

## Chapitre 3.

### Réponse inélastique des structures aux séismes.

#### 3.1 Introduction.

#### Réponse inélastique et principe des méthodes d'analyse en cas de réponse inélastique.

Lorsque le comportement du matériau de l'oscillateur simple (la poutre console encastrée par exemple) n'est pas linéaire, le problème décrit en 2.2 se complique, car on n'a plus droit à la relation simple  $F(t) = -k.u(t)$  entre le déplacement et la force de rappel du ressort – Figure 3.1 - et la structure ne revient pas nécessairement à sa position initiale en fin de tremblement de terre.

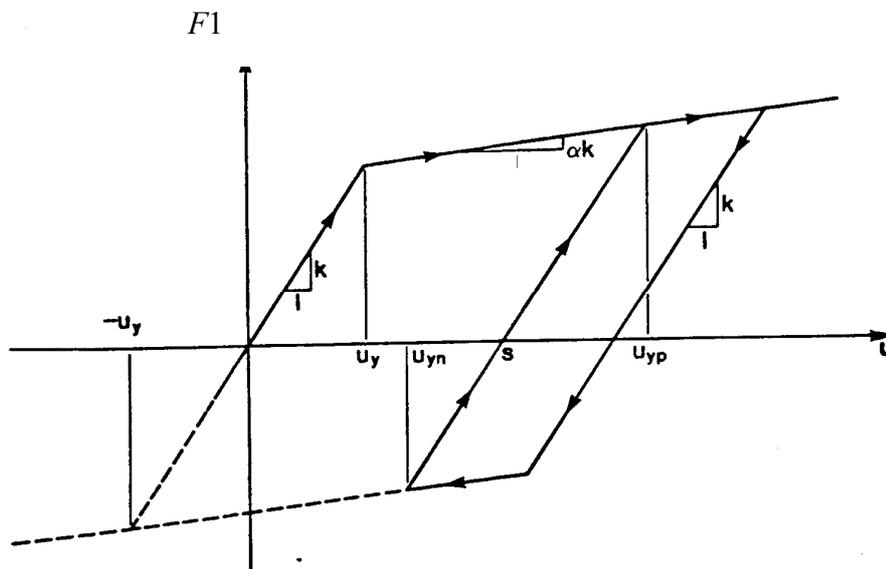


Figure 3.1. Loi de comportement  $F1-u$  d'un ressort non linéaire.

La description du problème est alors seulement possible par voie numérique, par un algorithme représentant les différents segments du comportement  $F-u$  : chargement élastique jusqu'à un déplacement  $u_y$ , palier plastique avec écrouissage de pente  $\alpha$ , déchargement, déformée permanente, rechargement ... Dans le cas d'un oscillateur multiple, les quantités de déformation plastique sont différentes aux divers nœuds de la structure. La résolution numérique reste possible, mais le temps de calcul peut être important.

#### Analyse chronologique non linéaire.

La forme la plus complète d'analyse des structures dont le comportement est non linéaire sous action sismique est le calcul dynamique temporel (ou « chronologique ») non linéaire. On tient explicitement

compte du caractère non linéaire du comportement des éléments structurels en fournissant en données les lois de comportement non linéaires de ces éléments (courbe  $M-\theta, \dots$ ). Des accélérogrammes représentent l'action sismique. Le calcul s'effectue pas à pas sur le temps et peut durer longtemps, même pour des structures simples ; il est difficilement envisageable pour des structures complexes et est réservé à des études particulières, comme l'établissement des coefficients de comportement  $q$ .

Plusieurs accélérogrammes sont nécessaires pour éviter de biaiser certains aspects du contenu fréquentiel du spectre de réponse reconnu comme la référence d'action sismique de la région. L'Eurocode 8 prescrit l'usage d'un minimum de 3 accélérogrammes dont les 3 spectres « remplissent » correctement le spectre de calcul. Comme on ne dispose pas toujours d'accélérogrammes régionaux, on crée parfois des accélérogrammes « artificiels » remplissant au mieux le spectre de réponse.

