

## **Chapitre 6. Modèles pour l'analyse des ossatures de bâtiments.**

### **6.1 Aspects généraux..**

En général, la structure d'un bâtiment peut être considérée comme constituée de plusieurs systèmes verticaux liés par des diaphragmes horizontaux. L'analyse de la structure est plus rapide si les diaphragmes peuvent être considérés comme rigides, c'est à dire si les déplacements relatifs des points du diaphragme sont nuls lors du séisme.

Un diaphragme peut être considéré comme rigide si, lorsqu'il est modélisé avec sa flexibilité en plan effective, ses déplacements horizontaux n'excèdent en aucun point de plus de 10 % les déplacements horizontaux absolus trouvés aux mêmes points dans l'hypothèse du diaphragme rigide et sous l'action sismique de calcul.

Le modèle du bâtiment doit représenter de manière adéquate la distribution de rigidité et de masse, de telle sorte que toutes les déformées significatives et les forces d'inertie soient représentées convenablement vis-à-vis des actions sismiques considérées. Il doit tenir compte de la contribution des assemblages à la déformabilité du bâtiment, par exemple, aux extrémités des poutres ou des poteaux des ossatures, ainsi que des éléments non structuraux qui influencent la réponse du système structural primaire.

La question du niveau auquel on interrompt le modèle de la structure pour l'analyse se pose. Le niveau de la surface du sol n'est pas nécessairement le niveau d'un « encastrement parfait ». C'est le cas si et seulement si :

- les sous sol constituent une boîte raide à partir de ce niveau comme dans la Figure 6.1
- on peut négliger la déformabilité du sol et l'interaction sol – structure.

La déformabilité du sol de fondation doit être prise en compte quand elle peut avoir une influence défavorable globale sur la réponse de la structure ; elle peut toujours être prise en compte, y compris dans les cas où elle a des effets bénéfiques. On donne des explications à ce sujet en 11.1.

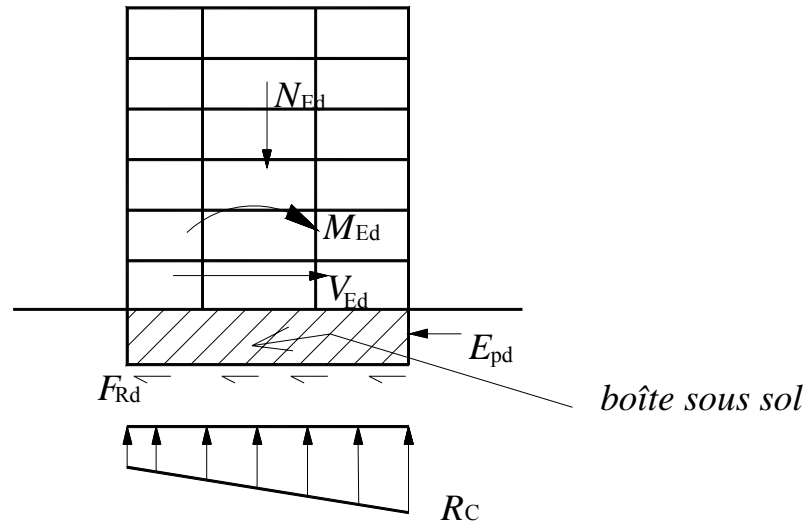


Figure 6.1. Cas où un niveau sous sol raide constitue un encastrement pour la superstructure ; si les déformations du sol peuvent être négligées, le modèle peut être arrêté au niveau du sol.

### 6.2 Modélisation pour l'analyse linéaire.

Dans les bâtiments en béton, les bâtiments mixtes acier-béton et les bâtiments en maçonnerie, on évalue la rigidité des éléments porteurs en tenant compte des effets de la fissuration. Cette rigidité doit correspondre à l'amorce de la plastification de l'armature. On peut l'estimer en considérant les propriétés de rigidité élastique à la flexion et au cisaillement des éléments de béton et de maçonnerie comme égales à 50% de la rigidité des éléments non fissurés. En procédant ainsi, on considère en fait un module sécant, qui présente l'avantage d'une estimation plus réaliste de la déformation correspondant à la « limite élastique » du bâtiment. Figure 6.2.

