la fraction a_{vg}/a_g du type de spectre ; elle prend donc les valeurs 0,90 pour le type 1 et 0,45 pour le type 2.

La forme spectrale associée à la composante verticale est obtenue en prenant des valeurs des périodes caractéristiques différentes de celles des spectres horizontaux. Les spectres définis ne dépendent pas du type de sol ; cette simplification n'est cependant pas admise pour les sites spéciaux S_1 et S_2 .

Les études mentionnées ont montré que la valeur d'amortissement de 5 % du spectre de référence et la formule de correction pour des amortissements différents mis au point pour les composantes horizontales ne sont sans doute pas les plus appropriées pour la composante verticale. Il a cependant été décidé de les maintenir pour simplifier le travail de l'utilisateur.

4.5 Déplacement absolu

Il est nécessaire de connaître le déplacement du sol, par exemple pour définir la valeur asymptotique du spectre en déplacement. La relation :

$$d_g = 0,025 a_g S T_C T_D$$

permet de calculer le déplacement maximal au niveau du sol en fonction de l'accélération maximale du sol et des caractéristiques du spectre liées au type de sol.

La valeur 0,025 est cohérente d'une part avec les valeurs du plateau du spectre en déplacement (environ deux fois d_g), d'autre part avec les valeurs attendues pour les domaines de magnitudes associés aux spectres type 1 et type 2. Il convient de noter que la relation linéaire liant d_g et a_g est une approximation assez grossière qui a cependant l'avantage de la simplicité.

4.6 Variation spatiale

Pour les ouvrages courants, l'hypothèse généralement retenue est que tous les points d'appui de la construction au niveau de sa fondation sont soumis aux mêmes accélérations de translation définies comme indiqué dans les paragraphes précédents. Cette hypothèse simplificatrice est acceptable si les dimensions en plan de chaque bloc de la construction dynamiquement indépendant sont limitées et si les conditions de fondation d'un tel bloc sont homogènes. Même dans un tel cas, l'hypothèse de translation d'ensemble peut ne pas permettre une représentation suffisante de l'action.

Exemple : cas de constructions élevées dont les masses sont concentrées dans la partie supérieure, comme des tours de télécommunication. En effet, la fondation n'étant pas ponctuelle mais occupant une certaine surface, son mouvement n'est pas réductible à une simple translation.

La rotation d'ensemble de la fondation imposée par le sol comporte trois composantes :

- une rotation d'axe vertical engendrant une torsion, dont les effets sont représentés dans toutes les structures en prenant en compte une excentricité dite « accidentelle » des forces sismiques horizontales ;

- deux rotations autour de deux axes horizontaux orthogonaux. Les effets de ces deux composantes sont négligés dans le cas des constructions courantes, mais peuvent être à considérer dans le cas des tours. Les composantes de rotation sont définies dans la partie 6 de l'Eurocode 8 consacrée à ce type de structure.

En outre, l'accélération sismique appliquée à une construction étant due à la propagation de diverses ondes, l'hypothèse de translation uniforme n'est plus valable lorsque les points d'appui de la construction sur le sol sont éloignés, ce qui est le cas, par exemple, des piles des grands ponts. Dans ce cas, le mouvement est représenté par des mouvements de translation d'ensemble tels que définis précédemment, auxquels sont superposés des mouvements différentiels. Ceux-ci sont représentés par des déplacements différentiels entre appuis, qui peuvent dans la plupart des cas être pris en compte de façon statique.

4.7 Combinaison de l'action sismique avec d'autres actions

Cette combinaison résulte de l'application de l'Eurocode 0, dans lequel la situation sismique conduit à une « combinaison sismique » particulière, ni fondamentale, ni accidentelle. Cependant, les valeurs des coefficients partiels de sécurité associés aux matériaux restent du domaine de décision des Autorités nationales. En conséquence, il est possible de traiter les combinaisons sismiques de façon analogue à une combinaison accidentelle, si la puissance publique en décide ainsi. Formellement, la combinaison se présente sous la forme suivante :

$$\Sigma G_{kj} \text{ " + " } \gamma_1 A_{ek} \text{ " + " } P_k \text{ " + " } \Sigma \psi_{2i} Q_{ki}$$

avec G_{kj}	actions permanentes,
$\psi_{2i} Q_{ki}$	actions variables (valeurs quasi permanentes),
P_k	action de la précontrainte,
$\gamma_1 A_{ek} = A_{ed}$	action sismique de calcul, prenant en compte le coefficient d'importance de la construction,
" + "	symbole de combinaison.

Nota : tous ces symboles sont communs à l'ensemble des eurocodes. Pour plus de détails le lecteur se reportera à l'article général sur les eurocodes « Les eurocodes. Codes européens de conception et de calcul des constructions » prévu dans les Techniques de l'Ingénieur [4].

5. Calcul des effets de l'action sismique

5.1 Calculs élastiques

Les actions sismiques générées dans la structure par le séisme résultent du mouvement d'entraînement imposé au niveau des fondations. Lorsque le comportement de la structure peut être considéré comme linéairement viscoélastique, les méthodes classiques de la dynamique des structures permettent de calculer ces actions à partir d'un spectre de pseudo-accélération ou par intégration directe dans le temps (calcul chronologique).

La méthode de calcul multimodale avec utilisation du spectre est la méthode de référence de l'Eurocode 8. Elle est donc la plus utilisée et les autres méthodes sont « calées » par rapport à elle. Sous réserve de conditions de régularité exposées au paragraphe 5.4, il est possible d'utiliser une méthode simplifiée exposée au paragraphe 5.8. Dans les cas où une méthode linéaire ne peut pas être appliquée, une analyse chronologique avec utilisation d'accélérogrammes peut être envisagée.

