

Pour un oscillateur assez rigide de période propre de vibration  $T$  inférieure à 0.5 s , on avait plutôt tendance à satisfaire l'égalité des énergies absorbées de manière élastique et de manière élastique-plastique conduisant à un coefficient

$$q = \sqrt{2\mu_\delta - 1} \quad (7.137)$$

### 7.3.3. METHODES D'EVALUATION DU FACTEUR DE COMPORTEMENT

Les différentes méthodes proposées par plusieurs auteurs[G3,G4,C26,C27,C28,K35,N11,P10] pour évaluer le facteur de comportement  $q$  des structures métalliques peuvent être groupées en quatre catégories principales :

- Méthodes basées sur la théorie du facteur de ductilité.
- Méthodes basées sur l'extension de la réponse dynamique inélastique d'oscillateurs simples à un seul degré de liberté aux systèmes à plusieurs degrés de liberté
- Méthodes basées sur l'approche énergétique.
- Méthodes basées sur l'accumulation de dommage

La théorie du facteur de ductilité qui est basée sur l'hypothèse de l'équivalence des déplacements maximums d'un système à un seul degré de liberté SDOF à comportement élasto-plastique parfait et celui d'un oscillateur similaire à comportement indéfiniment élastique linéaire ; Conduit à la définition d'un facteur de comportement  $q$  qui coïncide substantiellement avec la ductilité globale, à moins que, celle-ci ne soit pas limitée par les mécanismes de ruine locaux. Il convient de préciser qu'une méthode [C28] tenant compte des mécanismes de ruine locaux, a été faite en introduisant analytiquement la limite requise par la capacité de rotation des éléments constitutifs de la structure.

Dans les méthodes de la première catégorie, la théorie du facteur de ductilité est utilisée pour évaluer le facteur de comportement  $q$  à travers un certain nombre de paramètres caractérisant le comportement post-élastique des structures en acier qui sont facile à déterminer [C26]. Certains auteurs proposent d'utiliser ces méthodes pour interpréter les résultats de l'analyse dynamique non linéaire des structures métalliques [B7]

Les seules limitations de la théorie du facteur de ductilité sont les hypothèses de régularité des structures, et le mécanisme de ruine global. En faite, ces méthodes exigent une distribution uniforme des déformations plastiques dans l'ossature de la structure. Les méthodes du second groupe sont également limitées par les hypothèses de régularité des structures et de mécanisme de ruine global [G4,P10,C28] le point critique de l'extension des résultats des systèmes à un seul degré de liberté SDOF aux systèmes à plusieurs degrés de liberté MDOF est la définition de tous les paramètres mécaniques pour caractériser la distribution des déformations plastiques dans les structures multi-étagées où les dommages peuvent apparaître à partir d'un certain seuil de déformation plastiques. En plus, cette théorie qui est basée exclusivement sur le concept de ductilité ne tient pas compte de l'histoire de chargement et le nombre d'excursions dans le domaine plastique, donc elle ne peut pas estimer le comportement réel de la structure que d'une façon très approximative, parce qu'elle ne peut pas quantifier le dommage accumulé par la structure.

Les méthodes du troisième groupe [C29,K36,A9] sont plus générales, elles ne nécessitent ni l'hypothèse de régularité structurale ni celle de mécanisme de ruine de type global. Elles sont basées uniquement sur le concept de la capacité de dissipation d'énergie, c'est à dire que la structure atteigne les conditions de ruine lorsqu'elle n'est plus en mesure de dissiper de l'énergie qui lui est induite par l'action sismique. Ces méthodes peuvent interpréter avec une bonne précision le mécanisme d'accumulation de dommage dans la structure. Cependant leur application peut être très longue et difficile à mettre en œuvre, ce qui nécessite l'évaluation

de façon assez précise l'énergie absorbée dans chaque cycle d'hystérésis avant d'atteindre la ruine de la structure et de définir également un critère de ruine basé sur la capacité de dissipation d'énergie. En plus ces méthodes exigent la disponibilité d'un grand nombre de données expérimentales sur les structures en vraie grandeur et la disponibilité à la fois des lois de comportement des matériaux, des lois de fatigues et de modèles d'accumulation de dommage.

La méthode du quatrième groupe est basée sur le principe de cumul de dommage, l'évaluation du facteur de comportement  $q$  selon cette méthode d'une part, nécessite la disponibilité des courbes de fatigues des éléments constitutifs de la structure, d'autre part l'application de cette méthode comporte plusieurs étapes de calcul qui sont à la fois longue et difficiles.

### 7.3.3.1. Méthodes basées sur la théorie du facteur de ductilité

Ces méthodes sont basées sur la théorie du facteur de ductilité qui impose l'égalité des déplacements maximums de deux oscillateurs simples de même caractéristiques dynamiques, l'un à comportement élasto-plastique parfait et l'autre à un comportement parfaitement élastique VELETSOS et NEWMARK [V4], moyennant l'hypothèse d'une rigidité qui est à la fois ni trop faible ni trop forte et l'absence de limitations ayant trait à la ductilité locale, le facteur de comportement  $q$  de la structure coïncide avec sa ductilité globale  $\mu$ .

Dans ce qui suit nous allons décrire de façon très succincte les méthodes basées sur la théorie du facteur de comportement.

#### 7.3.3.1.1. Méthode de Newmark et Hall

La méthode de NEWMARK et HALL [N11] est la plus simple de toutes les méthodes, le facteur de comportement est donné selon les motifs en figure 7.46. , en fonction de la période de vibration de l'oscillateur

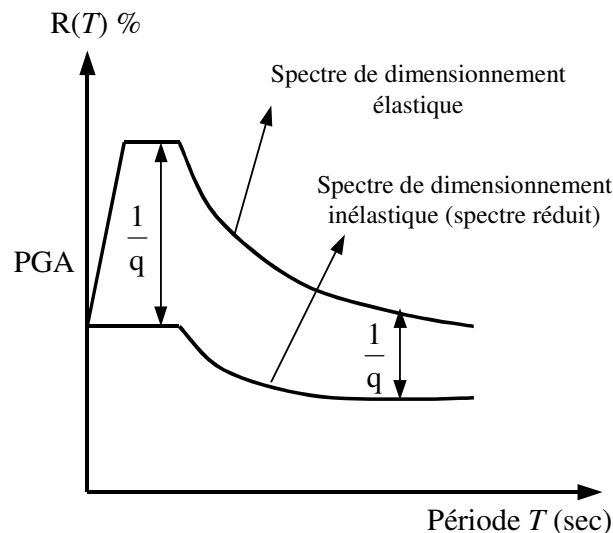
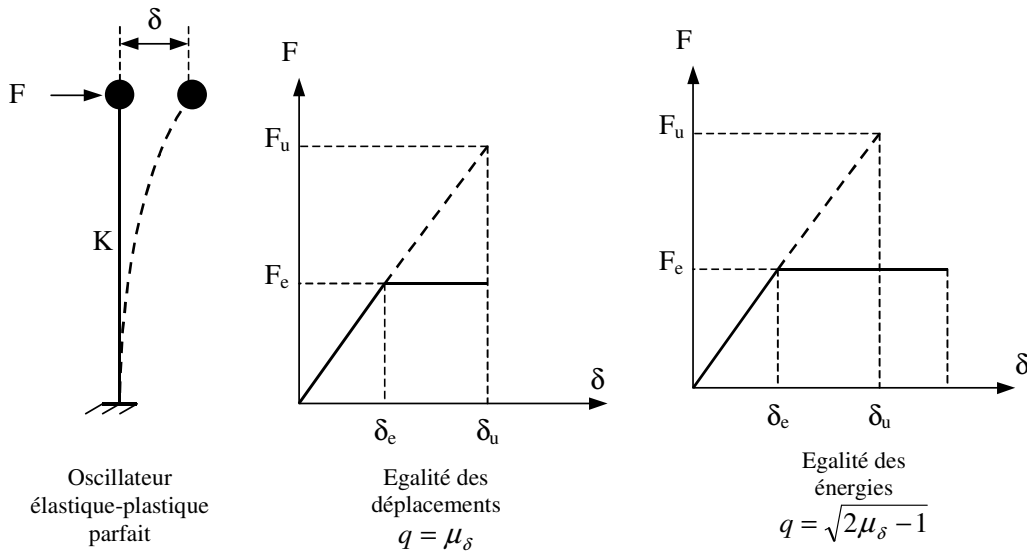