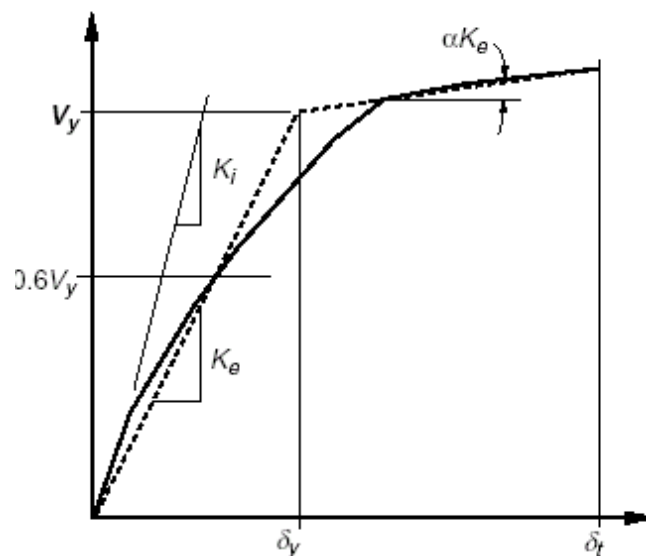


Figure 6.2. Le comportement global d'une construction en béton armé n'est linéaire que pour un cisaillement  $V$  en base très faible.

L'analyse des bâtiments respectant les critères de régularité en plan peut être réalisée en utilisant deux modèles plans, un pour chaque direction principale.

Dans ce cas, il faut être attentif à la définition de la masse affectée au modèle plan. Ainsi, si on considère une structure symétrique soumise à une action sismique translationnelle de direction  $x$ , les diaphragme forcent les différents contreventements à un égal déplacement en direction  $x$ ; alors, la distribution de la résultante de cisaillement  $F_b$  entre les différents contreventement s'effectue en proportion de leurs raideurs.

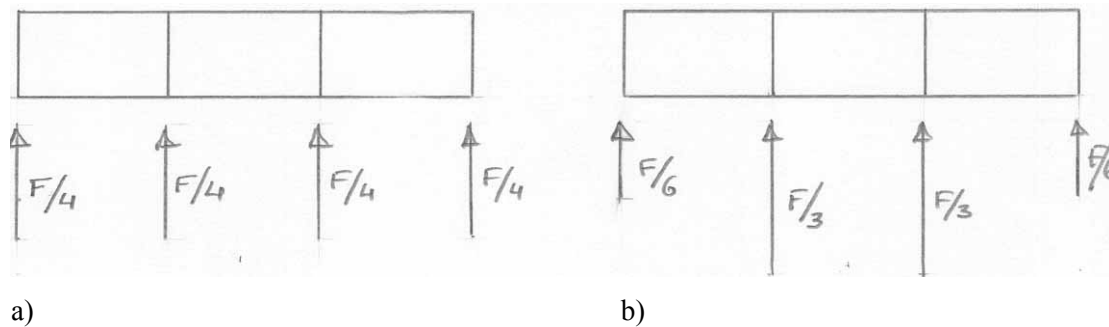


Figure 6.3. Distribution du cisaillement  $F_b$  entre les contreventements ; à gauche, cas du diaphragme rigide ; à droite, cas de l'absence de diaphragme.

Dans l'exemple de la Figure 6.3a), cas du diaphragme rigide, chaque contreventement reprend  $F_b / 4$ . La notion erronée de « masse affectée » à un contreventement donné – cfr Figure 6.3b) –, aurait indiqué  $F_b / 6$  pour chaque contreventement de façade et  $F_b / 3$  pour chaque contreventement intérieur. En fait, une distribution de type « masse affectée » correspondrait au cas d'un diaphragme sans raideur.

### **6.3 Généralités relatives aux modèles dans les analyses non linéaires .**

Le modèle mathématique utilisé doit prendre en compte la résistance et le comportement post-élastique des éléments structuraux, au minimum par des lois force - déformation bilinéaires. Dans les bâtiments en béton armé et en maçonnerie, il convient que la rigidité élastique d'une relation force - déformation bilinéaire corresponde à celle des sections fissurées. Dans les éléments ductiles, supposés présenter des excursions dans le domaine post-élastique pendant la réponse, la rigidité élastique d'une relation bilinéaire doit être la rigidité sécante au point de plastification. Des lois force - déformation tri - linéaires permettent de représenter les rigidités pré- et post-fissuration.

Le palier plastique peut être de pente nulle, traduisant un écrouissage nul, mais ce choix présente des inconvénients :

- un problème possible de convergence numérique lors de l'analyse, car il y a indétermination quant à la valeur du déplacement associé à la résistance plastique et un module de déformation tangent nul.
- le schéma des zones plastiques dans la structure ne traduit la propagation réelle des zones plastiques, qui résulte en partie du « durcissement » plastique (accroissement de résistance) des zones plastiques premières formées

Si une dégradation de la résistance est attendue, comme par exemple dans les murs en maçonnerie ou autres éléments fragiles, elle doit être prise en compte dans la loi force-déformation de ces éléments, soit qu'elle soit incluse dans la loi par une portion décroissante, soit que l'atteinte de l'extrémité du « palier plastique » marque la fin de l'analyse.