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

L'analyse en poussée progressive ( « pushover » en anglais) est une analyse statique non linéaire conduite sous charges gravitaires constantes et sous des forces horizontales qui croissent de façon monotone. C'est une étude statique pas à pas pour laquelle les données matérielles (lois de comportement des matériaux, des sections) sont similaires à celles de l'analyse dynamique élasto-plastique, mais où les difficultés du calcul pas à pas temporel sont évitées. Cette version plastique de la méthode d'analyse par forces latérales décrite en 2.13 permet d'évaluer les mécanismes plastiques formés et la distribution des dommages dans des structures complexes. La relation avec le problème dynamique est assurée par la définition d'un déplacement « cible », déplacement maximum attendu de la structure. On donne plus de détails sur cette méthode en 3.7 et 6.5.

#### **Analyse dynamique élastique par réponse spectrale et superposition modale utilisant un spectre de réponse de calcul.**

Cette forme d'analyse a été expliquée au Chapitre 2. Elle présente l'avantage d'être opérationnelle pour des structures à géométrie complexe, avec une action sismique représentée par un spectre de réponse. La méthode ne considère pas explicitement le comportement plastique des zones dissipatives, mais en tient compte en réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient de comportement  $q$ . Des valeurs de  $q$  sont définies dans les codes de calcul parasismique pour les divers types d'ossature (voir Tableau 9.1 et 10.3). On explique en 3.3 comment elles ont été établies.

### **3.2 Apport du travail plastique des matériaux sous sollicitations sismiques.**

Sous l'action du séisme, une structure absorbe de l'énergie. Cette absorption comporte plusieurs termes:

- énergie de déformation élastique
- énergie cinétique
- énergie d'amortissement, correspondant au comportement visco-élastique de la structure
- énergie de déformation plastique par hystérésis matériel.

L'équation générale (2.2) reste valable, mais le terme de ressort élastique  $ku$  de l'équation prend la forme d'une fonction  $F(u)$ , force élasto-plastique de rappel:

$$m u''(t) + c u'(t) + ku(t) = - m d_g''(t) \quad (3.1)$$

Partant de cette équation, on peut mettre en évidence les divers termes d'énergie mentionnés plus haut en la multipliant par  $u'dt$  et en intégrant sur la durée  $t_0$  d'un tremblement de terre :

$$m \int u''(t)u'(t) + c \int [u'(t)]^2 dt + \int F(u) u'(t) dt = \int - m d_g''(t) u'(t) dt$$

$$E_{\text{cinétique}} + E_{\text{visqueux}} + E_{\text{déformation}} = E_{\text{cinétique}} + E_{\text{visqueux}} + E_{\text{EPdef}} + E_{\text{ELdef}} = E_{\text{totale entrée}}$$

On peut montrer que l'énergie  $E_{\text{EPdef}}$  dissipée dans des mécanismes plastiques peut contribuer de manière significative à l'absorption d'énergie globale requise d'une structure résistante à un tremblement de terre.  $E_{\text{EPdef}}$  correspond à de l'énergie absorbée de façon permanente dans la structure et ce terme peut être nettement plus important que  $E_{\text{ELdef}}$  correspondant aux déformations purement élastiques, comme on va le voir en comparant les comportements de deux consoles auxquelles est imposé un déplacement alterné de  $+d_{\text{max}}$  à  $-d_{\text{max}}$ . Figure 3.2.

La première console travaille dans le domaine élastique  $EL$  et sous  $d_{\text{max}}$  le moment de flexion à sa base A vaut  $M_A = M_{\text{EL}}$ . L'énergie de déformation élastique  $E_{\text{ELdef}}$  est représentée par le triangle hachuré verticalement sous la courbe  $M - \theta$  et elle vaut :  $E_{\text{ELdef}} = 0,5 M_{\text{EL}} \theta_{\text{max}}$ . Cette énergie n'est jamais accumulée dans le système ; au retour à  $d = 0$ , l'énergie de déformation élastique du système est égale à 0.