5.2 Prise en compte du comportement dissipatif

Lorsqu'il est fait appel à la ductilité de la structure en plastifiant les zones critiques des éléments, le comportement non linéaire de la structure peut être appréhendé à partir d'un calcul linéaire équivalent (cf. [1], § 3.1.7). Dans ce cas, les actions sont calculées à partir d'un modèle linéaire élastique en utilisant un spectre dit de calcul ou de dimensionnement, puis la structure est dimensionnée à partir des actions ainsi obtenues, divisées par le coefficient de comportement. Cela permet d'estimer le comportement non linéaire de la structure à partir d'un calcul linéaire, ce qui est plus proche de la pratique usuelle de l'ingénieur et permet d'éviter d'entrer dans le problème de la modélisation des structures dans le domaine non linéaire, qui n'est pas aisé en pratique.

Le coefficient de comportement traduit l'ensemble des phénomènes (ductilité, surrésistance, comportement d'ensemble) qui permettent d'obtenir la résistance qu'aurait la structure si elle était calculée dans l'hypothèse d'élasticité linéaire, à partir de sa résistance de dimensionnement. En pratique, le coefficient de comportement est utilisé en sens inverse : les forces sismiques sont calculées dans l'hypothèse d'élasticité linéaire, puis la structure est dimensionnée en utilisant les forces élastiques divisées par le coefficient de comportement.

Sans entrer dans le détail de la méthode du coefficient de comportement, il convient d'en préciser les hypothèses, que traduit la figure 6 : elle représente une relation entre une force représentative de l'action sismique F (par exemple, l'effort tranchant en pied) et un déplacement caractéristique d (par exemple, le déplacement horizontal au niveau du centre de gravité ou en tête de la structure). En assimilant le comportement de la structure réelle à un comportement élastoplastique parfait, la structure linéairement élastique fictive associée résiste à un système d'actions sismiques q fois plus élevé que le palier plastique. En revanche, il est admis que le déplacement obtenu, compte tenu du comportement élastoplastique de la structure, est le même que celui de la structure linéaire fictive. Cette règle d'égalité des déplacements n'est correctement vérifiée que pour des structures souples. Pour des structures raides, les calculs montrent qu'il y a plutôt équivalence des énergies de déformation [aire enfermée sous la courbe $F(d)$] et le déplacement de la structure est plus important que le déplacement élastique. Mais l'Eurocode 8 s'en tient au déplacement élastique calculé avec le spectre élastique comme valeur du déplacement de la structure, sans apporter de majoration pour les faibles périodes sauf dans le cas d'une analyse de type « *push over* » (§ 5.9).

La figure 6 montre que la valeur du coefficient de comportement a une limite : elle est déterminée par le déplacement ultime que peut subir la structure avant effondrement. Finalement :

$$F_{e,u} = q_{\max} F_{\dim}$$

Ce critère global se traduit en fait localement par l'atteinte de déformations ultimes que la matière ne peut pas dépasser. En effet, une telle loi exprimant le comportement global de la structure intègre les comportements locaux liés à la ductilité des matériaux utilisés. Elle dépend également des comportements structuraux, c'est-à-dire du degré d'hyperstaticité et du type d'éléments utilisés (poutres, dalles, poteaux, voiles, palées, etc.), ainsi que de leur répartition dans l'espace, qui interviennent dans cette intégration.

En pratique, la norme est censée indiquer la valeur maximale du coefficient de comportement, en supposant qu'elle est atteinte à l'ELU. Cela signifie que, pour un niveau de sollicitation inférieur, il est fait appel à un coefficient de comportement plus petit. À la limite, si la sollicitation est faible, la structure reste élastique et le coefficient de comportement est égal à 1.

En outre, le coefficient de comportement permet de prendre en compte d'autres phénomènes.

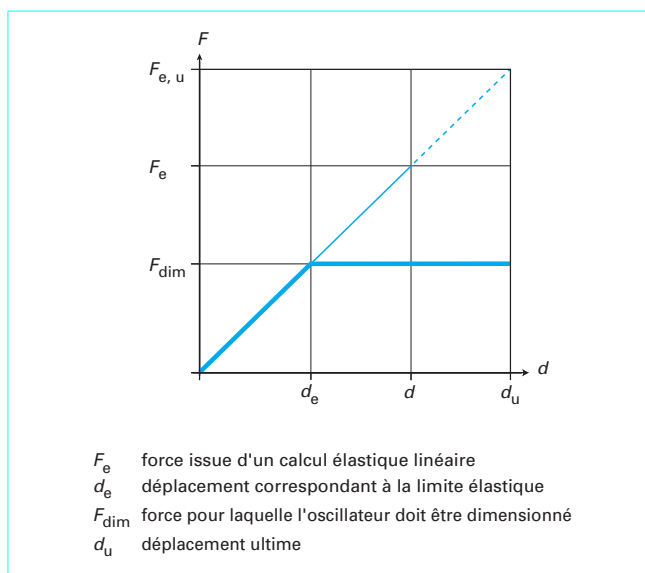


Figure 6 – Ductilité et résistance de dimensionnement

Exemple : l'irrégularité structurale donne lieu à un abattement du coefficient de comportement, c'est-à-dire une augmentation de la résistance de dimensionnement de la structure, car les phénomènes liés à l'irrégularité sont plus difficilement maîtrisables.

L'analyse linéaire équivalente est principalement basée sur des considérations de ductilité et elle ne s'applique pas, en principe, dans le cas de non-linéarités géométriques prononcées (cas des décollements entre radier ou semelles et le sol).

