

Chapitre 7.

Règles générales de l'Eurocode 8 pour l'analyse et la vérification des ossatures de bâtiments.

7.1 Objectifs du projet parasismique.

L'Eurocode 8 (EN1998-2004) définit 2 objectifs au projet parasismique:

1. **Le non-effondrement sous un séisme majeur**, associé à une probabilité de référence P_{NCR} de dépassement en 50 ans égale à 10% (séisme de période de retour $T_{NCR} = 475$ ans). La structure doit être conçue et construite pour résister sans effondrement local ou général, conservant ainsi son intégrité structurale et une capacité portante résiduelle après l'événement sismique. Les vérifications associées à cet objectif sont celles d'un Etat Limite Ultime (ELU).

2. **La limitation des dommages sous un séisme plus fréquent**, dont la probabilité P_{DLR} de se produire est plus importante (probabilité P_{DLR} de dépassement en 10 ans égale à 10% , séisme de période de retour $T_{DLR} = 95$ ans). La structure doit être conçue et construite pour éviter des dommages et des limitations d'exploitation dont le coût serait disproportionné par rapport à celui de la structure. Les vérifications associées à cet objectif sont celles de l'Etat Limite de Service (ELS) et portent, par exemple, sur des valeurs maximales de déformations entre étages d/h .

La tendance actuelle va vers la définition de plus de 2 objectifs ou « performances » souhaitées.

7.2 Action de calcul.

La représentation de base de l'action sismique en un point donné de la surface du sol est exprimée par un spectre de réponse en accélération. On trouve en 2.15 l'information relative aux spectres de l'Eurocode 8. L'accélération maximale de calcul a_g est trouvée en multipliant a_{gR} par γ_I , "coefficient d'importance" de la structure considérée : $a_g = \gamma_I a_{gR}$.

7.3 Masse sismique.

Les effets d'inertie de l'action sismique de calcul doivent être évalués en comptant toutes les masses présentes dans la structure au moment du séisme et qui vont osciller avec celle-ci. On doit chercher à établir la valeur la plus probable de la masse totale m ou « masse sismique » de la structure et non une surestimation de cette masse, car la résultante de cisaillement en base de la structure est fonction des périodes T , qui sont fonction m .

Surestimer la masse m n'est pas une attitude sécuritaire dans un projet parasismique, car cela donne des périodes T plus grandes et une résultante de cisaillement calculée éventuellement plus petite. Le poids G de la structure peut être évalué avec une bonne précision. Pour les actions variables Q , on

7.2

considère la fraction $\psi_{Ei} \cdot Q_{ki}$ représentant la fraction dont la présence est la plus probable. On obtient la masse sismique par la combinaison : $\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$

Les coefficients de combinaison $\psi_{E,i}$ prennent en compte la probabilité que les charges $\psi_{2i} \cdot Q_{ki}$ 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 : $\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i}$. Les valeurs de ψ_{2i} et φ sont données au Tableau 7.1.

Tableau 7.1. Coefficients $\psi_{2,i}$ et φ de l'Eurocode 8.

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	0,8		
Cat. F : zone de trafic (véhicule ≤ 30 kN)	0,6		

On constate que le coefficient $\psi_{E,i}$ qui sert à définir la masse de l'action de service présente en moyenne sur un immeuble peut être $\ll 1$. Ainsi, dans un immeuble de bureaux où les niveaux ont une occupation indépendante : $\psi_{E,i} = 0,5 \times 0,3 = 0,15$.

La masse sismique calculée par la combinaison $\Sigma G_{k,j} + \Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$ sert à calculer :

- les sollicitations globales dues au séisme: résultante de cisaillement et moment de renversement à un niveau donné, en particulier la résultante de cisaillement et le moment de renversement à la fondation.
- les termes P_{tot} et V_{tot} intervenant dans la vérification relative au caractère acceptable des effets du second ordre (paramètre θ) (voir 7.8.3).
- les sollicitations A_{Ed} générées par le séisme dans les éléments de la structure ; pour les vérifications de résistance de ces éléments (avec E pour « Earthquake »=séisme).

« Situation sismique de calcul »

Les sollicitations A_{Ed} sont combinées aux autres sollicitations afin d'établir la «sollicitation sismique de calcul » E_d des éléments structuraux.

La combinaison s'écrit: $E_d = \Sigma G_{k,j} \ll + \gg P \ll + \gg \Sigma \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \ll + \gg A_{Ed}$ (voir 7.8.2).

On note que dans cette combinaison, A_{Ed} est calculé avec la masse sismique $G + \Psi_{Ei}Q$ alors que l'effet gravitaire est calculé avec $G + \Psi_{2i}Q$. Cette incohérence apparente se justifie comme suit:

7.3

- un élément structurel local peut être soumis à $\Psi_{2i}Q$ alors qu'en moyenne sur le bâtiment on a $\Psi_{Ei}Q$;
- en considérant $\Psi_{2i}Q$ plutôt que $\Psi_{Ei}Q$, on prend en compte de façon implicite une certaine composante verticale du séisme, même pour des éléments structuraux comme les poteaux en base d'une structure élevée dans lesquels la contrainte sous charge de service Q serait probablement mieux estimée par $\Psi_{Ei}Q$ que par $\Psi_{2i}Q$.