Figure 7.45. Spectre de réponse inélastique



**Figure 7.46.** Facteur de ductilité, méthode de Newmark et Hall

### 7.3.3.1.2. Méthode de Cosenza, De Luca, Faella et Mazzolani

Cette méthode [C26, C27] est basée sur la théorie du facteur de ductilité, et sur l'hypothèse de ruine de la structure par formation d'un mécanisme plastique de type global tenant compte de l'effet  $P - \Delta$ , le facteur de comportement est donné par la relation suivante:

$$q = \frac{\delta_u}{\delta_e} = \alpha_c \left( \frac{\alpha_u}{\alpha_c} - \beta \right) + \beta \quad (7.138)$$

où  $\frac{\delta_u}{\delta_e}$  : représente la ductilité globale de la structure

$\delta_u$  : déplacement ultime horizontale en tête de la structure

$\delta_e$  : déplacement élastique limite

$\alpha_c$  : le multiplicateur élastique critique de charges verticales

$\frac{\alpha_u}{\alpha_c}$  : exprime la capacité de redistribution plastique

$\beta$  : est un coefficient dépendant de la période propre T de vibration de la structure

Si on pose  $\beta = \beta' \frac{\alpha_u}{\alpha_c}$ , l'équation (7.138) peut réécrite sous la forme suivante

$$q = \frac{\alpha_u}{\alpha_c} [(1 - \beta')\alpha_c + \beta'] \quad (7.139)$$

Le coefficient  $\beta'$  est obtenu à partir des résultats sur le comportement des systèmes à un seul degré de liberté, les auteurs [C26, C27] proposent pour le coefficient  $\beta'$  la relation suivante :

$$\beta' = 1 - T \quad \text{si } T < 0,5$$

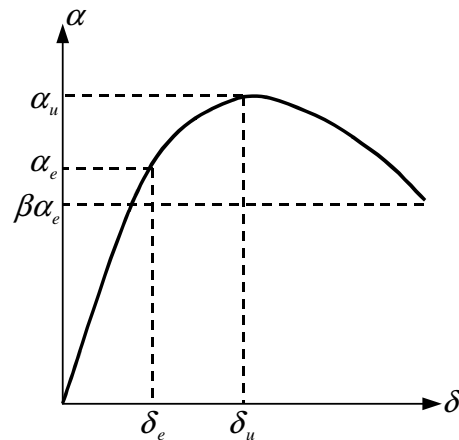


Figure 7.47. Courbe force-déplacement

### 7.3.3.1.3. Méthode de Giuffre et Giannini

GIUFFRE et GIANNINI [G4] ont proposé des expressions approchées du facteur de comportement  $q$ , en fonction de la ductilité globale  $\mu$  de la structure et de sa période  $T$  de vibration en envisageant deux expressions différentes pour  $q$  selon la valeur de la période  $T$

$$q = 1 + (\mu - 1)^{0.87 - 0.05T} \quad \text{si } T \geq T_0 \quad (7.140)$$

$$q = 1 + 2(q_0 - 1) \cdot \frac{T}{T_0} \left(1 - 0.5 \frac{T}{T_0}\right) \quad \text{si } T \leq T_0 \quad (7.141)$$

où  $T_0$  est la valeur de la période  $T$  correspondante au début de la branche descendante du spectre de réponse élastique (figure 7.48.),  $q_0$  est la valeur de  $q$  obtenue en remplaçant  $T$  par  $T_0$  dans la relation (7.140)

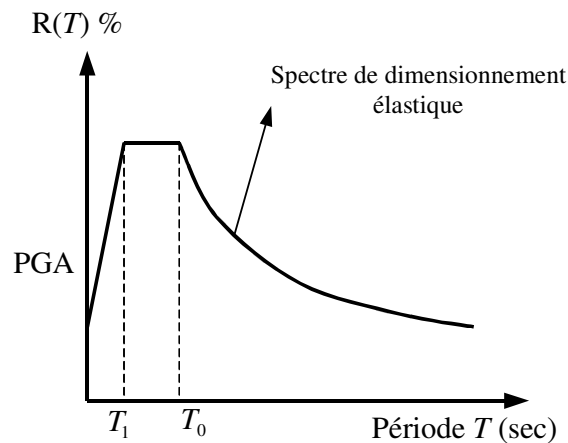


Figure 7.48. Spectre de réponse élastique

### 7.3.3.1.4. Méthode de Palazzo et Fraternali

PALAZZO et FRATERNALI [P10] ont donné une relation du type  $q = q(\mu_\delta, T, \gamma)$  qui tient compte de l'effet  $P-\Delta$  dû aux charges verticales. Cet effet est introduit par l'intermédiaire du paramètre  $\gamma$  qui est égal à la pente de la branche descendante de la loi force-déplacement

$$\begin{cases} q = 1 + (q_1 - 1) \cdot \frac{T}{T_1} & \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ q = \frac{1}{T - T_0} [(T_0 q_1 - q_0 T_1) + (q_0 - q_1) T] & \text{si } T_1 \leq T \leq T_0 \\ q = q_0 - \frac{(\mu - 1)(1 - 10\gamma)}{20} (T - T_0) & \text{si } T \geq T_0 \text{ et } \gamma < 0.1 \\ q = q_0 & \text{si } T \geq T_0 \text{ et } \gamma > 0.1 \end{cases} \quad (7.142)$$

avec

$$\begin{cases} q_0 = \frac{\mu}{\mu + 100\gamma} \\ q_1 = 1 + \left[ 0.5 + \left( \frac{T_1}{T_0} - 0.5 \right) (2\mu\gamma - \mu^2\gamma^2) \right] (q_0 - 1) \end{cases} \quad \text{si } \mu \leq 1/\gamma$$

$$\begin{cases} q_0 = \gamma \frac{\mu + 100\gamma}{40} \\ q_1 = 1 + \frac{T_1}{T_0} (q_0 - 1) \end{cases} \quad \text{si } \mu > 1/\gamma$$

Si  $T \geq T_0$  et  $\gamma > 0.1$  la valeur du facteur de comportement  $q$  reste constamment égale à  $q_0$   
 Si  $T \geq T_0$  et  $\gamma < 0.1$  la valeur de  $q$  diminue linéairement selon une pente  $\beta$  donnée par l'expression suivante :

$$\beta = \frac{(\mu - 1)(1 - 10\gamma)}{20} \quad (7.143)$$

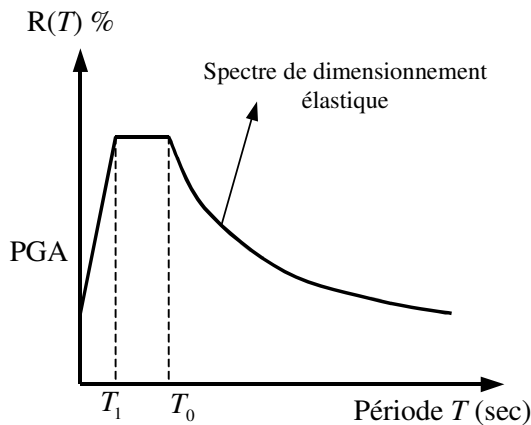


Figure 7.49. Spectre de réponse élastique

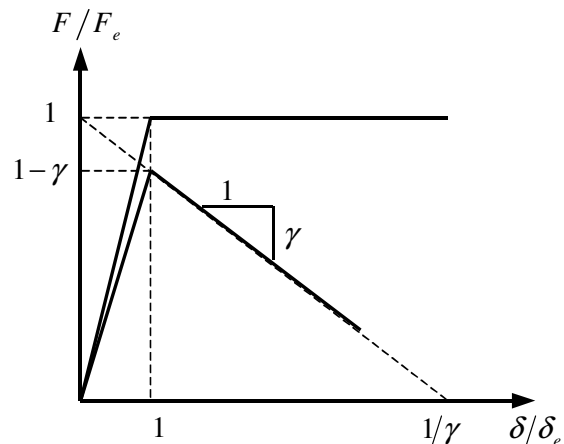


Figure 7.50. Diagramme force-déplacement

### 7.3.3.1.5. Méthode de Krawinkler et Nassar

La méthode de KRAWINKLER et NASSAR [K35] est basée également sur la réponse sismique du système à un seul degré de liberté à comportement élasto-plastique avec écrouissage. Le facteur de comportement est donné par l'expression suivante

$$q = \left[ 1 + (\mu - 1) \left( \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \right) \right] \left( \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \right)^{-1} \quad (7.144)$$

où  $a$  et  $b$  sont deux paramètres numériques compris entre 0 et 1 qui dépendent du taux d'écrouissage.