5.3 Spectre de calcul

Le spectre de calcul est obtenu en divisant le spectre élastique par le coefficient de comportement, ce qui permet d'obtenir directement les actions sismiques prenant en compte le comportement postélastique. Cependant, l'accélération à période nulle ne saurait être différente de l'accélération du sol. En conséquence, la branche du spectre de calcul située entre 0 et T_B relie linéairement l'accélération du sol à période nulle à l'accélération spectrale pour T_B , prenant en compte la réduction par q . Cela traduit également le fait que la ductilité appelée dans les structures raides peut être élevée et qu'il y a donc lieu de limiter q dans la gamme des faibles périodes.

5.4 Conditions de régularité

La régularité d'un bâtiment comporte deux volets : la régularité en plan et la régularité en élévation. Elles sont souhaitables l'une et l'autre, mais pas obligatoires. Une structure régulière bénéficie d'avantages détaillés au paragraphe 5.5.

■ La **régularité en plan** est reconnue par le respect de critères visant à limiter les phénomènes de torsion d'axe vertical. Ces critères sont de deux sortes : les premiers sont relatifs à la symétrie et à la compacité de la forme en plan et font l'objet de vérifications géométriques simples. L'existence de deux plans orthogonaux principaux sur toute la hauteur traduit l'essentiel de ces critères. Les seconds sont de nature mécanique : il faut d'abord s'assurer que les diaphragmes constitués par les planchers sont suffisamment raides

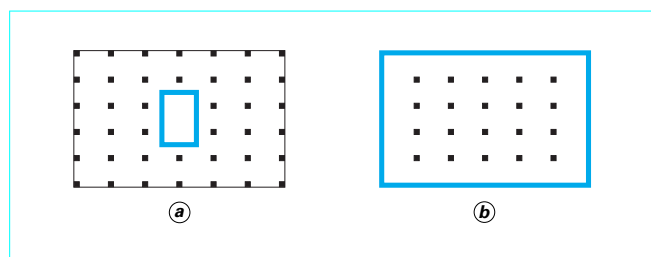


Figure 7 – Vues en plan de bâtiments semblables à rayons de torsion différents

vis-à-vis des éléments de contreventement pour que les déplacements des diaphragmes aux différents niveaux puissent être assimilés à des déplacements rigides (translation et rotation d'ensemble). Un second ensemble de conditions porte sur les rayons de torsion, définis dans chaque direction comme la racine carrée du rapport de l'inertie de torsion autour du centre de torsion à l'inertie de flexion dans la direction considérée. Selon chaque direction principale, l'excentricité structurale naturelle (distance entre le centre de flexion du système de contreventement et le centre de gravité, projetée sur la direction considérée) doit être inférieure à 30 % du rayon de torsion correspondant et celui-ci doit rester inférieur au rayon de giration massique à chaque niveau.

Exemple : la figure 7 présente deux structures à voiles. Dans les deux cas, le rayon de giration est déterminé par la masse des planchers, qui est répartie sur l'ensemble de leur surface. Dans le cas de la figure 7a comportant un noyau central et des poteaux périphériques, la rigidité et la résistance vis-à-vis de la torsion sont concentrées vers le centre du bâtiment et le rayon de torsion est faible ; le bâtiment n'est pas régulier. Dans le second cas (figure 7b), les éléments de contreventement sont répartis sur la périphérie et le rayon de torsion est comparable à la largeur du bâtiment.

La régularité en plan conditionne la possibilité d'effectuer une analyse plane dans chacun des deux plans principaux.

■ Le respect des **conditions de régularité en élévation** permet d'assurer le caractère progressif de la déformation du premier mode et d'éviter qu'un mode d'ordre supérieur à 1 ait une influence non négligeable dans la déformation de la structure soumise à l'action sismique. Ces conditions sont nécessaires pour permettre l'utilisation de la méthode de calcul simplifiée. Elles permettent d'éliminer les situations délicates liées à une variation brutale de raideur ou de masse (par exemple, les « transparences » au premier niveau ou les « pendules inversés »). Les conditions portent d'une part sur la continuité des éléments de contreventement sur la hauteur de la structure, d'autre part sur la variation progressive des formes géométriques en fonction de la hauteur.

5.5 Conséquences de la régularité des structures

Le tableau 3 montre les simplifications admises pour la modélisation et le calcul, ainsi que les éventuels abattements à appliquer au coefficient de comportement, en fonction des conditions de régularité. Dans le cas d'une valeur de coefficient de comportement diminuée, tel qu'indiqué dans la dernière colonne du tableau, le coefficient d'abattement est égal à 0,8.

Il existe également des cas particuliers, non détaillés ici, où des approches simplifiées peuvent être utilisées.

Tableau 3 – Influence des conditions de régularité

Régularité		Simplification de modélisation admise		Valeur du coefficient de comportement
Plan	Élévation	Modèle	Calcul	
Oui	Oui	Plan	Simplifié	Référence
Oui	Non	Plan	Multimodal	Diminuée
Non	Oui	3D	Simplifié	Référence
Non	Non	3D	Multimodal	Diminuée

5.6 Modélisation de la structure

Le calcul des actions sismiques doit être basé sur une modélisation de la structure prenant en compte, lorsque nécessaire, l'influence de la déformabilité du sol, l'influence de la déformabilité des assemblages, des éléments non structuraux et, éventuellement, la présence de structures adjacentes. En principe, le modèle est constitué d'éléments verticaux représentant les éléments composant le contreventement, reliés par des éléments représentant les diaphragmes. Si les diaphragmes peuvent être considérés comme rigides vis-à-vis des éléments de contreventement, les masses et les inerties massiques des planchers peuvent être concentrées à leur centre de gravité ; dans ce cas, le modèle peut être du type « brochette » ou « multibrochette », constitué d'éléments verticaux de poutres reliant les planchers.