La deuxième console est caractérisée par un moment plastique  $M_{\text{EP}} = 0,5 M_{\text{EL}}$ . Ce moment plastique  $M_{\text{EP}}$  est atteint à la base A de la console pour  $\theta = \theta_y = \theta_{\text{max}}/2$  et une rotule plastique apparaît. Le déplacement  $d_{\text{max}}$  est réalisé au terme de déformations successivement élastiques, puis plastiques. Si un séisme déplace cette console cycliquement de  $+d_{\text{max}}$  à  $-d_{\text{max}}$ , sollicitation représentée par la courbe  $EP$  de la Figure 11, l'énergie  $E_{\text{EPdef}}$  dissipée de façon permanente par le système dans un cycle ( $+d_{\text{max}}$ ,  $-d_{\text{max}}$ ) est représentée par l'aire hachurée horizontalement à la Figure 11 et elle vaut  $E_{\text{EPdef}} = 2 E_{\text{ELdef}}$ . Un séisme induira généralement plusieurs grands cycles et pour, par exemple, 4 cycles de  $+d_{\text{max}}$  à  $-d_{\text{max}}$ , on a:  $E_{\text{EPdef}} = 8 E_{\text{ELdef}}$ .

On voit que l'énergie absorbable dans des déformations plastiques alternées par la console de résistance  $M_{EP}$  est largement supérieure à l'énergie de déformation élastique maximum d'un élément deux fois plus résistant, alors que la section de la console  $EP$  est nettement inférieure à la section requise pour reprendre élastiquement  $M_{EL}$ . Ce résultat demande seulement que la section de la console élasto - plastique possède une ductilité  $\theta_{\max}/\theta_y \geq 2$ , ce que permettent des choix de section et matériaux adéquats.

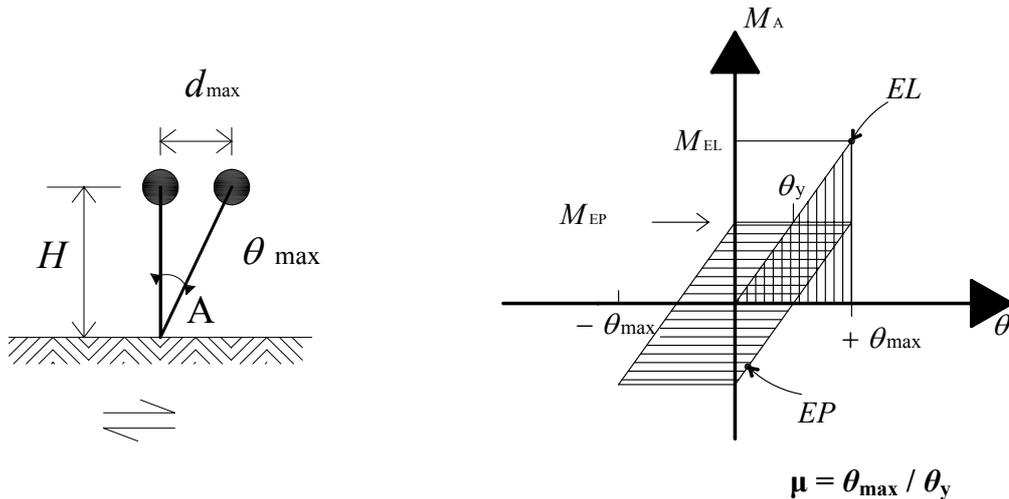


Figure 3.2. Intérêt des structures dissipatives.

On voit que  $E_{EPdef}$  peut être significativement plus grand que  $E_{ELdef}$  et correspond à une **dissipation permanente** d'énergie. C'est pourquoi on fait une distinction fondamentale en projet parasismique entre les structures « **dissipatives** » et « **non-dissipatives** ».