### 7.3.3.1.6. Méthode de Cosenza, De Luca, Faella et Piluso

DE COSENZA, DE LUCA et FAELLA [C28] ont abandonné l'hypothèse d'un oscillateur simple, ils ont examiné le comportement réel d'une structure, par exemple un portique multi-étagé (figure 7.52) soumis à une certaine distribution de forces horizontales  $F_1, F_2, \dots, F_n$  représentatives de l'action sismique sous forme statique équivalente, on peut caractériser le comportement de la structure sous chargement monotone de la manière suivante :

Les charges verticales restant fixées, on multiplie les seules forces horizontales par un facteur de chargement  $\alpha$ , et on considère la courbe  $(\alpha, \delta)$  où  $\delta$  est le déplacement horizontal en tête de portique. Cette courbe va présenter tout d'abord une branche croissante, avec un comportement élastique tant que  $\alpha$  reste inférieur à  $\alpha_c$ , niveau de chargement correspondant à une première plastification dans la structure, l'accentuation de la courbure de la courbe  $(\alpha, \delta)$  si  $\alpha > \alpha_c$  traduit la capacité de redistribution plastique de la structure jusqu'au niveau de chargement ultime  $\alpha_u$  que peut supporter celle-ci. La courbe présente ensuite une branche décroissante, et ceci jusqu'à atteindre le déplacement  $\delta_u$  correspondant lui-même à la capacité de rotation  $\theta_u$  de la rotule plastique la plus critique dans la structure. Le comportement de la structure, même global, est donc plus complexe que celui d'un oscillateur simple élastique-plastique parfait, et on doit s'attendre à ce que le coefficient de comportement  $q$  dépende non seulement de la ductilité globale  $\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_c}$  de la structure mais

aussi d'autres paramètres à savoir :

- Le paramètre de redistribution plastique  $\frac{\alpha_u}{\alpha_c}$
- La pente  $\gamma$  de la branche décroissante
- La capacité de rotation des rotules plastiques  $\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_c}$
- Le type de mécanisme de ruine
- La période fondamentale de vibration  $T$  de la structure

En considérant une valeur constante de taux d'amortissement visqueux de la structure généralement supposé de l'ordre de 5 %, le facteur de comportement  $q$  peut être déterminé en suivant les étapes suivantes :

- Evaluation de la capacité de rotation, soit  $R$ , des éléments structuraux constitutifs, cette capacité de rotation est évaluée au moyen des résultats existants dans la littérature [K33, K37, M14, M17]
- Evaluation de la ductilité globale au moyen de la relation suivante[C25]

$$\mu_\delta = 1 + \frac{2}{3}(\mu_\theta - 1) - 2 \left( \frac{\alpha_u}{\alpha_e} - 1 \right) \quad (7.145)$$

- Calcul du facteur de comportement  $q$  du système équivalent à un seul degré de liberté sans tenir compte de l'effet  $P - \Delta$
- Evaluation du facteur de réduction soit  $\varphi$  qui tient compte de l'effet  $P - \Delta$ , le coefficient  $\varphi$  peut être évalué [C30].

Les étapes précédentes conduisent facilement au calcul du facteur de comportement  $q$  selon l'expression suivante :

$$q = \frac{\alpha_u}{\alpha_e} \frac{q_0(\mu_\delta, T, \gamma = 0, \frac{\alpha_u}{\alpha_e} = 1)}{\varphi(\gamma, \mu_\delta, T)} \quad (7.146)$$

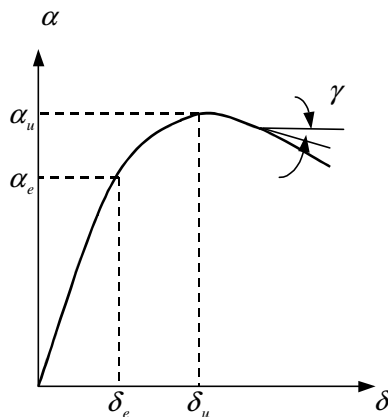


Figure 7.51. Courbe force-déplacement

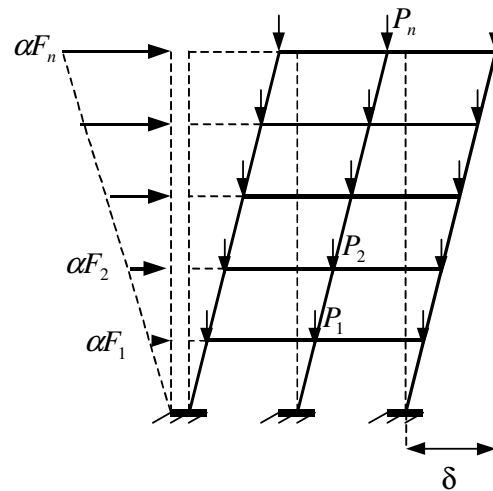


Figure 7.52. Structure réel à plusieurs degrés de libertés

### 7.3.3.2. Méthodes basées sur l'analyse dynamique inélastique des systèmes à plusieurs degrés de liberté

#### 7.3.3.2.1. Méthode de Ballio et Setti

En ce qui concerne la détermination théorique du coefficient  $q$ , une méthode relativement générale a été proposée par BALLIO et SETTI [S15,B15]. Pour une structure donnée, soumise à un accélérogramme du sol de forme donnée  $a_N \lambda(t)$  où l'accélération nominale est considérée ici comme un multiplicateur de l'action sismique que l'on fait croître progressivement, on effectue ( à l'aide d'un logiciel approprié de dynamique non linéaire )

toute une série de calculs numériques donnant la réponse maximale de la structure au cours du temps, pour les différentes valeurs de  $a_N$ . La réponse doit être caractérisée par une grandeur significative, en général le déplacement  $\delta$  de l'étage supérieur par rapport au sol pour un bâtiment. Le facteur  $q$  est alors défini, dans le cas concerné de structure et d'accélérogramme par le point d'intersection de deux courbes (figure 7.53) : d'une part la droite passant par l'origine qui correspond à l'évolution linéaire  $(\delta, a_N)$  conforme à l'application classique de l'analyse spectrale élastique; d'autre part, la courbe non linéaire déduite point par point des calculs numériques incluant le comportement hystérétique des éléments et les effets  $P - \Delta$ .