Les masses sont calculées en évaluant les masses présentes dans la structure associées aux combinaisons d'actions sismiques :

$$\Sigma G_{kj} \text{ " + " } \Sigma \psi_{Ei} Q_{ki}$$

En pratique, les masses nominales associées aux actions variables quasi permanentes sont affectées de coefficients φ permettant de prendre en compte leur probabilité de présence lors de l'occurrence du séisme :

$$\psi_{Ei} = \varphi \psi_{2i}$$

Les coefficients φ dépendent du niveau considéré dans la construction et du type d'action variable (c'est-à-dire de l'usage des locaux). Ils varient entre 0,5 et 1.

Pour les éléments en béton armé ou en maçonnerie, la fissuration doit être prise en compte dans l'évaluation des rigidités. Cette disposition nouvelle par rapport aux PS 92 et à l'ENV est conforme à des résultats récents sur l'évaluation de la ductilité (c'est-à-dire sur la définition et les valeurs du coefficient de comportement). Elle oblige à évaluer l'état de fissuration des éléments et donc, en principe, à effectuer un calcul itératif. Elle a pour conséquence d'augmenter la période fondamentale et donc de diminuer les actions sismiques. En revanche, elle conduit à augmenter la valeur calculée des déplacements.

Les effets de l'interaction dynamique sol/structure doivent être pris en compte lorsque les déplacements jouent un rôle défavorable : structures sensibles aux effets du second ordre, structures très élancées, structures sur sols très souples. Les effets de cette interaction sur les pieux est prise en compte dans tous les cas.

5.7 Prise en compte de la torsion d'axe vertical

La torsion est un phénomène qui peut se révéler dangereux pour une structure s'il est mal maîtrisé. Trois causes différentes peuvent être à son origine.

■ Premièrement, des **mouvements différentiels à la base des points d'appui** en raison de la propagation des ondes dans le sol. Pour un bâtiment, si les points d'appui sont liaisonnés par des éléments structuraux suffisamment raides, le mouvement sismique sollicitant la structure peut être assimilé à une translation et une rotation d'ensemble, dont la composante verticale correspond à une sollicitation de torsion.

■ Deuxièmement, l'**excentricité naturelle du centre de gravité de chaque plancher** par rapport au centre de torsion du système de contreventement. Cette excentricité est calculée par le concepteur sur la base des plans de structures. Néanmoins, il subsiste un certain aléa sur sa valeur en raison, d'une part, des hypothèses faites sur la répartition des masses associées aux actions variables lors de l'occurrence d'un séisme, d'autre part, de l'évolution du centre de torsion au cours du mouvement, évolution due à la fissuration, à l'apparition de zones plastifiées ou à l'endommagement.

■ Troisièmement, la torsion, si elle existe du fait des causes précédentes, peut être amplifiée par la **déformation de la structure** elle-même. En effet, lorsqu'une structure est souple vis-à-vis de la torsion et que l'excentrement est marqué, le mode fondamental peut être une combinaison de flexion d'ensemble et de torsion. Dans ce cas, la mise en mouvement de ce mode engendre simultanément un mouvement de flexion et une torsion associée, amplifiée par le fait qu'il s'agit de la réponse sismique du mode fondamental de flexion.

Les aspects aléatoires de la torsion sont supposés couverts par la prise en compte d'une excentricité dite « accidentelle », égale dans chaque direction principale à 5 % de la dimension du bâtiment dans la direction orthogonale. L'amplification de la torsion due au mouvement de la structure doit résulter de la modélisation, compte tenu de l'excentricité naturelle, en utilisant un modèle spatial adéquat. Dans la méthode simplifiée, ces effets sont pris en compte de façon forfaitaire en éloignant du centre de gravité, à chaque niveau, le point d'application de la force sismique.

5.8 Méthodes linéaires équivalentes

Dans ces méthodes, le calcul est effectué dans l'hypothèse d'élasticité linéaire, en utilisant le spectre de calcul intégrant le coefficient de comportement.

L'analyse spectrale multimodale est la méthode de référence de l'Eurocode 8 ([1], § 3.1.5 et 3.1.6). Elle est appliquée conformément aux exposés théoriques sur ce sujet, avec recombinaison CQC (combinaison quadratique complète) en général.

La méthode simplifiée pseudostatique est applicable dans les cas présentés au paragraphe 5.5. Elle consiste à appliquer, dans chaque plan principal, un système de forces statiques horizontales aux différents niveaux. Ce système de forces est déterminé proportionnellement à un mode unique dont la forme est donnée *a priori*. La période fondamentale associée peut être déterminée par une formule approximative dépendant de la hauteur H du bâtiment et d'un coefficient C_t caractéristique du type de contreventement :

$$T_1 = C_t H^{3/4}$$

La totalité de la masse est affectée à ce mode unique lorsque la période est supérieure à $2T_C$, 85 % de la masse dans le cas contraire, pour les bâtiments comportant plus de deux niveaux. Pour prendre en compte la torsion, la force appliquée à un élément du contreventement (résultant de la distribution de l'effort tranchant total dans les différents éléments) est amplifiée par un facteur :

$$\delta = 1 + 0,6 x/L_e$$

avec x distance de l'élément au centre du bâtiment, perpendiculairement au plan de calcul considéré,

L_e distance entre les deux éléments de contreventement les plus extrêmes.

5.9 Calculs non linéaires

Deux méthodes de calcul prenant en compte le comportement postélastique de la structure sont envisagées : la méthode statique dite *push-over* et la méthode d'analyse chronologique, cette dernière étant réservée à des situations exceptionnelles. Ces méthodes sont destinées à estimer le rapport α_u/α_e défini au paragraphe 6, ou à estimer la résistance de bâtiments existants, ou pour permettre de localiser les rotules plastiques et les endommagements éventuels. Elles doivent être basées sur une modélisation représentative du comportement postélastique des éléments de la structure, prenant en compte un endommagement éventuel. Cette modélisation peut être bi- ou trilineaire.