Les sollicitations dans les éléments structuraux sont donc la somme de 2 termes, gravitaires et sismique. Dans les chapitres 9 à 14 (règles par type de matériau), on reprend ces termes par les symboles suivants (exemple de l'effort normal N) :

- terme gravitaire $N_{Ed,G}$ trouvé sous $G + \Psi_{2i}Q$
- terme $N_{Ed,E}$ dû au séisme, calculé pour une structure de masse sismique $G + \Psi_{Ei}Q$

Ces termes combinés donnent N_{Ed} effort normal dans la situation sismique de calcul. Il existe différentes combinaisons suivant différents contextes.

7.4 Effets de torsion.

Les effets de torsion sont étudiés au Chapitre 4, tant pour les principes et méthodes d'étude que pour les aspects réglementaires selon l'Eurocode 8.

7.5 Modèles et méthodes d'analyse pour le projet parasismique.

Les principales méthodes d'analyse des structures soumises à une action sismique ont été introduites aux Chapitres 2, 3, 4 et 6. Il s'agit de :

- l'analyse dynamique élastique par réponse spectrale et superposition modale
- l'analyse par forces latérales
- l'analyse chronologique non linéaire dynamique
- l'analyse statique non linéaire en poussée progressive.

Ce sont essentiellement les deux premières méthodes qui sont utilisées en projet, soit dans des modèles plans, soit dans des modèles spatiaux (ou tridimensionnels ou 3D).

L'utilisation de modèles plans et l'analyse par forces latérales sont limitées par le respect de conditions relatives à la régularité de la structure ; ces conditions sont définies au tableau 7.2, conforme à l'Eurocode 8.

Les méthodes d'analyse non linéaires sont plutôt utilisées dans des travaux de recherche ou pour l'évaluation détaillée de bâtiments existants.

Les accélérogrammes définissant l'action sismique pour l'analyse chronologique non linéaire doivent cohérents avec le spectre de réponse élastique (voir 6.3) et au minimum au nombre de 3, afin d'assurer que les spectres des accélérogrammes recouvrent bien le spectre de réponse élastique. L'Eurocode 8 définit de façon détaillée les conditions à respecter.

Tableau 7.2. Relation entre régularité, modèle et méthode d'analyse linéaire autorisés.

Régularité		Simplifications admises		Coefficient de comportement
En Plan	En Elévation	Modèle	Analyse élastique linéaire	q
Oui	Oui	2 modèles plan (x et y)	Force latérale ^a	Valeur de référence
Oui	Non	2 modèles plan (x et y)	Modale	Valeur de référence minorée par 1,2
Non	Oui	2 modèles plan (x et y) ^b	Force latérale ^a	Valeur de référence
Non	Oui	1 modèle 3 D Action en x, y et z	Force latérale ^a	Valeur de référence
Non	Non	1 modèle 3 D Action en x, y et z	Modale	Valeur de référence minorée par 1,2 et réduction de α_w/α_1

^a pour les bâtiments dont la réponse n'est pas affectée de manière significative par les contributions de modes de vibration de rang plus élevé que le mode fondamental dans chaque direction principale, ce qu'on considère réalisé s'ils présentent dans les deux directions des périodes de vibration $T_1 \leq 4 T_C$ et $T_1 \leq 2s$

^b Dans les conditions de régularité limitée indiquées en 4.3.3.1(8) de EN1998-1 : 2004, un modèle plan séparé peut être utilisé dans chaque direction horizontale.

7.6 Combinaison des effets des composantes de l'action sismique.

7.6.1 Composantes horizontales de l'action sismique.

Le mouvement sismique n'est pas purement translationnel dans une seule direction et on doit considérer 2 composantes horizontales de l'action sismique agissant simultanément. On calcule d'abord séparément la réponse de la structure à chaque composante horizontale du séisme et en effectuant les combinaisons des réponses modales.

On peut trouver la valeur maximale de chaque effet de l'action sur la structure, due aux 2 composantes horizontales de l'action sismique comme :

- la racine carrée de la somme des carrés des réponses dues à chaque composante horizontale.

- ou en utilisant les deux combinaisons : a) $E_{Edx} "+" 0,30E_{Edy}$

b) $0,30E_{Edx} "+" E_{Edy}$

où "+" signifie "combiné avec" ; E_{Edx} sont les effets de l'action dus à l'application de l'action sismique le long de l'axe horizontal x ; E_{Edy} sont les effets de l'action dus à l'application de la même action sismique, le long de l'axe horizontal orthogonal y .

7.5

Dans ces combinaisons, le signe adopté pour chaque composante doit être le plus défavorable pour l'effet particulier considéré. Si le système structural ou la classification de régularité en élévation du bâtiment est différente dans des directions horizontales différentes, la valeur du coefficient de comportement q peut également être différente.

Pour les bâtiments qui respectent les critères de régularité en plan et où les seuls éléments sismiques primaires sont des murs ou des systèmes triangulés indépendants dans les deux directions principales, ceux-ci ne sont en fait sollicités que par l'action sismique agissant dans une seule direction, soit x , soit y . Dans ce cas, on est dispensé de considérer les combinaisons des effets des 2 composantes x et y de l'action.