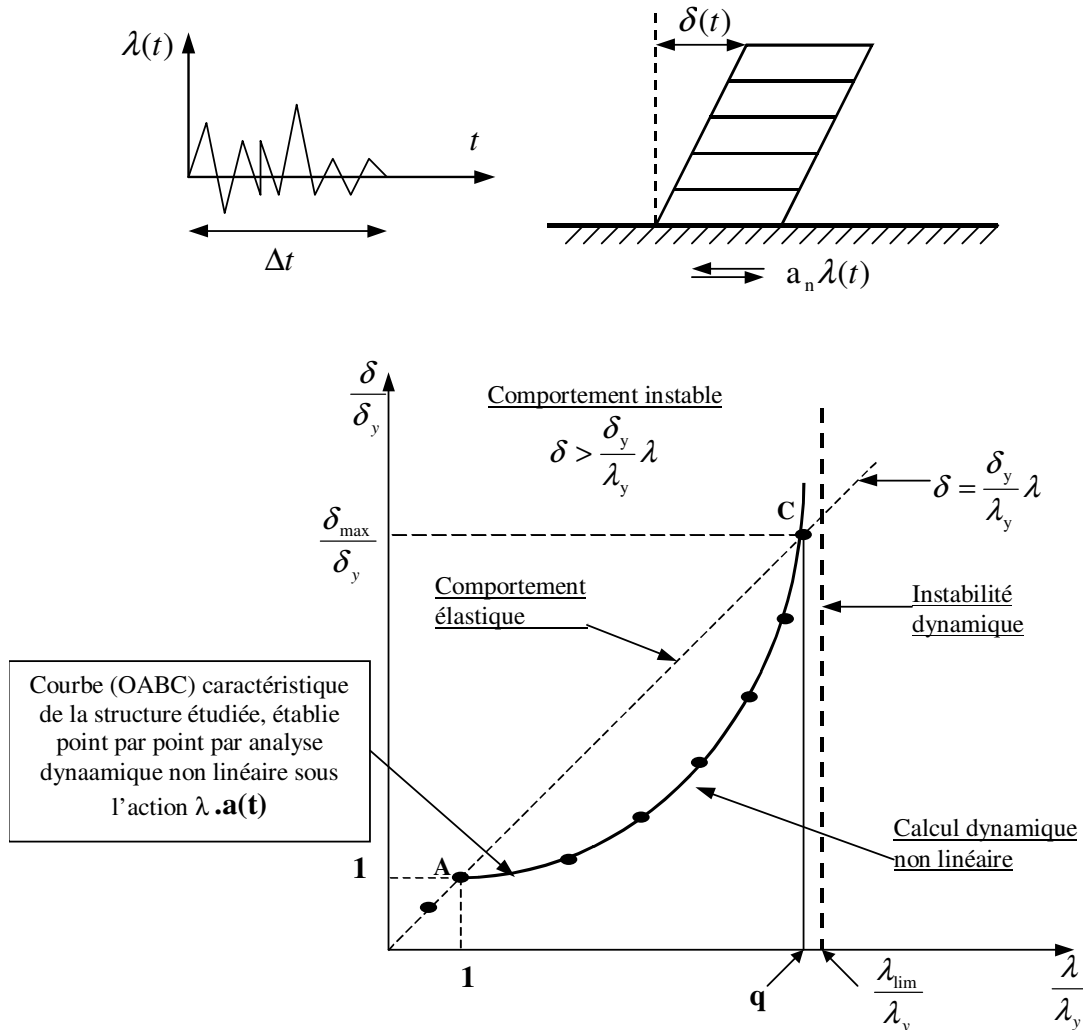


Figure 7.53. Méthode générale de détermination de  $q$ , Ballio-Setti

Tant qu'il n'y a pas de déformation plastique dans la structure ( $a_N \leq (a_N)_c$ ), les deux courbes sont confondues ; lorsque  $a_N$  commence à être supérieure à  $(a_N)_c$ , le déplacement élasto-plastique réel  $\delta$  devient, en principe inférieur au déplacement que l'on aurait dans l'hypothèse de comportement élastique. En raison d'un début de dissipation d'énergie sous forme plastique hystérétique. On peut considérer que la valeur maximale  $(a_N)_{\max}$  correspondant à l'atteinte d'un état limite d'instabilité dynamique au-delà duquel la dissipation plastique dans la structure n'est plus suffisante pour s'opposer à des déplacements



excessifs. Cette méthode peut s'appliquer à différentes catégories de structures (portiques non contreventés, treillis, portiques contreventés, etc...), à des structures de forme plus ou moins régulière, voir irrégulière. Elle peut également intégrer le comportement hystérétique complexe des éléments, avec éventuellement un modèle de cumul de l'endommagement au cours des cycles [C18], sous réserve que le logiciel de calcul utilisé soit adapté pour cela. En revanche cette méthode reste une opération coûteuse en temps de calcul sur ordinateur, et l'interprétation des résultats peut ne pas être évidente. Cela tient déjà au choix du paramètre de déplacement  $\delta$  utilisé pour caractériser le comportement inélastique de la structure; ainsi, selon le mode de vibration considéré, ce déplacement peut ne pas être représentatif. On pourrait même envisager, dans certains cas, d'utiliser un paramètre d'une autre nature, par exemple l'énergie maximale dissipée dans la structure au cours d'un cycle, pour des structures de périodes de vibration assez élevées. Par ailleurs, les résultats de calcul de  $q$  s'avèrent relativement sensibles au choix des accélérogrammes adoptés.

### 7.3.3.3. Méthodes basées sur l'approche énergétique

Ces méthodes semblent être séduisantes, car elles sont plus générales, elles ne nécessitent ni l'hypothèse de régularité structurale ni celle de ruine par mécanisme plastique de type global. La structure atteint la condition de ruine lorsque sa capacité de dissipation d'énergie qui lui est induite par le tremblement de terre commence à décroître très rapidement.

#### 7.3.3.3.1. Méthode de Bonev et Christov

La méthode de BONEV et CHRISTOV [B16] est basée sur les hypothèses suivantes :

- Seuls les déplacements horizontaux au niveau de chaque plancher sont à considérer
- L'énergie de déformation plastique,  $W_p$ , est calculée lorsque le déplacement relatif entre deux planchers successifs atteint 3%
- La distribution en élévation des déplacements horizontaux dépend d'un seul paramètre, il convient de choisir le plus souvent le déplacement horizontal du plancher supérieur.

Selon cette approche, l'état limite de la structure est observée si la demande en énergie de déformation plastique, noté  $E_p$ , excède l'énergie de déformation plastique  $W_p$ , [K38].

La prévention de la structure contre la ruine est assurée si l'inégalité suivante est satisfaite :

$$E_p \leq W_p \quad (7.147)$$

Cette méthode suppose les modes propres de vibration de la structure sont connus. Et les notations suivantes sont adoptées:

$\{v\}$  : vecteur déplacement de la structure selon l'hypothèse 1

$\{\Phi\}$  : vecteur modal; vecteur propre normalisé

$v_T$  : déplacement du plancher supérieur de la structure

$M$  : matrice masse de la structure

Le déplacement généralisé  $v^*$  de la structure est introduit selon le changement de variable suivant :

$$v^* = \frac{\{\Phi\}^T M \{v\}}{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}} \quad (7.148)$$

Les modes de ruine de la structure sont supposés se produire selon les modes propres donc les modes de déplacement sont donnés par :

$$\{v\} = \{\Phi\} v_T \quad (7.149)$$

L'équation (7.147) est appliquée pour chaque mécanisme de ruine envisageable.