Le *push over* est une méthode maintenant reconnue et utilisée sur le plan international (cf. ATC 40 et FEMA 356 référencées en [Doc. C 3 292], partie *Normalisation* pour un exposé détaillé). Elle consiste à appliquer à la structure un système de forces de distribution donnée (proportionnellement aux forces issues de l'analyse élastique ou aux forces résultant de l'application d'une accélération uniforme sur la hauteur) et d'intensité croissante. Il est ainsi possible de tracer une courbe dite « de capacité » donnant une force caractéristique de l'action sismique (en général, l'effort tranchant total en pied) en fonction d'un déplacement caractéristique (par exemple, au sommet du bâtiment).

Il s'agit alors de vérifier que la structure est capable de se déformer de telle sorte qu'un déplacement « cible », caractéristique d'un système à un degré de liberté tel qu'il résulte d'une lecture sur le spectre pour la période fondamentale équivalente du système, puisse être atteint sans que la déformation ultime soit dépassée. Le système à un degré de liberté considéré équivaut au mode fondamental de la structure.

5.10 Éléments non structuraux

Les éléments non structuraux doivent être vérifiés pour résister à l'accélération transmise par la structure ; cette accélération est calculée, par exemple, en utilisant un spectre de plancher. Le calcul peut être simplifié en utilisant une accélération issue d'une estimation forfaitaire prenant en compte un coefficient de comportement spécifique à l'élément considéré.

6. Détermination du coefficient de comportement

Une structure est dissipative si elle dissipe de l'énergie au cours de cycles hystérétiques, en faisant appel à la ductilité des matériaux constitutifs.

■ Une structure peut être conçue comme **non dissipative**, parce que son comportement reste proche de l'élasticité linéaire, auquel cas il lui est affecté un coefficient de comportement égal à 1 et le spectre élastique peut être utilisé. Cependant, il est admis que, lorsque les structures sont conçues et dimensionnées selon les dispositions des eurocodes structuraux 2 à 6, elles disposent d'un peu de ductilité (ductilité limitée, dite « L ») et de surrésistance liée par exemple à l'hyperstaticité. Aussi, pour tous les matériaux structuraux, un coefficient de comportement de 1,5 à 2 est accepté, moyennant quelques dispositions complémentaires sur les matériaux, mais sans disposition constructive particulière. Dans ce cas, le spectre de calcul doit être utilisé.

■ Lorsque la structure est conçue comme **dissipative**, un coefficient de comportement supérieur à la valeur minimale définie précédemment peut être utilisé, moyennant l'adoption de dispositions constructives permettant d'obtenir la ductilité recherchée.

Pour déterminer le coefficient de comportement, il faut prendre en considération le matériau constitutif de la structure, le type de contreventement et la régularité de la structure, comme indiqué au paragraphe 5.5.

● Pour les structures de type portique (ossatures), si les éléments ont une résistance assez homogène, l'analyse plastique montre que des rotules plastiques se forment aux extrémités de chaque élément de poteau ou de poutre, dans la mesure où des modes de rupture fragiles ne sont pas apparus avant la formation des rotules. Le dimensionnement en capacité donne les mesures qu'il est nécessaire de prendre pour obtenir un comportement conforme au schéma théorique de formation des rotules plastiques. La capacité dissipative de la structure est alors liée à la capacité des rotules à se déformer en rotation dans le domaine plastique sans diminution de résistance. Une telle capacité est obtenue par le respect de dispositions constructives et/ou de choix des sections. Plus la valeur du coefficient de comportement est élevée, plus ces dispositions sont contraignantes et nécessitent un soin particulier. Par ailleurs, il est préférable, pour bien maîtriser les déformations plastiques, que les nœuds et assemblages entre éléments ne plastifient pas. Ils sont donc généralement surdimensionnés en appliquant les règles du dimensionnement en capacité de telle sorte que les rotules plastiques se produisent dans les amorces de poutres au voisinage des nœuds.

La capacité dissipative d'une structure est ainsi essentiellement déterminée par l'application du dimensionnement en capacité, du choix des sections et de la mise en place de dispositions constructives. Les structures sont ainsi classées en **classes de ductilité**, chaque classe étant caractérisée par l'application plus ou moins complète de ces règles. La valeur du coefficient de comportement est déterminée en fonction de la classe de ductilité de la structure. Dans le cas du béton, de l'acier, des structures mixtes et du bois, deux classes de ductilité, autres que la ductilité de base « L », sont considérées : la classe de ductilité « M » (moyenne) et la classe de ductilité « H » (haute ductilité). Pour la maçonnerie, la ductilité dépend des chaînages et des armatures présents.

Dans le cas des ossatures en béton armé, en charpente métallique ou mixtes, l'hyperstaticité est prise en compte dans le coefficient de comportement. En effet, la dissipation d'énergie est directement liée, dans ce cas, au nombre de rotules plastiques qu'il est nécessaire de former pour obtenir un mécanisme. Cette influence est prise en compte en multipliant le coefficient de comportement de référence par le rapport α_u/α_e obtenu de la façon suivante : la structure est soumise, par un calcul statique, au système d'actions sismiques obtenu par l'analyse décrite au paragraphe 5. Ces actions sont augmentées proportionnellement par un coefficient α . La première rotule plastique apparaît pour la valeur α_e (limite élastique) et la structure devient un mécanisme pour la valeur α_u . Ainsi, pour une valeur de référence de 5 pour les ossatures métalliques ou mixtes, le coefficient de comportement peut atteindre la valeur maximale admise de 8. Il est néanmoins possible d'éviter le calcul du rapport α_u/α_e en admettant une valeur forfaitaire, égale à 1,2 dans le cas des portiques à simple travée. Pour les ossatures en béton armé, la valeur de référence est égale à 4,5. Une approche identique est admise pour les murs de ductilité élevée, pour lesquels la valeur de référence est égale à 4. Cette prise en compte de l'hyperstaticité n'existait pas dans les PS 92, ni dans l'ENV, pour les structures en béton armé. Elle permet au projeteur, moyennant un petit effort de calcul, de prendre en compte une donnée importante du comportement, qui joue de façon essentielle sur la résistance de toute structure.