7.6.2 Composante verticale de l'action sismique.

La règle de l'Eurocode 8 concernant la prise en compte de la composante verticale du séisme est la suivante :

- Si a_{vg} est inférieure à 0,25 g , on peut négliger les effets de la composante verticale de l'action sismique
- Si a_{vg} est supérieure à 0,25 g , on doit considérer les effets de la composante verticale de l'action sismique dans certains éléments de structure a priori plus sensibles à cette composante, tels que les éléments de structure horizontaux ou presque horizontaux de 20 m de portée ou plus, (5 m de long pour les consoles) , tous les éléments précontraints horizontaux, les poutres supportant des poteaux et les structures sur appuis parasismiques.

L'analyse peut être réalisée sur la base d'un modèle partiel de la structure qui inclut ces éléments et prend en compte la rigidité des éléments adjacents. Il est nécessaire de prendre en compte les effets de la composante verticale seulement pour les éléments considérés et pour les éléments supports ou les infrastructures qui leur sont directement associés. On peut trouver la valeur maximale de chaque effet de l'action sur la structure, due aux 2 composantes horizontales et à la composante verticale de l'action sismique comme :

- la racine carrée de la somme des carrés des réponses dues à chaque composante
- ou en utilisant les trois combinaisons

$$a) E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} "+" 0,30 E_{Edz}$$

$$b) 0,30 E_{Edx} "+" E_{Edy} "+" 0,30 E_{Edz}$$

$$c) 0,30 E_{Edx} "+" 0,30 E_{Edy} "+" E_{Edz}$$

où "+" signifie "combiné avec" et E_{dz} les effets de l'action dûs à l'application de la composante verticale de l'action sismique de calcul.

7.7 Evaluation des déplacements réels sur base d'une analyse linéaire.

On a expliqué en 3.4.2 que l'analyse linéaire par superposition des réponses modales ou sa version simplifiée, la méthode des forces latérales, n'examine que la partie élastique de la réponse sismique d'une structure élastoplastique d'une structure. On réalise cela grâce au coefficient de comportement q qui intervient comme diviseur de l'action sismique réelle. Les déplacements calculés d_e sont donc une sous évaluation par un facteur q des déplacements réels d_s produits par le séisme, qu'on trouve par:

$$d_s = q_d d_e$$

avec :

d_s déplacement d'un point du système structural dû à l'action sismique de calcul

q_d coefficient de comportement lié au déplacement ; en général, q_d est supérieur à q si la période fondamentale de la structure est inférieure à T_C , mais les données manquent pour définir q_d et on prend $q_d = q$.

d_e déplacement du même point du système structural, déterminé par une analyse linéaire basée sur le spectre de réponse de calcul et incluant les effets de torsion.

7.8 Vérifications relatives à l'état limite ultime.

7.8.1 Généralités.

Les vérifications de l'Eurocode 8 relatives à l'état limite ultime portent sur la résistance nécessaire de tous les éléments, la ductilité des éléments dissipatifs, le dimensionnement capacitif des éléments non dissipatifs, le respect de conditions assurant la formation d'un mécanisme plastique global dans la structure, la stabilité d'ensemble de la structure, la résistance des diaphragmes et des fondations et la présence de joints suffisants avec les bâtiments voisins.

7.8.2 Résistance des zones dissipatives.

La combinaison à considérer pour trouver la valeur de calcul E_d des sollicitations dans la situation sismique de calcul, est :

$$E_d = \Sigma G_{k,j} \ll + \gg P \ll + \gg \Sigma \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \ll + \gg A_{Ed}$$

A_{Ed} est la sollicitation due à l'action sismique. G est la sollicitation gravitaire. Q est l'action de service. ψ_{2i} est défini en 7.3.

Dans l'expression précédente, « + » a le sens « combiné à » et il est entendu que la combinaison est choisie avec le signe + ou - de manière à cerner la situation la plus défavorable.

Pour tous les éléments structuraux, les assemblages et les éléments non structuraux, il faut :

$$E_d \leq R_d$$

E_d inclut, si nécessaire, les effets du second ordre. E_d peut être calculé en effectuant une redistribution des moments fléchissants établis par l'analyse. Cette redistribution est limitée aux valeurs indiquées

dans les Eurocodes 2, 3 et 4. On explique ailleurs l'intérêt économique d'une redistribution de moment.

R_d est la résistance de calcul de l'élément, calculée conformément aux règles spécifiques pour le matériau utilisé (en termes de valeurs caractéristiques des propriétés de matériau f_k et coefficient de sécurité partiel γ_M) et aux modèles mécaniques associés au type de système structural, tels qu'ils sont expliqués aux Chapitres 8 à 11.

7.8.3 Caractère acceptable des effets du second ordre.

Cette vérification est effectuée en considérant les sollicitations E_d calculée par l'analyse de la structure sans prendre en compte les effets du second ordre (effets P- Δ) si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux du bâtiment:

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

θ est le coefficient de sensibilité au déplacement relatif entre étages ; P_{tot} la charge gravitaire totale due à tous les étages situés au dessus de l'étage considéré, y compris celui-ci, dans la situation sismique de calcul des sollicitations globales sur la structure, c'est-à-dire $\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$; d_r est le déplacement relatif de calcul entre étages, différence de déplacement latéral moyen entre le haut et le bas du niveau considéré (note : d_r est calculé sur base de déplacements réels $d_s = q_d d_e$) ; V_{tot} est l'effort tranchant sismique total au niveau considéré ; h est la hauteur du niveau, entre étages.