L'équation du mouvement de la structure représenté par un système à un seul degré de liberté SDOF peut être écrite sous la forme suivante FAJAR [F3]

$$M\{\ddot{v}\} + \{f\} = -M\{n\}\ddot{v}_g \quad (7.150)$$

$\{f\}$  : vecteur des forces intérieures qui agissent au niveau des planchers

$\{n\}$  : le vecteur unitaire

$\ddot{v}_g$  : le vecteur accélération du sol

Afin de rendre l'équation (7.150) facile à résoudre un certain nombre de changement de variables sont effectuées

$$\begin{cases} M^* = \{\Phi\}^T M \{\Phi\}, \psi = \frac{\{\Phi\}^T M \{\Phi\}}{M^*} \\ \dot{v}_T^* = \psi \dot{v} \quad , \quad \dot{v}_T^* = \psi \dot{v}_T \quad , \quad v_T^* = \psi v_T \end{cases} \quad (7.151)$$

Si  $[k]$  est la matrice de rigidité de la structure on pose

$$K^* = \{\Phi\}^T K \{\Phi\} \quad , \quad \omega^{*2} = \frac{K^*}{M^*} \quad (7.152)$$

Selon les nouvelles variables l'équation (7.150) est transformée en équation suivante

$$M^* \dot{v}_T^* + F^* = -M^* \ddot{v}_g \quad (7.153)$$

avec  $F^* = \{\Phi\}^T \{f\}$

Le bilan énergétique à l'état limite ultime est donné par l'équation

$$E = E_c + E_p \quad (7.154)$$

L'énergie de déformation élastique est négligée

$E$  : énergie introduite par l'action sismique dans la structure

$$E = \frac{1}{2} \left( \frac{T \cdot g}{2\pi} \right)^2 M^* R_c^2 \quad (7.155)$$

$g$  est l'accélération de pesanteur

$R_c$  est la réponse en accélération du spectre de dimensionnement élastique normalisé

(accélération spectrale du projet normalisé)

$T$  est la période propre de vibration du système à un seul degré de liberté

$E_c$  est l'énergie cinétique de la structure, elle est évaluée selon l'expression suivante

$$E_c = \frac{1}{2} \left( \frac{T \cdot g}{2\pi} \right)^2 M^* \frac{R_e^2}{q^2} \quad (7.156)$$

$q$  désigne le facteur de comportement de la structure

Le résultat final qui découle de l'égalité de l'énergie induite par l'action sismique et l'énergie totale absorbée par la structure est obtenue en supposant que l'état limite ultime est atteinte lorsque l'équation (7.147) est satisfaite, soit :

$$E_p = W_p = \frac{(R_e g)^2}{\psi K^*} (M^*)^2 \frac{1}{q^2} \eta^* \quad (7.157)$$

Le paramètre  $\eta^*$  désigne la ductilité cumulée de la structure

On utilise l'équation (7.157) et on suppose le système équivalent à un seul degré de liberté SDOF possède un comportement élasto-plastique parfait, alors on peut écrire

$$\eta^* = \frac{E_p K^*}{(F_y^*)^2} \psi \tag{7.158}$$

où  $F_y^*$  est la limite élastique du système équivalent à un seul degré de liberté

Le facteur de comportement est évalué en substituant les équations (7.155), (7.156) et (7.157) dans l'équation (7.154)

$$q = \sqrt{1 + \frac{2\eta^*}{\psi}} \tag{7.159}$$

Un exemple traité dans la référence [ L11], illustre l'application de cette méthode. La structure étudiée est un portique métallique à quatre étages. Les dimensions et les modes propres de vibration de la structure sont donnés par la figure (7.54.). Toutes les masses sont supposées identiques et concentrées aux jonctions poutre-poteau. Les composantes N-S des accélérogrammes suivants sont utilisés : El-centro, 18 Mai, 1940 avec une multiplicateur  $\lambda = 3,75$  et Vrancea, 4 Mars, 1977 avec  $\lambda = 1,16$  . La période fondamentale de vibration de cette structure est égale à 1,27 s . Le mécanisme de ruine est celui associé au mode propre dominant  $\{\Phi_2\}$  qui est le plus proche du vecteur déplacement réel. En utilisant l'équation (7.151) on obtient  $\psi = 0,852$ . Les valeurs du facteur de comportement obtenues par application de l'équation (7.159) sont les suivantes  $q = 7,511$  pour El-centro et  $q = 4,582$  pour Vrancea. On peut conclure que les valeurs obtenues par cette méthode sont plutôt conservatives, il est évident que la structure dissipe plus d'énergie sous l'accélérogramme d'El-centro, alors que la structure soumise à l'accélérogramme de Vrancea se plastifie tôt et de façon très rapide donc elle est incapable de dissiper plus d'énergie.

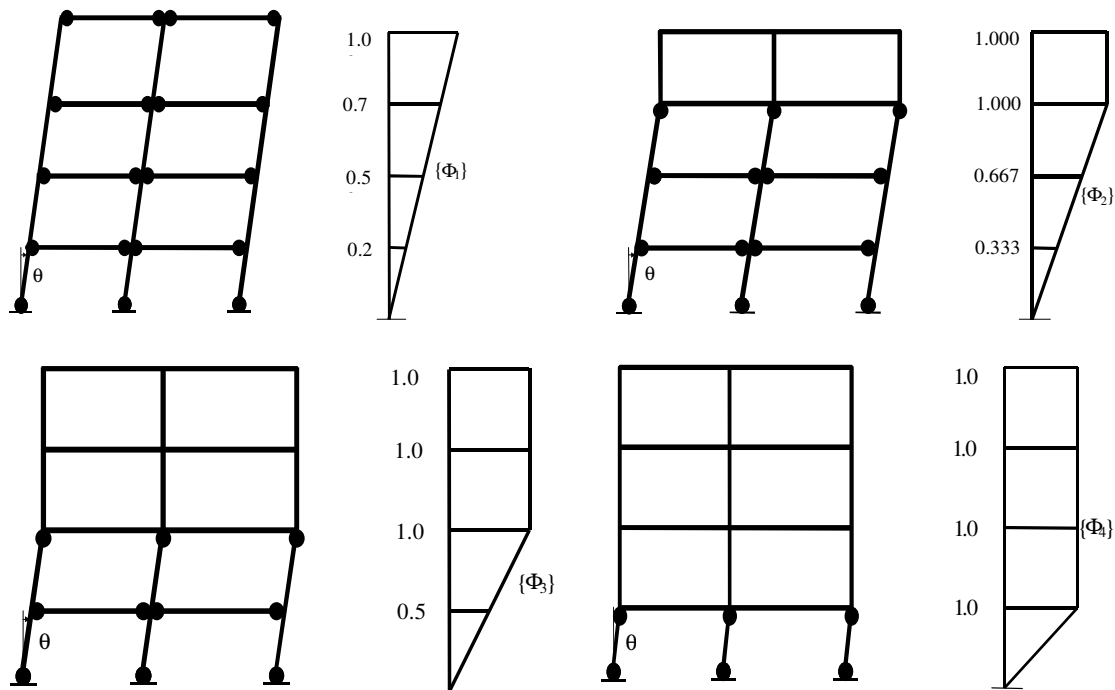


Figure 7.54. Les quatre types de mécanismes de ruine de la structure

### 7.3.3.3.2. Méthode de Kato et Akiyama [A7, A9, K36]

Selon cette approche, et comme mentionné au paragraphe 7.3.3, la sécurité d'une structure vis-à-vis d'une action sismique majeure de dimensionnement est évaluée en comparant la capacité de dissipation d'énergie de cette structure à l'énergie qui lui est induite par cette action sismique.

A cet effet, les auteurs de cette méthode modélisent les structures métalliques comme des systèmes de "type cisailé" (shear-type systems) tels que des "portiques à colonnes faibles - poutres fortes", et la capacité de résistance sismique de la structure est évaluée pour chaque étage. Cette procédure dévolution ne s'applique pas pour un portique à colonnes fortes-poutres faibles qui est sismiquement plus avantageux qu'un portique à colonnes faibles - poutres fortes, car la concentration de dommage dans un de ses étages peut être évitée. L'énergie sismique emmagasinée dans une structure, soit  $E_d$ , qui contribue au dommage structurel, est la somme de l'énergie de déformation élastique, soit  $W_e$ . C'est-à-dire :

$$E_d = W_e + W_p \quad (7.160)$$

Une valeur approchée de  $E_d$  est obtenue en considérant l'évaluation quantitative faite par HOUSNER [H11] de l'énergie maximum emmagasinée dans une structure sous l'action d'un séisme, qui suppose que l'énergie induite engendrant le dommage d'une structure à comportement élasto-plastique est la même que celle engendrant le dommage d'une structure similaire à comportement indéfiniment élastique linéaire, soit:

$$E_d = \frac{1}{2} \cdot M_t \cdot S_v^2 \quad (7.161)$$

avec:  $M_t$  = masse totale de la structure

$S_v$  = réponse élastique spectrale en pseudo-vitesse.