● Pour les structures autres que des ossatures, c'est-à-dire en pratique des murs ou des palées de contreventement, généralement plus raides et moins ductiles, le coefficient de comportement est plus faible que dans le cas des ossatures. Néanmoins, dans le cas des palées métalliques, sa valeur est déterminée en relation directe avec la ductilité, qui dépend de la nature de la palée. Pour les murs en béton ou en maçonnerie, deux approches sont possibles : une

approche de mur ductile, qui nécessite de disposer des armatures assurant la ductilité, et une approche de mur non ductile où la non-linéarité est liée à la fissuration. Dans ce dernier cas, le coefficient de comportement est utilisé par commodité, pour conserver le format général de l'eurocode.

7. Fondations

Les fondations des bâtiments en zone sismique doivent être conçues selon les règles de l'Eurocode 7 partie 1 et de l'Eurocode 8 partie 5. Lorsque la structure est dissipative, les actions de calcul E_{Fd} auxquelles les fondations sont soumises dans une situation sismique sont en principe déterminées selon les principes du dimensionnement en capacité, ce qui s'exprime, pour les éléments isolés, par la relation :

$$E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd} \Omega E_{F,E}$$

avec $E_{F,G}$ et $E_{F,E}$	reciproquement les actions hors séisme et les actions dues au séisme,
γ_{Rd}	coefficient de surcapacité (valant 1 ou 1,2 selon la classe de ductilité),
Ω	rapport entre la résistance et l'effet de l'action sismique sollicitante correspondant.

La partie 5 traite du dimensionnement des fondations, qui peuvent être superficielles ou profondes. Les fondations doivent être homogènes sous chaque bloc de bâtiment et leur rigidité doit permettre de répartir les efforts venant de la superstructure et de limiter les déplacements différentiels.

La résultante horizontale de l'action sismique est transmise au sol par cisaillement en sous-face d'une fondation superficielle ou le long des parois verticales et éventuellement en butée directe sur le sol. L'effort résultant vertical et le moment de renversement peuvent être équilibrés par des forces verticales transmises par les fondations, par frottement horizontal ou vertical le long des fondations profondes (piles ou caissons).

Les fondations superficielles sont dimensionnées vis-à-vis de la capacité portante du sol et de sa résistance vis-à-vis de l'effort horizontal. La résistance est évaluée en considérant le caractère dynamique alterné du mouvement et compte tenu de la présence éventuelle de la nappe.

Les fondations profondes (pieux et puits) sont dimensionnées pour résister aux actions d'inertie provenant de la superstructure et des actions résultant des déformations imposées par le passage des ondes dans le sol. Le calcul des actions internes d'un pieu doit prendre en considération les réactions du sol le long du pieu (en négligeant le sol potentiellement liquéfiable), la rigidité du pieu et l'effet de groupe, ainsi que les conditions de liaison avec la structure (il est admis qu'une rotule plastique puisse se former en tête de pieu). Les pieux inclinés doivent en principe être évités, car ils sont susceptibles d'être soumis à une surcharge verticale due au tassement du sol. S'ils sont utilisés, la flexion due à ce tassement doit être prise en compte.

Pour les parois d'infrastructure servant de soutènement, la partie 5 donne des règles de vérification. Le calcul de la poussée des sols en mouvement doit considérer le comportement non linéaire du sol, la poussée hydrodynamique de la nappe, les effets inertiels dans le sol compte tenu des masses mises en jeu et la compatibilité des déplacements entre sol et paroi (une paroi d'infrastructure peut être considérée comme non déplaçable). Une méthode pseudostatique est donnée.

Nota : pour de plus amples renseignements sur les fondations, on pourra se reporter à l'ouvrage de R. Frank (*Calcul des fondations superficielles et profondes*) paru dans les Techniques de l'Ingénieur (1999), référence [3].

8. Règles propres aux matériaux structuraux

8.1 Béton armé

Ce chapitre couvre le dimensionnement des éléments principaux et secondaires des structures, des diaphragmes, les dispositions constructives et les éléments préfabriqués.

Les structures principales en béton armé de type ossature doivent respecter les règles de dimensionnement en capacité dont les principes ont été donnés au paragraphe 2.4. En outre, la ductilité locale doit être organisée pour permettre la rotation dans les rotules plastiques. Pour cela, plusieurs conditions doivent être satisfaites :

- les matériaux en béton et en acier doivent posséder des caractéristiques améliorées. Les armatures doivent disposer d'une ductilité suffisante (longueur du palier plastique sans baisse de résistance) et leur résistance doit être notablement plus élevée que leur limite élastique. Pour le béton, il s'agit de résistance et de ductilité en compression ;

- un coefficient de ductilité conventionnel vis-à-vis de la courbure (CCDF : *Conventional Curvature Ductility Factor*) doit avoir une valeur minimale dans toutes les sections concernées, déterminée en fonction du coefficient de comportement (donc de la classe de ductilité). En pratique, la valeur minimale du CCDF est obtenue en disposant des armatures transversales en quantité suffisante pour confiner le béton contenu dans le noyau qu'elles délimitent. Ainsi, ce béton peut supporter, sans endommagement, un raccourcissement supérieur à ce que peut subir un béton non confiné ;

- le flambement des armatures comprimées dans les zones critiques doit être empêché. Pour cela, des armatures transversales doivent être disposées en diamètre et en nombre suffisants pour diminuer la longueur de flambement des armatures longitudinales.