Cette relation exprime simplement que le moment de 2nd ordre $P_{\text{tot}} d_r$ est suffisamment inférieur au moment de 1^{er} ordre appliqué aux poteaux de l'étage considéré, soit $V_{\text{tot}} h$, pour qu'on puisse négliger son effet. Si $0,1 < \theta \leq 0,2$, les effets du second ordre peuvent être pris en compte approximativement en majorant les effets de l'action sismique E_d calculés par l'analyse de 1^{er} ordre par $1/(1 - \theta)$. Si $0,2 < \theta \leq 0,3$, un calcul explicite de l'effet P- Δ est requis. θ ne peut pas dépasser 0,3.

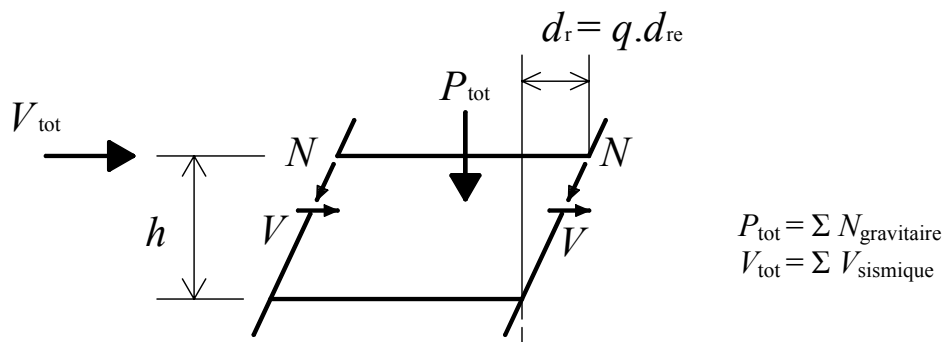


Figure 7.1. Vérification du caractère acceptable des effets du 2ème ordre géométrique.

7.8.4 Ductilité locale.

La ductilité locale est assurée par le respect d'exigences particulières, différentes pour chaque matériau. On les explique aux Chapitres 8 à 11. Ces exigences portent :

- sur les caractéristiques spécifiques aux sections ou assemblages que l'on veut ductile
- sur le dimensionnement en capacité (cfr 3.6) assurant une hiérarchie de résistance des divers éléments structuraux telle que les zones plastiques se trouvent à la position souhaitée et que les zones adjacentes, potentiellement fragiles, soient surdimensionnées de sorte qu'elles travaillent dans le domaine élastique.

7.8.5 Ductilité globale.

La ductilité globale d'une structure est atteinte par le respect des conditions relatives à la ductilité locale et de conditions spécifiques assurant la formation d'un mécanisme global. Ces conditions visent en particulier à éviter la formation du mécanisme local du type « étage faible » décrit au Chapitre 5.

Les conditions spécifiques à différentes typologie de structures (murs, contreventement par triangulations, etc ...) sont expliquées par type de matériaux aux Chapitres 8 à 11, mais pour les structures stabilisées par des portiques, la condition de formation d'un mécanisme plastique global retenue dans l'Eurocode 8 est indépendante du matériau constitutif .

Ductilité globale des ossatures en portique.

La ductilité globale est atteinte en visant l'objectif suivant : les ossatures en portique doivent être conçues pour que les rotules plastiques se forment dans les poutres et non dans les poteaux. Cet objectif, souvent énoncé "poutres faibles-poteaux forts", n'est pas requis à la base de l'ossature, au plancher supérieur des bâtiments multi-étagés et pour les bâtiments à un seul étage, parce que des rotules plastiques se formant à ces endroits de la structure n'entraînent pas la formation d'un mécanisme de ruine partielle.

Pour réaliser l'objectif, la condition à respecter imposée dans l'Eurocode 8 est la suivante : il faut qu'à chaque nœud de poutres sismiques primaires ou secondaires avec des poteaux sismiques primaires, on

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

$\sum M_{Rc}$ est la somme des moments de flexion résistants (moments plastiques) des poteaux (indice c = colonne) connectés au nœud . Les M_{Rc} dépendent de l'effort normal N et doivent être calculés en fonction de l'effort normal le plus défavorable dans la situation sismique de calcul. M_{Rb} est somme des moments de flexion résistants (moments plastiques) des poutres (indice b = beam) connectées au nœud, avec les valeurs correspondant à un moment résistant de poutre positif d'un côté du nœud et négatif de l'autre. Figure 7.2. Lorsque des assemblages à résistance partielle sont utilisées, les résistances à la flexion de ces assemblages sont prises en compte dans le calcul de $\sum M_{Rb}$.

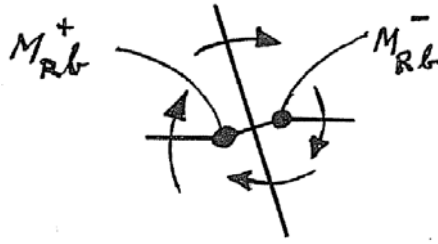


Figure 7.2. Les moments de flexion des poutres au nœud correspondant au mécanisme global plastique des ossatures en portiques sont de signe opposé.