Des équations (7.160) et (7.161), on obtient :

$$W_e + W_p = \frac{1}{2} \cdot M_t \cdot S_v^2 \quad (7.162)$$

La survie d'une structure vis-à-vis de l'action sismique de dimensionnement exige que la capacité de la structure à dissiper de l'énergie par déformation plastique cumulée, soit  $W_{ps}$ , soit supérieure à la demande en énergie de déformation plastique cumulée  $W_p$  :

$$W_{ps} \geq W_p = \frac{1}{2} \cdot M_t \cdot S_v^2 - W_e \quad (7.163)$$

Ceci est, selon les auteurs, le critère d'évaluation de la sécurité d'une structure métallique vis-à-vis d'un séisme majeur. Ce critère doit être vérifié à chaque étage de la structure, c'est-à-dire que la demande en énergie de déformation plastique cumulée (ou le travail plastique effectué) à un étage  $i$ , soit  $W_{pi}$ , ne doit pas dépasser la capacité de dissipation plastique  $W_{psi}$  de la structure à cet étage :

$$W_{pi} \leq W_{psi} \quad (7.164)$$

La formulation du facteur  $q$  obtenue selon cette approche est le résultat d'un laborieux développement mathématique (une quarantaine d'équations) que pour des raisons de synthèse, nous ne reprenons pas ici in extenso. Ainsi, la valeur du facteur  $q$  qui satisfait, pour chaque étage, la limitation donnée par l'inéquation (7.164), est obtenue par:

$$q = \min(q_1, q_2, \dots, q_i, \dots, q_n) \quad (7.165)$$

avec  $n$  = nombre d'étages de la structure;  
 $q_i$  = valeur du facteur  $q$  de la structure évaluée en vérifiant, à l'étage, le critère donné par l'inéquation (7.164 )

**7.3.3.3. Méthode de Como et Lanni [C29]**

Cette approche est basée sur un modèle simplifié des échanges d'énergie survenant dans une structure durant un tremblement de terre. L'évolution complexe du mouvement sismique d'une structure, est divisée en une série de cycles simplifiés d'échange d'énergie. Chaque cycle prévoit une première phase d'emmagasinement d'énergie, durant laquelle on a une augmentation progressive des oscillations élastiques de la structure, et une deuxième phase dans laquelle l'énergie accumulée dans la première phase est transformée en travail élasto-plastique.

Pour des raisons de synthèse et de clarté, nous ne reprenons pas ici le développement mathématique, relativement long, de cette méthode ; nous nous limitons à la présentation seulement des résultats donnant la formulation du facteur  $q$ . Ainsi, les auteurs de cette approche [C29], en définissant la capacité d'une structure à résister à des séismes majeurs comme dépendant d'une propriété qui est une combinaison de résistance et de ductilité, ont proposé la formulation suivante du facteur  $q$  :

$$q = \sqrt{\frac{W_p}{W_y}} \tag{7.166}$$

avec  $W_y$  = énergie de déformation élastique emmagasinée par la structure à l'état de la première plastification ;  
 $W_p$  = énergie emmagasinée et dissipée par déformations plastiques (énergie absorbée par hystérésis) jusqu'à la ruine.

**7.3.4. EVALUATION DU FACTEUR DE COMPORTEMENT DANS LES DEUX HYPOTHESES AVEC ET SANS EFFET DE LA VITESSE DE DEFORMATION**

Dans ce qui suit on évalue analytiquement à l'aide du logiciel DRAIN-2D pour divers types de structures la valeur du facteur de comportement  $q$  dans les deux hypothèses avec et sans effet de la vitesse de déformation. Les structures décrites au paragraphe 7.2.11, sont soumises aux accélérogrammes de Northridge (1994) et de Kobé (1995). Les méthodes utilisées sont celles de :

- BALLIO-SETTI basé sur l'analyse dynamique inélastique des systèmes à plusieurs degré de liberté
- COMO-LANNI basé sur l'approche énergétique

Les périodes du premier mode de vibration des trois types de structures sont données au tableau 7.12

Structure	Période propre (s)
S1	0,32
S2	0,36
S3	0,63

**Tableau 7.12.** Valeurs des périodes propres des structures étudiées

### 7.3.4.1. Accélérogrammes considérés

Les caractéristiques du mouvement du sol lors du tremblement de terre ont une grande influence sur la réponse de la structure, les caractéristiques qu'il faut considérer comme significatives sont :

- L'amplitude du mouvement du sol
- La durée du mouvement du sol
- Le contenu fréquentiel.

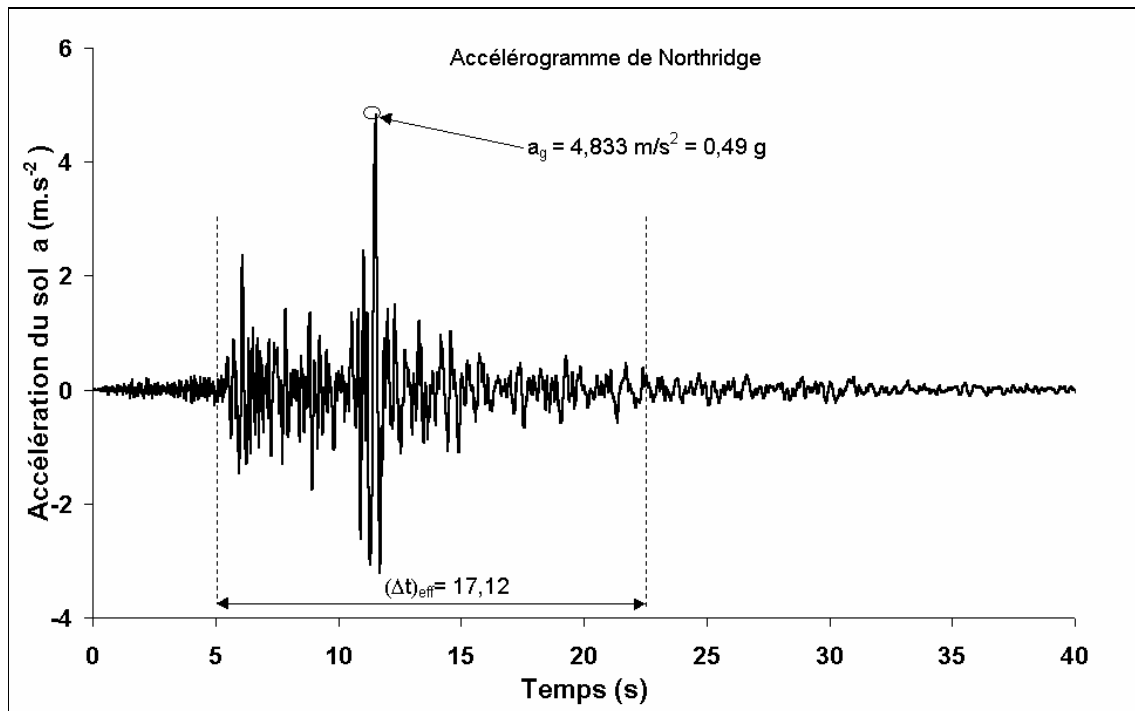
Les accélérogrammes que nous avons utilisés dans l'analyse sont :

- Accélérogramme de Northridge ( Los Angeles, Californie) du 17/01/1994
- Accélérogramme de Kobe ( Hygoken Nanbu, Japan ) 18/05/1995

Les caractéristiques de ces deux séismes sont récapitulées au tableau 7.13

Accélérogramme	Accélération maximumale ( $\text{ms}^{-2}$ )	Durée (s)
Northridge	4,833	17,12
Kobe	8,12	24,26