Les propriétés des éléments doivent se fonder sur des valeurs représentatives des propriétés des matériaux. Pour les structures neuves, il s'agit des valeurs moyennes des propriétés des matériaux, estimées à partir des valeurs caractéristiques correspondantes. Pour l'évaluation de structures existantes, on se basera plutôt sur les propriétés réelles mises en évidence par des essais.

Les charges gravitaires doivent être appliquées aux éléments appropriés dans le modèle et les efforts normaux dus à ces charges considérés lors de la détermination des relations force-déformation des éléments structuraux. Les moments fléchissants dus aux charges gravitaires dans les éléments verticaux de la structure peuvent être négligés, à moins qu'ils n'influencent de manière significative le comportement global de la structure. L'action sismique doit être appliquée dans les directions positive et négative et les effets sismiques maximaux en résultant doivent être utilisés.

## **6.4 Action sismique et modèles pour l'analyse chronologique non linéaire dynamique.**

### **Généralités.**

Le mouvement sismique peut également être représenté par une accélération du sol fonction du temps (ou des grandeurs associées, vitesse et déplacement). Lorsqu'un modèle spatial est exigé, le mouvement sismique doit consister en trois accélérogrammes agissant simultanément. Le même accélérogramme ne peut pas être utilisé simultanément pour les deux directions horizontales. Des simplifications sont définies pour les structures régulières.

Le mouvement sismique peut être décrit par des accélérogrammes artificiels ou des accélérogrammes enregistrés ou simulés.

### **Accélérogrammes artificiels.**

Les accélérogrammes artificiels doivent correspondre aux spectres de réponse **élastique** (cfr 2.4). Leur durée doit être compatible avec la magnitude et les autres caractéristiques servant à la définition de  $a_g$ .

Lorsqu'on ne dispose pas de données spécifiques, leur durée minimale  $T_s$  de la partie stationnaire des accélérogrammes est de 10 s.

Un minimum de 3 accélérogrammes doit être utilisé, dont la moyenne des valeurs de l'accélération spectrale à période nulle (calculée à partir des accélérogrammes) n'est pas inférieure au  $a_g S$  du site. Dans le domaine des périodes comprises entre  $0,2T_1$  et  $2T_1$ , où  $T_1$  est la période fondamentale de la structure dans la direction suivant laquelle l'accélérogramme va être appliqué, aucune valeur du spectre de réponse élastique moyen avec 5 % d'amortissement, calculé à partir de tous les accélérogrammes, ne peut être inférieure à 90 % de la valeur correspondante du spectre de réponse élastique avec 5 % d'amortissement.

#### **Accélérogrammes enregistrés ou simulés.**

Des accélérogrammes enregistrés ou des accélérogrammes élaborés à partir d'une simulation physique des mécanismes à la source et de propagation des ondes peuvent être utilisés, à condition que les échantillons utilisés soient reconnus comme représentatifs des caractéristiques des sources sismogènes et des conditions de sol du site et que leurs valeurs soient calées par rapport à la valeur de  $a_g S$  pour la zone considérée.

#### **Modèle spatial de l'action sismique.**

Pour les structures ayant des caractéristiques particulières telles qu'il n'est pas raisonnable d'admettre l'hypothèse d'une excitation identique à tous les points d'appui, des modèles spatiaux de l'action sismique doivent être utilisés.

#### **Modèles.**

Les modèles des éléments structuraux doivent, en plus des caractéristiques déjà définies pour l'analyse en poussée progressive, décrire aussi le comportement des éléments lors des cycles post-élastiques de déchargement – rechargement. La dissipation d'énergie dans l'élément dans le domaine des amplitudes de déplacement attendu dans la situation sismique de calcul doit être reflétée de manière réaliste. Les simplifications admises en analyse en poussée progressive pour les structures régulières sont aussi d'application.

### **6.5 Analyse statique non linéaire en poussée progressive.**

Les bâtiments qui ne respectent pas les critères de régularité doivent être analysés à l'aide d'un modèle spatial. Deux analyses indépendantes peuvent être faites avec, pour chaque analyse, des actions latérales appliquées dans une seule direction.

Pour les bâtiments qui respectent les critères de régularité, l'analyse peut être effectuée à l'aide de deux modèles plans, un pour chaque direction horizontale.

Pour les bâtiments en maçonnerie peu élevés (nombre d'étages est inférieur ou égal à 3 et si le rapport de forme moyen (hauteur par largeur) des murs de la structure est inférieur à 1,0), dans lesquels le comportement des murs de la structure est dominé par le cisaillement, chaque niveau peut être analysé séparément.