La relation précédente est évidente si on examine un seul nœud poutres-poteaux : comme les sollicitations à un instant donné sont telles qu'il y a équilibre, on a $\sum M_{Ed,c} = \sum M_{Ed,b}$. Le moment plastique est d'abord atteint là où le rapport M_{Ed} / M_R est le plus élevé, donc là où M_R est le plus faible. Mais le coefficient 1,3 n'est pas défini sur base de cette seule considération, car alors 1,1 par exemple suffirait : c'est l'analyse dynamique élasto-plastique de portiques qui a montré qu'un coefficient inférieur à 1,3 n'empêchait pas la formation d'un mécanisme de ruine partiel impliquant un seul niveau.

La condition $\sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb}$ doit être satisfaite à chaque nœud dans deux plans verticaux orthogonaux de flexion de la structure et dans les deux directions (positive et négative) d'action des moments des poutres autour du nœud. Si le système structural est une ossature en portique dans une seule des deux directions principales, la condition doit être satisfaite uniquement dans cette direction. La condition ne s'applique pas au dernier étage de bâtiments à plusieurs étages, car à ce niveau il importe peu que les rotules plastiques se forment dans les poutres ou au sommet des poteaux – Figure 7.3.

Dans les ossatures où une dalle contribue à la raideur et à la résistance des poutres, le béton et les armatures de la dalle dans la largeur participante contribuent au moment plastique ; il faut en tenir compte dans le calcul des M_{Rb} des poutres.

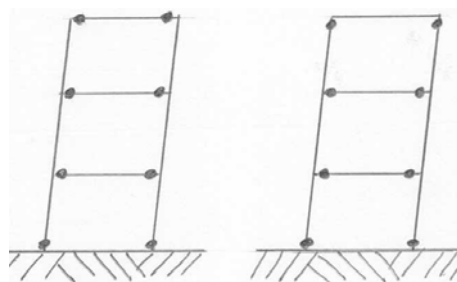


Figure 7.3. Deux possibilités de mécanisme global.

On notera que:

- dans les systèmes mixtes murs-ossatures où les murs apportent plus de 50% de la résistance, ceux-ci empêchent la formation d'un mécanisme d'étage et le respect du critère $\sum M_{Rc} \geq 1,3\sum M_{Rb}$ n'est pas imposé (voir Figure 10.8).
- dans les ossatures en portique en béton armé où sont présents au moins quatre poteaux ayant approximativement des sections transversales de mêmes dimensions, on admet que ceux-ci sont capables d'empêcher la formation d'un mécanisme d'étage et on n'oblige à respecter la condition le critère $\sum M_{Rc} \geq 1,3\sum M_{Rb}$ que dans trois poteaux sur quatre ;
- dans les petites ossatures en portique en béton armé (1 ou 2 niveaux) où l'effort normal dans les poteaux est faible (l'effort normal réduit v_d ne dépasse pas 0,3 dans aucun poteau), la résistance des poteaux en flexion suffit à assurer la sécurité et le respect du critère $\sum M_{Rc} \geq 1,3\sum M_{Rb}$ n'est pas imposé.

7.8.6 Equilibre.

On doit vérifier que le bâtiment est stable par rapport au monde extérieur dans la situation sismique de calcul et cette vérification doit inclure le risque de renversement global et de glissement.

7.8.7 Fondations.

Les sollicitations sismiques de calcul des éléments des fondations résultent, comme pour les autres éléments non dissipatifs, d'un dimensionnement en capacité en tenant compte d'éventuelles sur-résistances de la superstructure. Cependant, les effets de l'action sismique sur les éléments des fondations ne peuvent logiquement jamais être plus grands que ceux correspondant à l'hypothèse du comportement élastique de la structure, soit $q = 1,0$.

Pour les fondations d'éléments verticaux individuels, murs ou poteaux, les valeurs de calcul des effets de l'action E_{Fd} sur les fondations sont: $E_{Fd} = E_{F,G} + \gamma_{Rd}\Omega E_{F,E}$

Dans cette relation, γ_{Rd} est un coefficient destiné à tenir compte de la sur-résistance des matériaux des éléments structurels dissipatifs par rapport à la valeur considérée dans l'analyse ; γ_{Rd} est pris égal à 1,0 pour $q \leq 3$, ou à 1,2 dans les autres cas ;

$E_{F,G}$ effet dû aux actions non sismiques incluses dans la combinaison d'actions pour la situation sismique de calcul, c'est-à-dire sous $G + \Psi_{2i}Q$.

$E_{F,E}$ effet de l'action issu de l'analyse pour l'action sismique de calcul ;

Ω est un coefficient destiné à tenir compte de la sur-résistance due au fait que la section réalisée n'est pas la section minimale strictement nécessaire ; $\Omega = (R_{di}/E_{di}) \leq q$; ce coefficient est calculé pour la zone dissipative ou l'élément i de la structure qui a l'influence la plus importante sur l'effet E_F

7.11

considéré ; avec R_{di} résistance de calcul de la zone ou de l'élément i ; E_{di} est la valeur de calcul de l'effet de l'action sur la zone ou l'élément i pour la situation sismique de calcul.

