

Règles générales de l'EC 8 pour l'analyse sismique des bâtiments.

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 (voir les transparents du cours sur la méthodologie de construction des spectres réglementaires l'Eurocode 8) identifiés pleinement pour une zone donnée. par les valeurs limites du temps (T_B , T_C , T_D) et une accélération de référence a_{gR} (qui doit être multiplié par γ_I , "coefficient d'importance" de la structure considérée avant l'utilisation $a_g = \gamma_I a_{gR}$).

3 Masse sismique.

Les effets d'inertie de l'action sismique sont liés avec la masse (sans laquelle il n'y aura pas d'inertie). C'est faux de penser qu'une majoration de la masse est une attitude sécuritaire dans un projet parasismique car cela donne des périodes T plus grandes et une résultante de cisaillement calculée éventuellement plus petite. On doit donc 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. Le poids G de la structure peut être évalué avec une bonne précision. Pour les actions variables Q , on 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 : $\sum G_{k,j} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$

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 obtient $\psi_{E,i}$ par : $\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2i}$. Les valeurs de $\psi_{2,i}$ et φ sont données dans le tableau 1.

Tableau 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		
Cat.E : stockages	0,8		1,0
Cat. F : zone de trafic (véhicule ≤ 30 kN)	0,6		

A titre d'exemple si on étudie un immeuble de bureaux où les niveaux ont une occupation corrélée alors : $\psi_{E,i} = 0,8 \times 0,3 = 0,24$. En règle générale donc les coefficients de participation de masse sont inférieurs à 1.

On utilise la masse sismique ainsi calculée pour calculer :

- les sollicitations globales dues à un séisme notamment la résultante de cisaillement et moment de renversement à un niveau donné (en particulier à la fondation)
- les termes intervenant dans la vérification relative au caractère acceptable des effets du second ordre (paramètre θ) (On ne traitera pas ces effets dans ce cours mais souez conscients de leur existence et calcul)
- les sollicitations A_{Ed} dans les éléments de la structure ; pour les vérifications de résistance de ces éléments

En fait dans les calculs d'un élément structural les sollicitations A_{Ed} sont combinées avec d'autres sollicitations afin d'établir la « sollicitation sismique de calcul » E_d des éléments structuraux.

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

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 $G + \Psi_{2i}Q$.

4 Méthodes d'analyse pour le projet parasismique.

Les principales méthodes d'analyse des structures soumises à une action sismique sont :

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

On utilisera surtout les deux premières méthodes, les plus répandues dans les bureaux d'étude. Les deux autres sont réservées aux spécialistes avisés. En particulier l'utilisation de la méthode des forces latérales est conditionnée par les exigences de régularité verticale et dans le plan (voir tableau 2).

Tableau 2 : Guide des conditions d'utilisation des méthodes de calcul sismique

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	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	Valeur de référence
Non	Oui	1 modèle 3 D Action en x, y et z	Force latérale	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_u/α_1

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

Le mouvement sismique et les actions sismiques dans le plan horizontal et vertical peuvent ne pas agir simultanément. En pratique, on calcule d'abord, séparément, la réponse de la structure à chaque composante horizontale en effectuant les combinaisons des réponses modales.

La valeur maximale de chaque effet de l'action sur la structure, due aux 2 **composantes horizontales** de l'action sismique peut être calculé comme :

- la racine carrée de la somme des carrés des réponses dues à chaque composante horizontale.
- ou en utilisant les deux combinaisons :

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

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

Dans ces expressions "+" signifie "combiné avec"

- E_{Edx} est l'effet de l'action du à l'application de l'action sismique le long de l'axe horizontal x
- E_{Edy} est l'effet de l'action du à l'application de de la même action sismique, le long de l'axe y .

La combinaison, doit être le plus défavorable pour l'effet particulier considéré : le signe donc doit être choisi en conséquence.