Des dispositions constructives sont également requises pour couvrir les incertitudes qui subsistent à toutes les étapes de la conception et du dimensionnement sous l'action sismique, notamment celles portant sur la ductilité. Ces dispositions portent sur les dimensions des poutres et poteaux, les armatures minimales en face supérieure des poutres, le pourcentage minimal d'armatures en traction dans les poutres, le pourcentage d'armatures minimal et la limitation de la contrainte normale de compression dans les poteaux.

Les nœuds poteau-poutres doivent être dimensionnés pour résister aux efforts tranchants auxquels ils sont soumis dans les trois directions. Cela conduit, là encore, à disposer des armatures transversales en quantité suffisante. De plus, la compression dans la bielle diagonale doit être limitée.

Les murs peuvent être conçus comme ductiles ou non ductiles. Dans la **conception ductile**, ils sont considérés comme fonctionnant en poutre verticale avec une rotule plastique en pied. En pratique, c'est le cas lorsque le contreventement est assuré par peu de murs portant peu de charges verticales. En conséquence, les principales dispositions constructives des poteaux évoquées plus haut se retrouvent dans les murs. De plus, des talons peuvent être disposés aux deux extrémités pour améliorer le comportement de la zone comprimée. Enfin, pour couvrir les incertitudes sur la distribution des moments fléchissants et des efforts tranchants et assurer que les zones situées au-dessus de la zone critique restent dans le domaine élastique, la courbe de moment fléchissant issue du calcul est majorée et déplacée vers le haut. Cela conduit à un dimensionnement très majoré par rapport à ce qui serait obtenu avec les moments calculés.

Dans tous les éléments décrits ci-dessus (poutres, poteaux, murs), les dispositions prises sont similaires pour les deux classes de ductilité, et sont plus contraignantes dans le cas de la ductilité « H ».

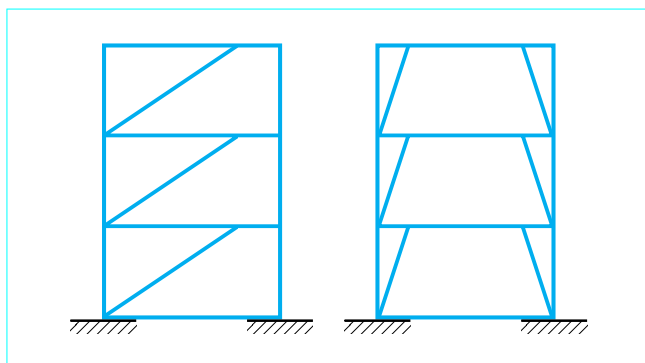


Figure 8 – Contreventements à diagonales excentrées

Les **murs peu ductiles** sont des murs assurant la portance de la plus grande partie de la charge verticale. Ces murs sont le plus souvent longs et peu élancés. Sous réserve de disposer correctement les armatures verticales, la fissuration peut être répartie sur la hauteur de chaque mur et conditionne leur déformabilité. Leur comportement est géométriquement non linéaire et l'énergie qu'ils reçoivent au cours du séisme est partiellement équilibrée par soulèvement des masses. Pour ce type de murs, la densité d'armatures nécessaire est limitée. En effet, il n'est pas fait appel au dimensionnement en capacité (sauf pour la vérification vis-à-vis de l'effort tranchant, qui est majoré) et il n'est pas besoin de confiner le béton, puisque la déformation n'est pas concentrée dans une rotule plastique. La section de béton étant généralement surabondante, les contraintes de cisaillement sont souvent faibles et les armatures d'âme peuvent être en quantité limitée, voire inutiles.

Enfin, pour toutes les sortes d'éléments en béton armé, les dispositions concernant les ancrages et les recouvrements d'armatures sont plus contraignantes que celles définies par l'Eurocode 2, pour tenir compte du caractère cyclique à forte amplitude de l'action.

8.2 Acier

Les structures métalliques dissipatives appartiennent à une des deux classes de ductilité M et H en fonction de leur capacité à dissiper l'énergie. Cela dépend du type de contreventement, de la classe des sections et de la capacité des assemblages vis-à-vis de la rotation.

Pour ce qui concerne le type de contreventement, il convient tout d'abord de noter que les contreventements en K où les diagonales aboutissent sur la longueur libre des poteaux sont interdits dans les classes de ductilité « M » et « H », car ils sont susceptibles d'engendrer des déformations plastiques non contenues de ces poteaux. Les systèmes mettant en jeu des rotules plastiques travaillant en flexion, comme les portiques ou les contreventements avec diagonales excentrées (figure 8), disposent d'une capacité à dissiper l'énergie meilleure que les contreventements à diagonales centrées (croix de Saint-André) ou en V, dans lesquels la plastification se produit par traction ou compression dans les barres. Ils bénéficient donc d'un coefficient de comportement plus élevé.

Pour permettre sans voilement des déformations plastiques dans les zones comprimées, il est nécessaire de respecter des règles limitant l'élancement des ailes des profilés. Ces règles déterminent des classes de section.

Les éléments ou parties d'éléments hors zones dissipatives, ainsi que les assemblages, doivent être surdimensionnés (dimensionnement en capacité), afin que la plastification soit effectivement localisée dans les zones dissipatives.

Exemples : dans un contreventement de type Saint-André, poutres et poteaux doivent être surdimensionnés pour assurer que la plastification a lieu dans les diagonales. De même, les assemblages par cordon de soudure ou boulons de ces diagonales doivent être dimensionnés pour l'effort :

$$R_d \geq 1,35 R_{dy}$$

avec R_{dy} effort de plastification de la diagonale.