Pour les fondations des murs ou des poteaux d'ossatures en portique, Ω est la valeur minimale du rapport M_{Rd}/M_{Ed} dans les deux directions orthogonales principales, à la section transversale la plus basse où une rotule plastique peut se former dans l'élément vertical, dans la situation sismique de calcul.

Pour les fondations de poteaux de triangulations à barres centrées, Ω est la valeur minimale du rapport $N_{pl,Rd}/N_{Ed}$ sur toutes les diagonales en tension de la triangulation.

Pour les fondations de poteaux de triangulations à barres excentrées, Ω est la valeur minimale du rapport $V_{pl,Rd}/V_{Ed}$ pris sur toutes les zones de cisaillement plastique des poutres, ou du rapport $M_{pl,Rd}/M_{Ed}$ pris sur toutes les zones de rotule plastique des poutres de la triangulation.

Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux (longrines de fondation, semelles filantes, radiers, etc.), la valeur de Ω est déduite de l'élément vertical ayant l'effort tranchant horizontal le plus important dans la situation sismique de calcul. On peut aussi considérer une valeur de Ω égale à 1 et $\gamma_{Rd} = 1,4$.

Si les effets de l'action sur les fondations ont été déterminés en utilisant la valeur du coefficient de comportement q applicable aux structures faiblement dissipatives ($q = 1,5$ à 2 , voir Chapitres 7 à 11), le dimensionnement en capacité n'est pas exigé.

7.8.8 Joints entre bâtiments ou entre blocs constitutifs d'un même bâtiment (joints de dilatation).

Les bâtiments doivent être protégés contre l'entrechoquement avec des structures adjacentes ou entre des unités structurellement indépendantes du même bâtiment. Pour cela, il faut :

- que la distance entre la ligne de séparation et les points d'impact potentiels ne soit pas inférieure au déplacement horizontal maximal du bâtiment au niveau correspondant ;
- que la distance entre les bâtiments ou unités structurellement indépendantes appartenant à la même propriété ne soit pas inférieure à la racine carrée de la somme des carrés des déplacements horizontaux maximaux des deux bâtiments ou unités au niveau correspondant.

Si les niveaux de planchers d'un bâtiment ou d'une unité indépendante en cours d'étude sont les mêmes que ceux du bâtiment adjacent ou de l'unité adjacente, la distance minimale citée ci-dessus peut être réduite par un coefficient 0,7.

Tous les déplacements mentionnés sont des évaluations de déplacements réels, calculés par la relation : $d_s = q_d d_e$

7.8.9 Eléments non structuraux

Les éléments non structuraux des bâtiments (par exemple, garde-corps, antennes, éléments mécaniques secondaires et équipements, murs rideaux, cloisons, clôtures) qui peuvent, en cas de rupture, exposer les personnes à des risques ou affecter la structure principale du bâtiment ou des installations, doivent résister à l'action sismique.

Pour les éléments non structuraux de grande importance ou particulièrement dangereux, l'analyse sismique doit être fondée sur une modélisation réaliste complète des structures concernées ou sur l'utilisation de spectres déduits de la réponse des éléments de structure formant support (« spectres de planchers »).

Pour les éléments structuraux moins importants, on peut utiliser un calcul simplifié, dans lequel les sollicitations sismiques sont déterminées en appliquant une force horizontale F_a au centre de gravité de l'élément non structural, dans la direction la plus défavorable : $F_a = (S_a \cdot m_a \cdot \gamma_a) / q_a$

$$S_a \text{ est la pseudo accélération : } S_a = a_g S \left(\frac{3(1 + z/H)}{1 + (1 - \frac{T_a}{T_1})^2} - 0,5 \right) \quad S_a \geq a_g S.$$

m_a est la masse de l'élément ; γ_a coefficient d'importance de l'élément ; q_a est le coefficient de comportement de l'élément (voir Tableau). T_a est la période fondamentale de vibration de l'élément non structural et T_1 la période fondamentale du bâtiment dans la direction appropriée. z est la hauteur de l'élément non structural au-dessus du niveau d'application de l'action sismique (le niveau du sol en général). H est la hauteur du bâtiment depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide.

Le coefficient d'importance γ_a ne peut pas être inférieur à 1,5 pour :

- les éléments d'ancrages de machines et d'équipements nécessaires au fonctionnement des réseaux vitaux ;
- les réservoirs et récipients contenant des substances toxiques ou explosives, présentant des risques pour la sécurité publique.

Dans les autres cas, γ_a peut être pris égal à 1,0.

Les valeurs maximales du coefficient de comportement q_a des éléments non structuraux sont indiquées au Tableau suivant.

Tableau. Valeurs de q_a pour les éléments non structuraux

Type d'élément non structural	q_a
Garde-corps ou ornements Signalisations et panneaux d'affichage Cheminées, mâts et réservoirs sur poteaux se comportant en consoles non contreventées sur plus de la moitié de leur hauteur totale	1,0
Murs de façade et intermédiaires Cloisons et façades Cheminées, mâts et réservoirs sur poteaux, se comportant en consoles non contreventées sur moins de la moitié de leur hauteur totale, ou contreventées ou haubanées à la structure au niveau ou au-dessus de leur centre de gravité Eléments de fixations des meubles lourds et des bibliothèques supportés par les planchers Eléments de fixations des faux-plafonds et autres dispositifs légers de fixation	2,0

7.8.10 Diaphragmes.

Les diaphragmes et les entretoisements dans les plans horizontaux doivent pouvoir transmettre, avec une sur-résistance suffisante, les effets de l'action sismique aux divers contreventements auxquels ils sont liés. On les vérifie sous les sollicitations calculées dans l'analyse multipliées par un coefficient de sur-résistance γ_d supérieur à 1,0 (valeur recommandée $\gamma_d = 1,3$ pour les modes de rupture fragile, tels que l'effort tranchant dans les diaphragmes en béton et $\gamma_d = 1,1$ pour les modes de rupture ductile).