### **Procédure d'estimation des effets de la torsion.**

L'analyse en poussée progressive pratiquée peut sous-estimer sensiblement les déformations du côté raide/plus résistant d'une structure flexible en torsion, c'est-à-dire une structure dont le premier ou le second mode sont principalement influencés par la torsion. Pour ces structures, les déplacements du côté raide/ plus résistant trouvés dans l'analyse doivent être augmentés par rapport à ceux de la structure correspondante équilibrée du point de vue de la torsion.

Le coefficient d'amplification à appliquer aux déplacements du côté raide/ plus résistant peut se fonder :

- sur les résultats d'une analyse élastique modale du modèle spatial
- si deux modèles plans sont utilisés pour l'analyse de structures régulières en plan, les effets de la torsion peuvent être estimés par les formules forfaitaires citées en 6.5.1.

### **Combinaison des poussées progressives en x et y.**

Dans la logique du concept de poussée progressive, la combinaison des composantes horizontales de l'action sismique est une poussée impliquant simultanément des déplacements en x et y, avec des proportions indiquées par les combinaisons:

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

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

En pratique, on effectue une poussée à (0,3 x déplacement cible en y), suivie d'une poussée jusqu'à 150% du déplacement cible en x ; et réciproquement pour la combinaison b).

L'Eurocode 8 donne une latitude à ce sujet, en permettant de combiner comme  $E_{Edx}$  les forces et déformations dues à l'application du déplacement cible dans la direction x et comme  $E_{Edy}$  les forces et déformations dues à l'application du déplacement cible dans la direction y, avec toutefois la restriction que les forces internes résultant de la combinaison ne peuvent pas dépasser les capacités plastiques correspondantes.

Comme dans les analyses linéaires, on est dispensé de considérer les combinaisons des effets des 2 composantes x et y de l'action sismique pour les bâtiments qui respectent les critères de régularité en plan et où des murs ou systèmes triangulés indépendants dans les deux directions principales sont les seuls éléments sismiques primaires.

### Vérifications relatives à l'état limite ultime.

Les vérifications  $E_d \leq R_d$  en termes de forces s'appliquent uniquement aux éléments fragiles.

Pour les zones dissipatives, la vérification porte sur la capacité de déformation (Exemple : rotation des rotules plastiques), qui doit être telle que la structure atteigne le déplacement cible sans épuiser les capacités de déformation locales.

### Ductilité globale.

Les exigences relatives à la ductilité globale sont différentes dans une analyse en poussée progressive de ce qu'elles sont dans une analyse élastique. C'est normal, puisque l'analyse en poussée progressive permet de connaître le comportement plastique d'ensemble de la structure, chose inaccessible à l'analyse élastique.

Dans l'Eurocode 8, la formulation des exigences relative aux résultats d'une l'analyse en poussée progressive est:

- les mécanismes plastiques obtenus sont satisfaisants
- les demandes de ductilité et de déformation, tant globales que par niveau ou locales ne dépassent pas les capacités correspondantes
- les éléments fragiles restent dans le domaine élastique.

### 6.6 Modélisation des remplissages en maçonnerie.

Du fait de leur raideur, les remplissages disposés dans une ossature en portique interagissent avec cette structure et limite ses déformations en développant un travail en bielle comprimée. On peut représenter cette bielle comprimée dans un modèle numérique de la structure.

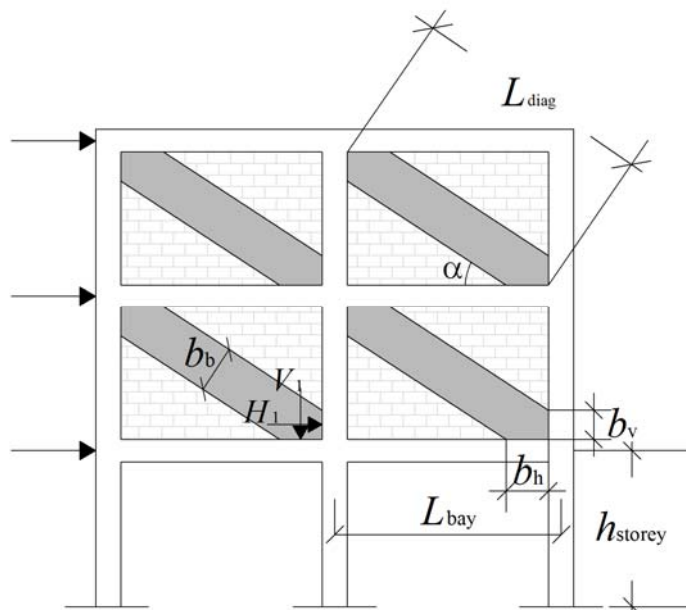


Figure. Bielles de maçonnerie comprimées

La largeur d'une bielle comprimée est estimée par:

$$b_b = 0.2 L_{\text{diag}} = 0.2 \sqrt{(h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}})^2 + (L_{\text{travée}} - h_{\text{poteau}})^2}$$