Les structures conçues pour être dissipatives bénéficient d'un avantage économique, car elles peuvent être moins résistantes que des structures conçues pour travailler dans le domaine élastique. Ainsi, dans l'exemple précédent, le moment résistant de la console est :

- $M_{Rd} \geq M_{EL}$  pour la structure non-dissipative
- $M_{Rd} = 1/2 M_{EL} = M_{EP}$  pour la structure dissipative

L'économie correspondante sur la section des barres est de l'ordre de 50%.

On note que ce résultat est obtenu à condition que la barre puisse être déformée plastiquement et sans rupture jusqu'à  $\theta_{\max} \geq 2 \theta_y$

On définit le rapport  $\mu = \theta_{\max} / \theta_y$  comme étant la **ductilité**  $\mu$  de la rotule plastique.

Les codes de calcul parasismique valorisent les structures dissipatives en permettant de réduire par un « facteur de comportement  $q$  » l'action de calcul qui sert à les dimensionner à l'aide d'une analyse élastique. Ainsi, dans l'exemple de la Figure 3.3:  $q = M_{EL} / M_{EP} = 2$

Il y a évidemment un prix à payer pour bénéficier de cette réduction de l'action de calcul: c'est le respect par la structure projetée d'une série de règles destinées à assurer un comportement plastique

sain. Ces règles, qui constituent l'essentiel du contenu d'un code parasismique comme l'Eurocode 8, sont expliquées aux Chapitres 9 à 12.

Il faut noter que le bénéfice d'un projet « dissipatif » n'est élevé que si les vérifications du cas de charge sismique déterminent les dimensions de l'ossature.

### **3.3 Etablissement du coefficient de comportement $q$ d'une structure.**

#### **Introduction.**

Diverses méthodes ont été utilisées dans le but d'établir la valeur de "coefficients de comportement"  $q$  caractéristiques de divers types d'ossature et permettant une prise en compte forfaitaire globale de leur capacité de dissipation d'énergie par des déformations plastiques. Ces méthodes se différencient par le type d'analyse de structure effectué et par le critère considéré pour associer réponse purement élastique et réponse élasto-plastique.

#### **Evaluation approchée simple.**

Une évaluation simple de  $q$  se base sur la ductilité. Elle utilise une analyse purement statique appliquée à un système à 1 seul degré de liberté et un critère d'égalité des déplacements entre les réponses élastique et réponse élasto-plastique, Si, dans l'exemple de la Figure 3.3, on adopte  $q = M_{EL} / M_{EP} = 2$ , les ordonnées du spectre de calcul  $S_d(T)$  à utiliser pour l'analyse élastique de la console ductile sont égales à 1/2 des ordonnées du spectre de réponse élastique en accélération  $S_e(T)$  et les sollicitations  $M$  calculées dans la console sont  $M = M_{EL} / 2$ .

Si la section de la console est telle que sa résistance de calcul répond à  $M_{Rd} = M_{EL} / 2$ , la console résistera au tremblement de terre, à condition que sa ductilité  $\mu = \theta_{max} / \theta_y$  soit supérieure ou égale à 2. Telle est exactement la signification de  $q$ . D'un point de vue pratique, ceci signifie que le cisaillement de calcul  $F_{EP}$  appliqué à la structure se déduit du cisaillement maximum élastique  $F_{EL} = F_{max}$  par la relation :  $F_{EP} = F_{EL} / q$

Cette évaluation de  $q$  correspond à  $q = \mu =$  ductilité locale . (Note : cette relation vaut dans le domaine  $T > T_B$ ; en dessous de  $T_B$ , l'influence de  $q$  décroît jusqu'à  $q = 1$  pour  $T = 0$ ).