Les indications de l'Eurocode 8 sont minimales. Elles définissent l'objectif et l'analyse est supposée établir les sollicitations des diaphragmes. Mais très souvent, les diaphragmes sont considérés comme rigides et l'analyse, effectuée en supposant l'absence de déplacement relatif entre les contreventements, n'établit pas les sollicitations dans les diaphragmes. Leur connaissance est pourtant nécessaire pour vérifier les dimensions et les fixations des diaphragmes.

On pourrait penser que les forces d'étage de la méthode dynamique simplifiée (« statique équivalente ») constituent une bonne estimation des sollicitations des diaphragmes, mais ce n'est certainement pas le cas en base de la structure, car la force d'étage y tend vers 0 alors que l'accélération subie est de l'ordre de $a_g S$, accélération du sol. La force d'inertie correspondante pour un diaphragme est égale à : $F_{dia} = a_g S m_d$ (m_d = masse du diaphragme et des masses rapportées à ce diaphragme ; les masses des poutres, voiles, poteaux ne sont pas dans m_d).

En fait, la sollicitation à reprendre à l'assemblage entre un diaphragme et un contreventement à un niveau i comporte deux termes :

- une fraction de la force d'inertie $a_i m_d$ où a_i représente l'accélération max subie à l'étage i ; cette fraction est fonction de la raideur relative du contreventement dans l'ensemble du système de contreventement pour la direction de séisme considérée ;

une force qui résulte de l'existence de transfert de force d'un contreventement vertical vers les autres en raison de variation de raideur des contreventements entre ce niveau et les niveaux inférieurs ou supérieurs.

On peut penser à évaluer la force d'inertie $a_i m_d$ à l'aide des relations définies pour les éléments non structuraux, en considérant $T_a = 0$ (diaphragme infiniment rigide) et $q_d = 1$ (diaphragme non dissipatif) :

$$F_a = (S_a \cdot m_a \cdot \gamma_a) / q_a = S_a \cdot m_d \gamma_d$$

$$S_a = a_g S \left(\frac{3(1+z/H)}{1 + (1 - \frac{T_a}{T_1})^2} - 0,5 \right) = a_g S \left(\frac{3(1+z/H)}{2} - 0,5 \right)$$

Ces relations donnent :

$$F_{\text{dia}} = a_g S m_d \quad \text{en base, comme mentionné ci-dessus ;}$$

$$F_{\text{dia}} = 2,5 a_g S m_d \quad \text{en tête du bâtiment, ce qui est de l'ordre du maximum de la force d'étage}$$

puisque $S_d(T)$ vaut au maximum $2,5 a_g S$.

Les forces de calcul correspondantes sont :

$$F_{\text{dia,d}} = \gamma_d a_g S m_d \quad \text{en base, comme mentionné ci-dessus ;}$$

$$F_{\text{dia}} = 2,5 \gamma_d a_g S m_d \quad \text{en tête du bâtiment.}$$

Il convient d'ajouter à ces valeurs les sollicitations du diaphragme qui résultent de l'existence de transfert de force entre contreventements vertical causés par d'éventuelles variations de raideur des contreventements au dessus ou en dessous du diaphragme considéré.

A titre indicatif, le document FEMA 450 donne les forces de calcul des diaphragmes suivantes.

$$\text{Pour les ossatures régulières, à chaque niveau :} \quad F_{\text{dia}} = 0,2 m_{\text{dx}} S_d(T) + \text{forces de transfert.}$$

$$\text{Pour les ossatures irrégulières :} \quad F_{\text{px}} = \frac{\sum_{i=x}^n F_i}{\sum_{i=x}^n m_i} m_{\text{px}} + \text{forces de transfert.}$$

F_{px} est la force de calcul du diaphragme au niveau x . F_i est la force d'étage appliquée au niveau i
 m_i est la masse sismique totale du niveau i (inclut poutres et poteaux). m_{dx} est la masse sismique du diaphragme du niveau x (masse sismique totale du niveau x , moins poutres, voiles et poteaux).

Cette relation donne des valeurs proche de $F_{\text{dia}} = a_g S m_d$ en base et $F_{\text{dia}} = 2,5 a_g S m_d$ en tête du bâtiment. Mais une borne est fixée qui conduit à des valeurs moins exigeantes. F_{px} est limitée à :

$$0,2 m_{\text{dx}} S_d(T) \leq F_{\text{px}} \leq 0,4 m_{\text{dx}} S_d(T)$$

c'est-à-dire au maximum $F_{\text{px}} = a_g S m_{\text{dx}}$, ce qui, dans les parties hautes d'un bâtiment, est moins que la valeur trouvée par la relation Eurocode 8 de calcul des éléments non structuraux.