Concernant la prise en compte de la **composante verticale** du séisme, les EC8 indiquent :

- Si a_{vg} est inférieure à 0,25 g , la composante verticale de l'action sismique est négligée
- Autrement on considère ces effets (de la composante verticale de l'action sismique) dans certains des éléments les plus sensibles de la structure, tels que les éléments de structure horizontaux ou presque de portée de 20 m de 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. Dans ce cas l'analyse peut être partielle en prenant compte uniquement les éléments en question et les éléments supports ou les infrastructures qui leur sont directement associés.

Les effets combinés des composants horizontaux et verticaux sont prise en compte par les combinaisons suivantes :

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

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

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

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

6. Calcul des déplacements réels dans une analyse linéaire (méthode des forces latérales et méthode de combinaison modale) et vérification ELS

Les analyses linéaires prennent en compte le comportement dissipatif via le coefficient de comportement q qui diminue l'action sismique réelle. De par cette approche, les déplacements calculés u_e résultants d'une telle méthode sont sous évalués par un facteur q si bien que pour évaluer les déplacements réels dus au séisme seront calculés par:

$$u_s = q u_e$$

Les vérifications relatives à la limitation des dommages sous séisme fréquent portent sur les déplacements relatifs entre étages, 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 $u_r v \leq 0,005 h$

- ductiles $u_r v \leq 0,0075 h$

- n'interférant pas avec les déformations de la structure ou n'ayant pas d'éléments non structuraux

$$u_r v \leq 0,010 h$$

avec, u_r le déplacement relatif (calculé) entre étages et h la hauteur entre étages et v 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. 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.

7. Vérifications relatives à l'état limite ultime (ELU).

Les vérifications ELU de EC8 portent sur a) la résistance nécessaire de tous les éléments, b) la ductilité des éléments dissipatifs, c) le dimensionnement capacitif des éléments non dissipatifs, d) le respect de conditions assurant la formation d'un mécanisme plastique global dans la structure, e) la stabilité d'ensemble de la structure, f) la résistance des diaphragmes et des fondations et g) la présence de joints suffisants avec les bâtiments voisins.

7.a Résistance des éléments.

La vérification de la résistance de chaque élément se fait selon les règles des EC2, EC3 et EC4 en utilisant la combinaison des actions indiquées précédemment ::

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

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

$$E_d \leq R_d$$

7.b Ductilité locale et globale.

La ductilité locale est assurée par le respect d'exigences particulières, différentes pour chaque matériau qui portent sur:

- les caractéristiques spécifiques aux sections ou assemblages ductiles
- le dimensionnement en capacité des divers éléments structuraux assurant une hiérarchie de résistance 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.

En revanche la ductilité globale d'une structure est atteinte d'une part par le respect des conditions de la ductilité locale et d'autre part de conditions de formation d'un mécanisme global visant d'éviter la formation d'un mécanisme local du type « étage faible ».

Pour les structures stabilisées par des portiques, la condition de formation d'un mécanisme plastique global selon EC8 est indépendante du matériau.

Ductilité globale des ossatures en portique.

Pour satisfaire la ductilité globale, les ossatures en portiques doivent être conçues pour que les rotules plastiques se forment dans les poutres et non dans les poteaux ("poutres faibles-poteaux forts"). Pour cela les EC8 exigent qu'à chaque nœud de poutres sismiques primaires ou secondaires avec des poteaux sismiques primaires, on 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, M_{Rb} est somme des moments de flexion résistants (moments plastiques) des poutres (indice b = beam)

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. De même ce critère n'est pas imposé pour les systèmes mixtes murs-ossatures, ou pour les poteaux en béton armé. Dans les ossatures en portique en béton armé où sont présents au moins quatre poteaux ayant approximativement des sections transversales de mêmes dimensions, la condition ci-dessus est exigée que pour 3 poteaux sur quatre.

7.c Fondations.

Notons d'abord que les effets de l'action sismique sur tout élément, fondations comprises ne peuvent jamais être plus grands que ceux correspondant à l'hypothèse du comportement élastique de la structure (donc pour $q = 1,0$).