**Tableau 7.13.** Caractéristiques des accélérogrammes considérés



**Figure 7.55.** Accélérogramme Northridge 1994

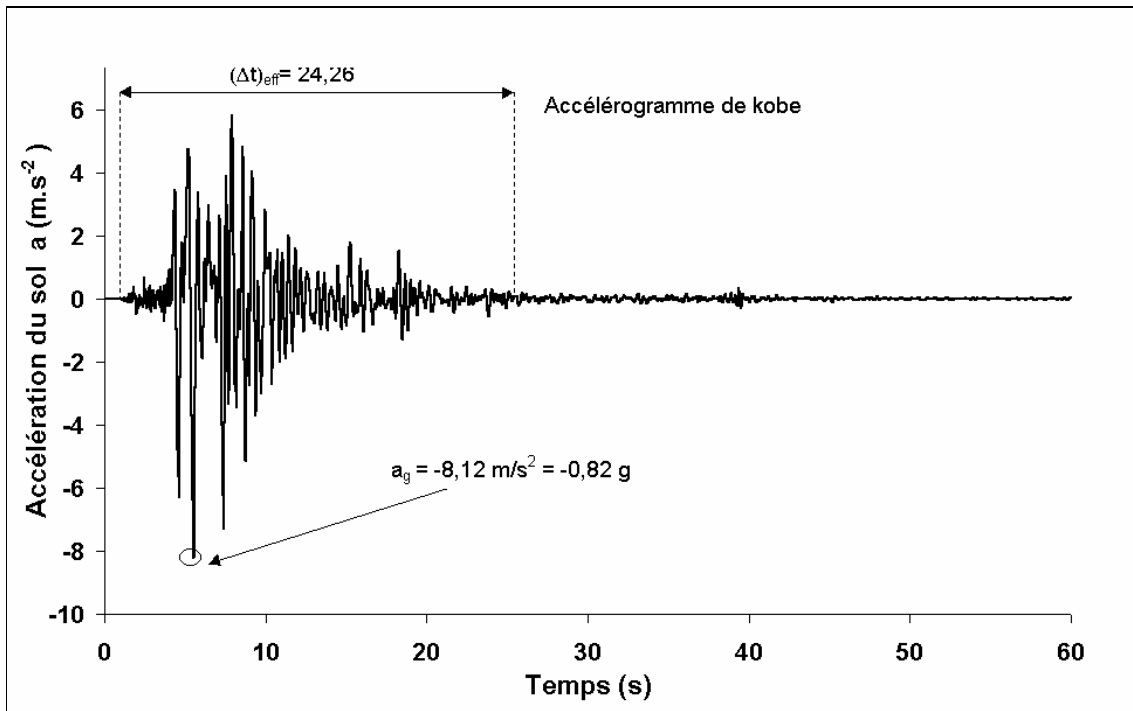


Figure 7.56. Accélérogramme Kobe 1995

### 7.3.4.2. Résultats des simulations numériques

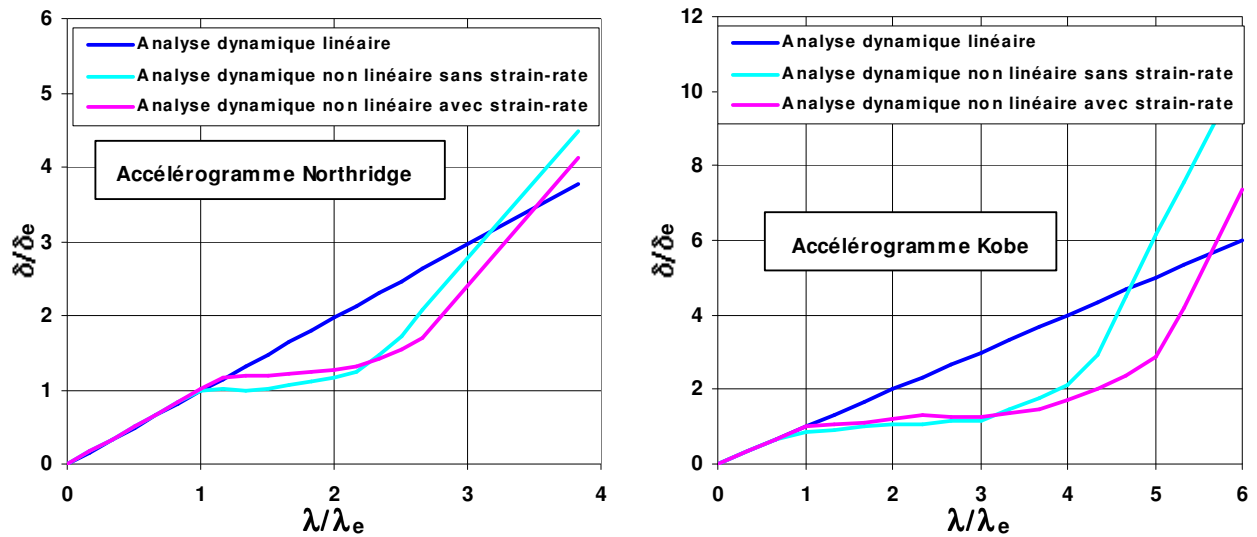


Figure 7.57. Evaluation du facteur de comportement par la méthode de BALLIO-SETTI : Structure S1

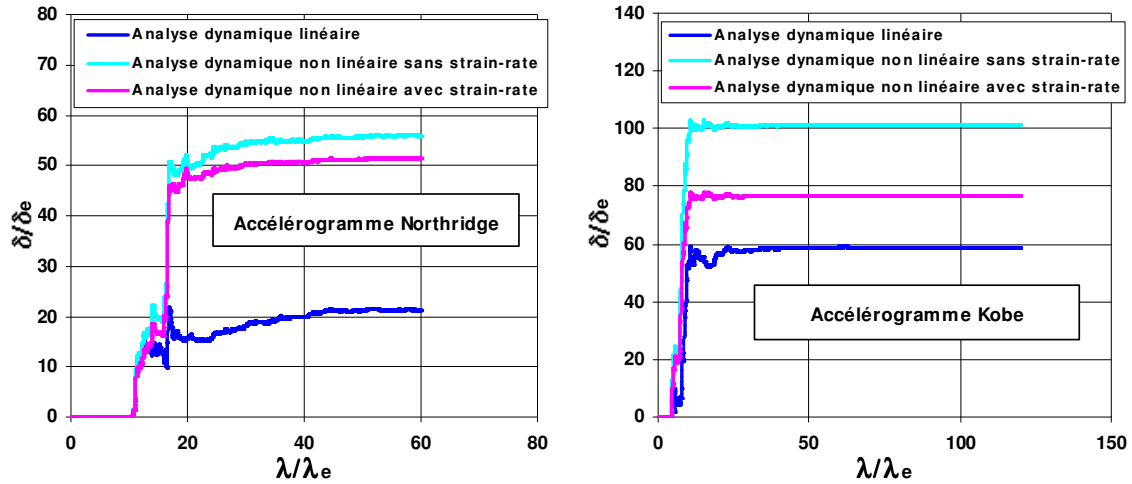


Figure 7.58. Evaluation du facteur de comportement par la méthode énergétique: Structure S1

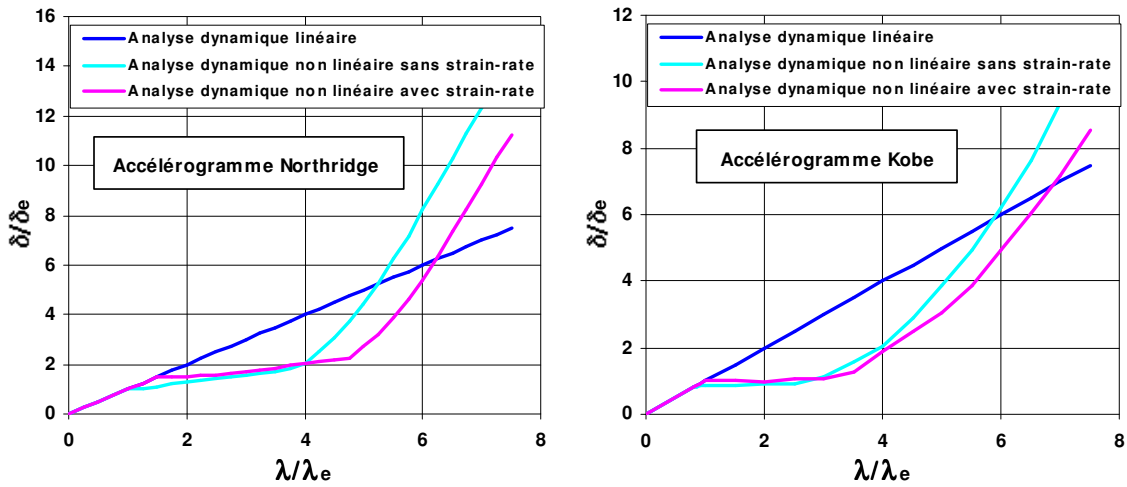


Figure 7.59. Evaluation du facteur de comportement par la méthode de BALLIO-SETTI: Structure S2