7.8.11 Ossatures avec remplissage en maçonnerie.

Des remplissages en maçonnerie susceptibles d'interagir avec la structure font l'objet de règles particulières. Il s'agit de remplissages:

- a) construits après le décoffrage de l'ossature en béton ou l'assemblage de l'ossature en acier ;
- b) au contact de l'ossature, c'est-à-dire sans joints de séparation, mais sans liaison structurale avec l'ossature par tirants, ceintures, montants ou connecteurs;
- c) en principe considérés comme des éléments non structuraux.

Les règles s'appliquent en principe seulement aux systèmes à ossatures en béton, en acier ou mixtes acier-béton de classe DCH, mais il est souhaitable de les adopter aussi pour les classes DCM ou DCL. En particulier pour les panneaux qui peuvent être vulnérables à des ruptures hors plan, la présence de chaînages permet de réduire le risque d'effondrement de la maçonnerie. Ces règles concernent aussi des modifications ultérieures de la structure.

L'interaction avec les remplissages en maçonnerie peut être négligée dans les systèmes de murs, de contreventements mixtes équivalents à des murs et dans les systèmes triangulés en acier ou mixtes acier-béton.

Les remplissages ont des effets néfastes en raison :

- des irrégularités en plan ou en élévation qu'ils produisent.
- de l'interaction ossature/remplissage, qui peut engendrer des efforts tranchants additionnels des poteaux provenant de l'action de bielles diagonales.

On évitera donc si possible les dispositions très irrégulières, dissymétriques ou non uniformes en plan ; celles-ci peuvent résulter des ouvertures dans les panneaux de remplissage. En cas d'irrégularités prononcées en plan dues à la disposition dissymétrique des remplissages, il convient d'analyser la structure par des modèles spatiaux incluant les remplissages et de réaliser une étude de sensibilité concernant la position et les propriétés des remplissages. Les panneaux contenant plusieurs ouvertures significatives (porte et fenêtre, etc.) seront ignorés dans le modèle.

En cas d'irrégularités notables en élévation (par exemple, réduction sensible des remplissages sur un ou plusieurs niveaux par rapport aux autres niveaux), on augmente les sollicitations sismiques de calcul des éléments verticaux des niveaux concernés. L'Eurocode 8 propose une majoration par un coefficient multiplicateur η : $\eta = (1 + \Delta V_{Rw} / \Sigma V_{Ed}) \leq q$

ΔV_{Rw} est la réduction totale de la résistance des murs en maçonnerie du niveau considéré, par rapport au niveau contenant le plus de remplissages et situé au-dessus ; ΣV_{Ed} est la somme des efforts tranchants sollicitants d'origine sismique sur tous les éléments sismiques primaires verticaux du niveau concerné. Si $\eta < 1,1$, on ne modifie pas les sollicitations établies par l'analyse.

Dans toutes les classes de ductilité, DCL, DCM ou DCH, excepté dans les cas de faible sismicité, il convient de prendre des mesures pour :

7.16

- éviter des ruptures fragiles et la désintégration prématurée des murs de remplissage, notamment des panneaux de maçonnerie avec des ouvertures ou faits avec des matériaux friables ;
- éviter la rupture hors plan partielle ou totale de panneaux de maçonnerie élancés.

Une attention particulière sera portée aux panneaux de maçonnerie dont l'élancement, rapport entre la plus petite longueur ou hauteur et l'épaisseur, est supérieur à 15.

Il convient de border les rives des ouvertures ou perforations importantes d'encadrements.

Des treillis soudés, convenablement ancrés sur un côté du mur, des chaînages fixés aux poteaux et disposés dans les lits de mortier de la maçonnerie, des montants et des ceinturages en béton disposés dans les panneaux, dans l'épaisseur totale du mur, sont des mesures qui permettent d'améliorer l'intégrité et le comportement en plan et hors plan.

7.9 Vérifications relatives à la limitation des dommages sous séisme fréquent.

Les vérifications relatives à la limitation des dommages sous séisme fréquent portent sur les déplacements relatifs entre étages, qui doivent être limités pour éviter les dégradations aux finitions intérieures, cloisons et autres éléments non structuraux. Les limites à respecter sont dépendantes du type d'élément. Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux :

- composés de matériaux fragiles fixés à la structure $d_r v \leq 0,005 h$
- ductiles $d_r v \leq 0,0075 h$
- n'interférant pas avec les déformations de la structure ou n'ayant pas d'éléments non structuraux $d_r v \leq 0,010 h$

Dans ces relations, d_r est le déplacement de calcul entre étages et h la hauteur entre étages.

v est le coefficient de réduction appliqué au séisme de calcul pour obtenir le séisme fréquent (période de retour de l'action sismique plus petite) associé à l'exigence de limitation des dommages. On utilise donc les résultats de l'analyse effectuée pour le séisme de calcul et on applique v aux déformations réelles calculées par $d_s = q_d d_e$.

Différentes valeurs de v peuvent être définies pour les différentes zones sismiques d'un pays, en fonction des conditions de l'aléa sismique et de l'objectif de protection des biens. Les valeurs recommandées sont $v = 0,4$ pour les catégories d'importance III et IV et $v = 0,5$ pour les catégories d'importance I et II.