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:

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

- γ_{Rd} est un coefficient pris égal à 1,0 pour $q \leq 3$, ou à 1,2 dans les autres cas ;
- $E_{F,G} = G + \Psi_{2i} Q$. effet dû aux actions non sismiques
- $E_{F,E}$ effet de l'action issu de l'analyse pour l'action sismique de calcul ;
- Ω est un coefficient (un sort de coefficient de sécurité) $\Omega = (R_{di}/E_{di}) \leq q$ calculé pour la zone dissipative ou l'élément i de la structure qui a l'influence la plus importante sur l'effet E_F considéré; (R_{di} serait alors la résistance de calcul de la zone ou de l'élément i ; E_{di} la valeur de calcul de l'effet de l'action sur la zone ou l'élément i pour la situation sismique de calcul).

On peut aussi considérer une valeur de Ω égale à 1 et $\gamma_{Rd} = 1,4$.

Si la valeur du coefficient de comportement $q=1,5$ à 2 le dimensionnement en capacité n'est pas exigé.

7.d. Joints de dilatation

Les joints de dilatation doivent être tels que l'entrechoquement des structures adjacentes ne se produit pas. Il faut donc que la distance les points d'impact potentiels soit supérieure au déplacement horizontal maximal calculé comme la racine carrée de la somme des carrés des déplacements horizontaux maximaux des deux bâtiments ou unités séparés par le joint. Lorsque les niveaux des planchers des deux unités sont identiques la distance minimale calculé comme ci-dessus peut être réduite par un coefficient 0,7.

7.e Eléments non structuraux

Pour les éléments non structuraux de grande importance (murs rideaux, cloisons, clôtures, garde-corps, éléments mécaniques secondaires et équipements, antennes,) ou particulièrement dangereux il faudra réaliser une analyse détaillée.

L'analyse simplifiée ci-dessous ne peut être utilisée que pour des éléments non structuraux, moins importants. Elle est réalisée en utilisant le « spectre des planchers » et en appliquant une force horizontale F_a au centre de gravité de l'élément non structural, dans la direction la plus défavorable :

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

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

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 ,

T_a est la période fondamentale de vibration de l'élément non structural

T_1 est 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

H est la hauteur du bâtiment depuis les fondations ou le sommet d'un soubassement rigide.

Le coefficient d'importance de l'élément γ_a est généralement égale à 1 sauf pour les éléments d'ancrages de machines et d'équipements nécessaires au fonctionnement des réseaux vitaux ou pour les réservoirs et récipients contenant des substances toxiques ou explosives, présentant des risques pour lesquels q ne peut pas être inférieur à 1,5

Les valeurs maximales du coefficient de comportement q_a des éléments non structuraux sont données dans le tableau 3

Tableau 3. 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.f Diaphragmes.

Les diaphragmes sont considérés souvent comme rigides. Néanmoins on doit les vérifier pour leurs dimensions et fixations.

La force d'inertie correspondante pour un diaphragme est égale à : $F_{\text{dia}} = a_g S m_d$ (m_d = masse du diaphragme et des masses rapportées à ce diaphragme ; les masses des poutres, voiles, poteaux ne sont pas dans m_d).

Les efforts repris à l'assemblage entre un diaphragme et un contreventement à un niveau i comporte :

- la force d'inertie $a_i m_d$ où a_i représente l'accélération max subie à l'étage i et m_d = masse du diaphragme et des masses rapportées à ce diaphragme (les masses des poutres, voiles, poteaux ne sont pas dans m_d) ;
- la force transférée par un contreventement vertical vers les autres.

La force d'inertie peut être calculée comme dans le cas des éléments non-structuraux en considérant une rigidité infinie et sans dissipation : ($T_a = 0$ et $q_d=1$)

$$F_a = (S_a \cdot m_a \cdot \gamma_a) / q_a = S_a \cdot m_d \gamma_d$$
$$S_a = a_g S \left(\frac{3(1+z/H)}{1+(1-\frac{T_a}{T_1})^2} - 0,5 \right) = a_g S \left(\frac{3(1+z/H)}{2} - 0,5 \right)$$

Evaluation de ces expressions pour la base ($z=0$) et pour la tête du bâtiment ($z=H$) conduisent aux expressions suivantes:

$$F_{\text{dia}} = a_g S_d m_d \quad \text{en base}$$

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

Les forces de calcul correspondantes sont :

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

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