Lorsque les diagonales sont en X, seules les barres tendues sont prises en compte dans le calcul. Dans les contreventements en V, les barres comprimées sont également prises en compte, mais leur élanement est limité à 2.

Dans les portiques, les rotules plastiques doivent être positionnées dans les poutres (sauf au pied des poteaux). Les règles de vérification sont destinées à assurer que l'effort normal et l'effort tranchant dans les poutres n'affectent pas la ductilité des rotules plastiques.

Dans les contreventements avec diagonales excentrées, le mécanisme de plastification est plus complexe puisqu'il est dû simultanément au moment fléchissant et à l'effort tranchant dans les membrures. L'influence relative de ces deux effets dépend de la longueur liant l'extrémité de l'élément au nœud le plus proche, par rapport à la longueur M_p/V_p , rapport du moment plastique à l'effort tranchant plastique, et les vérifications sont adaptées, en fonction de type de profilé, aux différentes situations correspondantes.

8.3 Structures mixtes béton/acier

Pour les structures mixtes, il existe des classes de ductilité analogues aux classes des structures en acier. En complément, il y a lieu de considérer si la plastification apparaît dans l'acier seulement, auquel cas les règles des structures en acier s'appliquent, ou si des sections mixtes peuvent être plastifiées. Dans le premier cas, pour les poutres avec dalle de compression en béton, il y a lieu de déconnecter la dalle des poutres au voisinage des poteaux pour que seule la section d'acier soit prise en compte dans le moment plastique.

Les types de contreventement sont généralement les mêmes que pour les structures en acier, mais les poutres et poteaux sont mixtes. Les diagonales en traction sont en acier. Sont considérés également dans ce chapitre des murs en béton armés par des profilés ou des murs dont les faces sont des tôles métalliques.

Pour le calcul, le béton comprimé est pris en compte, mais il est supposé fissuré dans les zones tendues.

Pour l'application des règles de dimensionnement en capacité, une valeur supérieure du moment plastique est utilisée. Elle est obtenue en prenant en compte le béton et la totalité de la section d'acier, même si celle-ci n'est pas considérée comme ductile. En revanche, pour la vérification des sections critiques, c'est une valeur inférieure du moment plastique qui est utilisée, où l'acier n'est pris en compte que s'il est réputé ductile. Pour permettre de considérer une section mixte comme ductile, il y a lieu de confiner le béton avec des armatures transversales et de respecter les règles d'élanement maximal des ailes des profilés. Néanmoins, ces dernières règles sont assouplies si des armatures du béton, soudées sur les ailes, permettent de limiter le risque de voilement.

Pour les ouvrages mixtes, le rôle des connecteurs est important, lorsque l'adhérence n'est pas suffisante pour assurer la résistance au cisaillement entre béton et acier. Pour les poutres avec dalle de compression, les connecteurs ductiles peuvent en principe être dimensionnés pour une connexion totale ou partielle (à 80 %), selon les règles de l'Eurocode 4 ; néanmoins, la résistance des connecteurs est minorée et ils doivent être dimensionnés pour que le mode de rupture corresponde à la rupture du béton et non à la rupture du connecteur.

8.4 Bois

Les structures en bois sont considérées comme dissipatives (deux classes de ductilité « M » et « H ») ou non dissipatives (« L »). Contrairement au béton et à l'acier, la ductilité est concentrée dans les assemblages (clous, boulons, etc.) et les éléments eux-mêmes restent élastiques. De plus, la souplesse des assemblages n'est pas négligeable en général, notamment à cause des glissements, et il y a lieu de la prendre en compte dans le calcul. Néanmoins, les assemblages collés sont rigides et disposent de peu de ductilité. En conséquence, les structures assemblées par collage doivent être considérées comme non dissipatives et calculées avec des nœuds rigides. Les joints de charpentier doivent être utilisés avec prudence et il doit être expérimentalement prouvé qu'ils sont susceptibles de dissiper l'énergie sans rupture fragile, notamment vis-à-vis du cisaillement.

Finalement, la classification dans une des classes de ductilité dépend essentiellement du type de contreventement (similaire aux structures en acier) et du type d'assemblage. Un type de contreventement particulier au bois dispose d'un coefficient de comportement élevé : il s'agit des panneaux de contreplaqué cloués ou boulonnés, travaillant essentiellement en cisaillement.

8.5 Maçonnerie

Les structures en maçonnerie sont composées, dans chaque direction principale, de trumeaux entre lesquels l'effort tranchant total se distribue. La rigidité des éléments est estimée dans l'hypothèse de panneaux fissurés.

Les panneaux de maçonnerie doivent être liaisonnés entre eux et avec les planchers. Leurs dimensions (épaisseur, rapport épaisseur/hauteur) sont limitées inférieurement en fonction de leur type. Ces types sont au nombre de trois, correspondant à une ductilité de plus en plus élevée :

- les maçonneries non armées, limitées aux zones à faible sismicité : des armatures doivent être disposées verticalement au maximum tous les 4 m et au droit de tous les planchers ;
- les maçonneries chaînées : les panneaux, de dimensions limitées, sont bordés par des chaînages constitués de poutres et poteaux en béton armé ancrés dans la structure principale ;
- les maçonneries armées régulièrement par des armatures placées horizontalement dans les lits de mortier et verticalement dans des réservations placées à cet effet dans les unités.

En complément sont données des règles simplifiées pour les petits bâtiments en maçonnerie, sans qu'il soit besoin de procéder à des calculs. Le nombre d'étages autorisé pour l'utilisation de telles règles simplifiées dépend de l'accélération du sol a_g S.