Si on considérait dans la même analyse statique un critère d'égalité des énergies absorbées dans les 2 réponses  $EL$  et  $EP$  sous une seule poussée positive, on trouverait :  $q = \sqrt{2\mu - 1}$

#### **Etablissement de $q$ par la méthode Ballio-Setti.**

Dans le contexte de l'Eurocode 8, on a utilisé l'approche suivante pour les constructions en acier. Figure 3.3.

Soit un accélérogramme quelconque  $a(t)$  et une structure donnée, à multiples degrés de liberté.

On effectue, à l'aide d'un programme d'analyse dynamique non linéaire des calcul de la réponse de cette structure sous des accélérogrammes produit de  $a(t)$  par un multiplicateur  $\lambda$ .

On trouve successivement en faisant croître  $\lambda$ :

1. Des multiplicateurs  $\lambda$  tels que toutes les sections de la structure restent dans le domaine élastique ; si on retient la valeur maximale  $d$  du déplacement d'un point de référence de la structure, on observe que  $d$  obtenu lors de chaque calcul est proportionnel au multiplicateur  $\lambda$  considéré
2. un multiplicateur  $\lambda_e$  à tel qu'on atteint la résistance plastique dans un élément structural; il y correspond  $d = d_e$
3. des  $d$  de structures élasto-plastiques inférieurs aux  $d$  de structure constituées d'un matériau indéfiniment élastique, sous les mêmes accélérogrammes  $\lambda a(t)$ . Ceci résulte de la dissipation d'énergie dans le domaine plastique mentionnée plus haut.
4. un multiplicateur  $\lambda_{max}$  pour lequel le déplacement  $d_{max}$  résultant du calcul dynamique non linéaire effectué sur la structure en matériau réel de limite élastique  $f_y$  est précisément égal au déplacement  $d_{max}$  trouvé par un calcul dynamique linéaire effectué avec le même accélérogramme  $\lambda_{max} a(t)$  pour une structure faite d'un matériau idéalement élastique. L'influence croissante de l'effet  $P - \Delta$  sous des  $\lambda$  croissants explique pourquoi les  $d_{max}$  du calcul non linéaire finissent par rejoindre les  $d_{max}$  du calcul linéaire. Cette valeur de  $\lambda_{max}$  correspond au respect d'un critère d'égalité des déplacements maximum observés sous le même accélérogramme  $\lambda_{max} a(t)$ .

La Figure 3.3 synthétise cette approche de l'évaluation de  $q$ .

Dans une région dont l'accélérogramme le plus sévère à considérer dans un calcul est  $a(t)$  et une structure dont le facteur de comportement  $q$  est connu. Si on effectue le calcul dynamique linéaire avec  $a(t)/q$  comme action de calcul et qu'on respecte le critère de résistance classique :

Résistances  $R_d \geq$  Sollicitations  $E_d$  ( $E_d$  est la valeur de calcul de l'effet de l'action), on réalise la même sécurité qu'en effectuant un calcul dynamique non linéaire sous  $a(t)$  et en vérifiant qu'on se trouve dans un état de déformation stable.

Le calcul dynamique linéaire avec  $a(t)/q$  comme action de calcul considère le domaine élastique du comportement, jusqu'à  $\lambda = \lambda_e$  (voir Figure 3.3).

Le calcul dynamique non linéaire avec  $a(t)$  comme action de calcul considère le domaine complet élasto-plastique du comportement jusqu'au point limite  $\lambda = \lambda_{max}$  (voir Figure 3.3).

Le coefficient  $q$ , qui associe les points  $\lambda_e$  et  $\lambda_{max}$ , permet la vérification d'une structure par un calcul classique linéaire. On tient compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure en effectuant son analyse sous une action sismique réduite par  $q$ . Cette méthode peut s'appliquer à l'analyse spectrale avec superposition modale, à l'analyse statique équivalente et à l'analyse chronologique effectuée avec un accélérogramme réduit par  $q$ .

Le coefficient  $q$  ainsi établi permet d'établir une correspondance entre un calcul linéaire dynamique et un calcul non linéaire dynamique.