Pour définir la raideur d'une diagonale équivalente, on lui attribue des propriétés telles que la déformation d'une maille rectangulaire avec remplissage soit égale à la déformation d'une maille rectangulaire avec une diagonale. Figure .

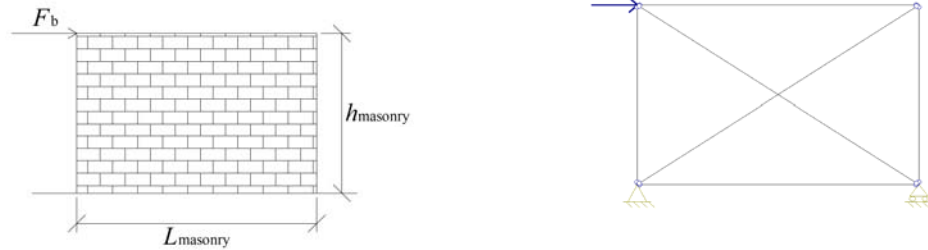


Figure Remplissage en maçonnerie et triangulation équivalente.

Suivant l'Eurocode 6 [prEN 1996-1-1: 2004 cl. 3.7.3], on peut considérer pour le module de cisaillement :  $G_{\text{maçonnerie}} = 0,4 E_{\text{maçonnerie}}$

Le module sécant à court terme  $E_{\text{maçonnerie}}$  utilisé dans l'analyse est égal à :

$$E_{\text{maçonnerie}} = K_E f_k \quad K_E = 1000 \quad f_k \text{ résistance caractéristique en compression}$$

Le déplacement horizontal au sommet du mur est calculé par:  $\tau_{\text{maçonnerie}} = \frac{F_h}{L_{\text{maçonnerie}} \times t_{\text{brique}}}$

Les déformations de cisaillement se calculent par:  $\gamma_{\text{maçonnerie}} = \frac{\tau_{\text{maçonnerie}}}{G_{\text{maçonnerie}}/2} = 0.0025$

Le module de cisaillement est  $G/2$  en situation sismique. Le déplacement au sommet du mur vaut :

$$\delta_{\text{maçonnerie}} = \gamma_{\text{maçonnerie}} \times h_{\text{maçonnerie}}$$

On établit la section d'une diagonale  $A_{\text{db}}$  (en acier par exemple) qui donne le même  $\delta$ . La représentation de la diagonale de maçonnerie comprimée par une seule bielle centrée au noeud poutre – poteau n'est pas idéale, car elle ne donne aucun cisaillement dans les poteaux et poutres, ce qui est contraire aux observations post sismique. Une représentation par 2 diagonales écartées du noeud évite ce défaut. Figure.



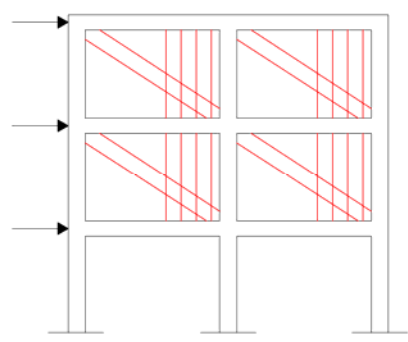
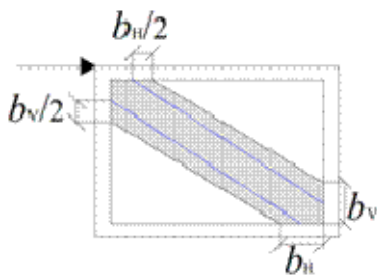


Figure. Représentation de la diagonale comprimée par 2 bielles. Représentation de la restrainte des déformées de flexion.

On peut aussi représenter par des barres verticales la restrainte des déformations de flexion des poutres par les remplissages. On calcule les sections de ces barres en exprimant qu'elles sont équivalente à une longueur choisie de mur.

$$A_{vb} = t_{\text{brique}} \times l_i$$

Chaque élément fini est de type barre, avec un module d'élasticité égal à  $E_{\text{maçonnerie}} = 4100 \text{ N/mm}^2$  et une loi de comportement linéaire élastique.