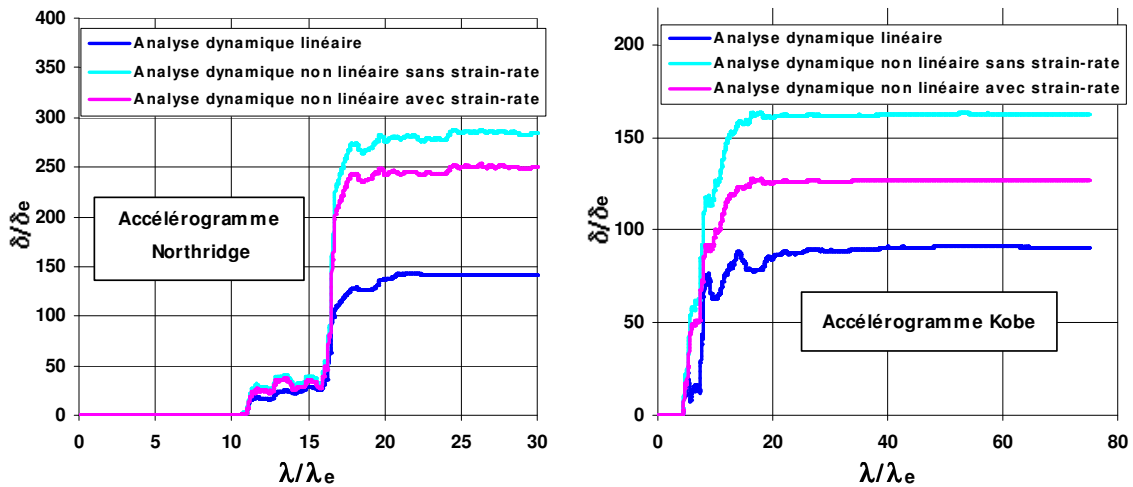


Figure 7.60. Evaluation du facteur de comportement par la méthode énergétique: Structure S2



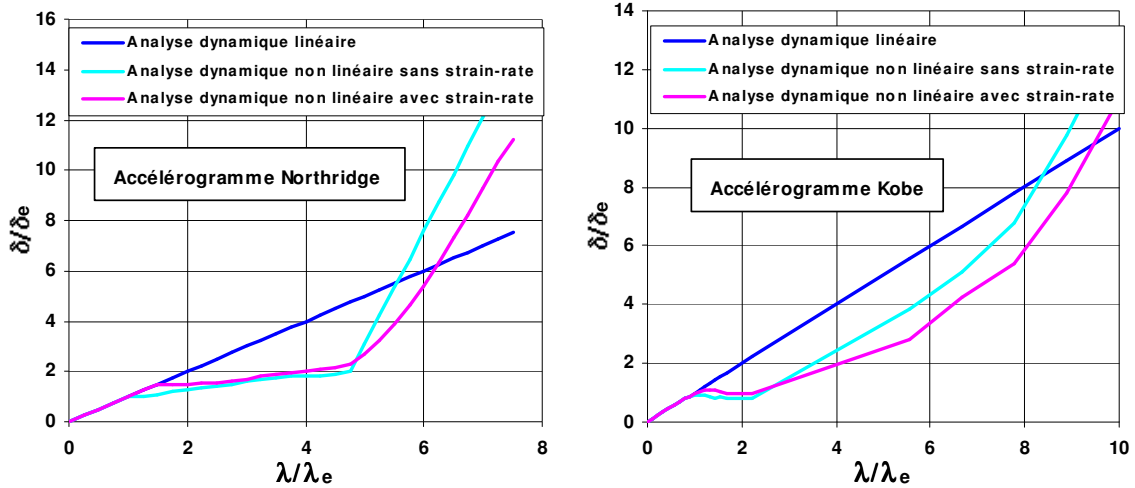


Figure 7.61. Evaluation du facteur de comportement par la méthode de BALLIO-SETTI Structure S2

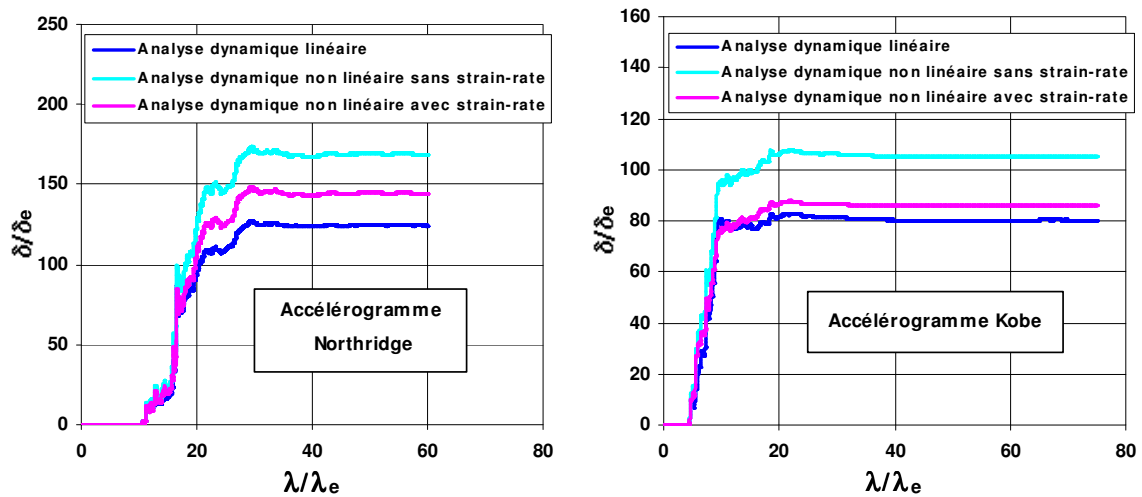


Figure 7.62. Evaluation du facteur de comportement par la méthode énergétique: Structure S3

Structure	Accélérogramme	Méthode de Ballio-Setti		Méthode énergétique	
		Sans strain-rate	Avec strain-rate	Sans strain-rate	Avec strain-rate
S1	Kobe	6,50	5,50	3,60	3,15
	Northridge	3,20	3,00	2,92	2,75
S2	Kobe	7,20	7,00	3,32	3,10
	Northridge	5,24	5,20	3,92	3,52
S3	Kobe	9,50	9,00	3,00	2,85
	Northridge	5,75	5,50	3,46	3,20

Tableau 7.14. Valeurs du facteur du comportement évaluées

## **7.4. CONCLUSION**

Les méthodes et les différentes approches utilisées pour évaluer le coefficient de comportement ont été présentées.

Trois exemples de structures soumises aux accélérogrammes de Kobe et de Northridge ont été analysés en utilisant les deux méthodes de BALLIO-SETTI et énergétiques pour évaluer le coefficient de comportement tout en tenant compte de l'influence de la vitesse de déformation.

Les résultats qui sont présentés au tableau 7.14 montrent que l'effet de la vitesse de déformation réduit la capacité de dissipation de l'énergie induite par le séisme et par conséquent la ductilité et le coefficient de comportement se trouvent réduits de l'ordre de 15% pour des vitesses de déformation assez importantes surtout des zones de champs proche. Cette étude a bien révélé l'intérêt de tenir compte de l'effet de la vitesse de déformation en champs proche dans l'évaluation des performances sismiques des structures