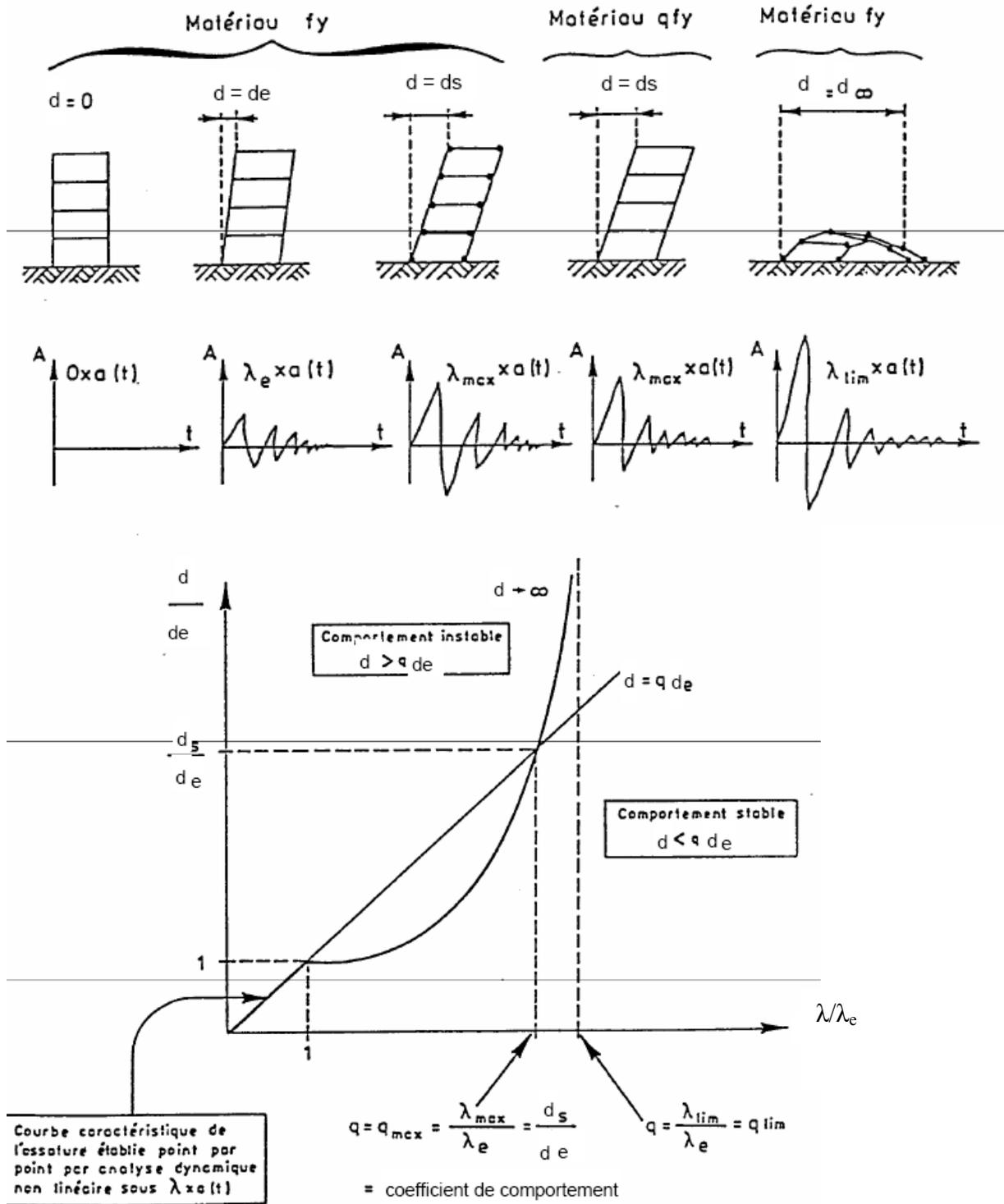


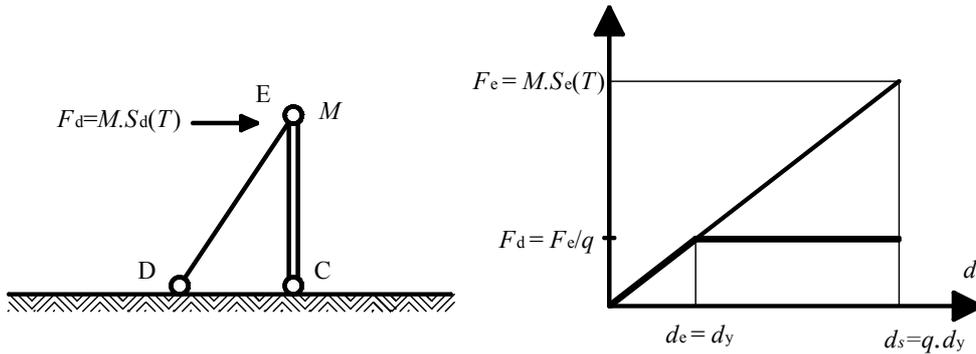
Figure 3.3. Etablissement du coefficient de comportement  $q$  par la méthode Ballio-Setti.

On montre à la Figure 3.4 les univers parallèles de l'analyse par une méthode dynamique non linéaire, d'une part, et par une méthode élastique sous action réduite par  $q$ , d'autre part.

Il faut remarquer en particulier que le calcul effectué au départ d'une action définie par un spectre de réponse de calcul réduite par un coefficient  $q$  est un calcul linéaire conventionnel, qui ne s'intéresse en fait qu'à la partie linéaire du comportement de la structure et que les déplacements  $d_e$  trouvés sont seulement la partie élastique des déplacements.

Les déplacements réels  $d_s$  de la structure sont évalués par  $d_s = q \cdot d_e$ .

C'est avec cette valeur  $d_s$  que doivent être vérifiées les conditions relatives à l'effet  $P-\Delta$  et à l'entredeistance minimale entre bâtiments voisins.



$d_e$ : déplacement élastique établi par l'analyse élastique sous spectre de réponse réduit par  $q$ .  
 $d_s$ : déplacement réel

Figure 3.4. Calcul du déplacement réel  $d_s$

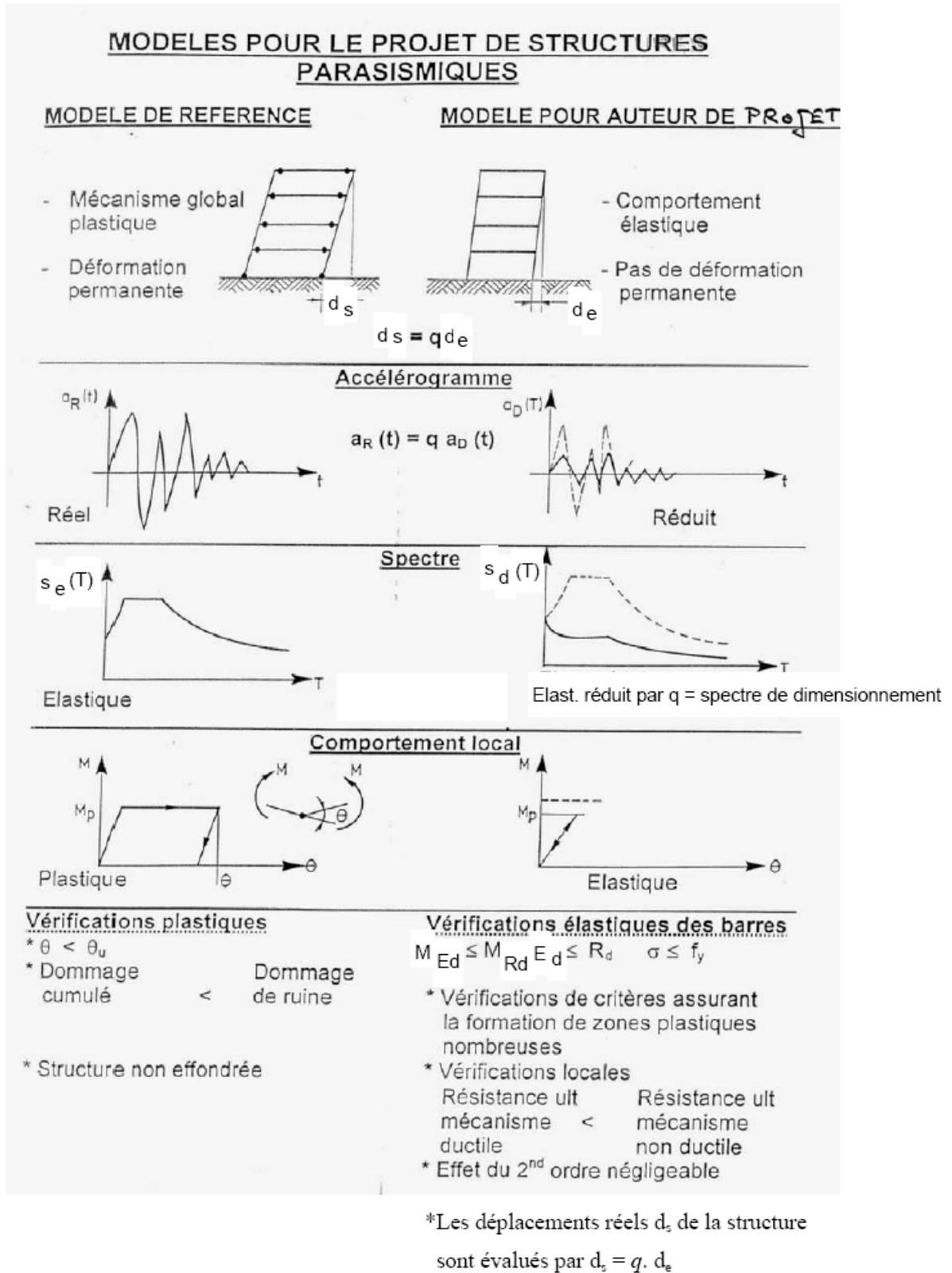
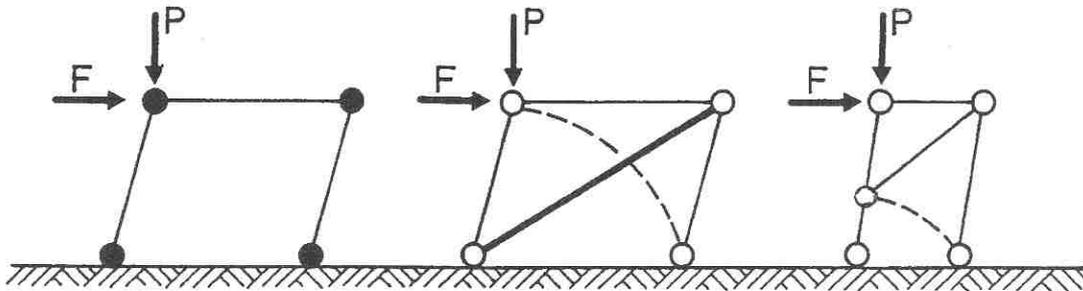


Figure 3.6. Les univers parallèles de l'analyse non linéaire (modèle de référence) et de l'analyse linéaire sous action réduite par q (modèle pour auteur de projet).

### 3.4 Valeurs normatives du coefficient du comportement $q$ .

Des valeurs du coefficient du comportement  $q$ , associées à des types divers de structures (portiques, murs, treillis métalliques, etc...) ont été établies par des recherches. Elles reflètent le potentiel de dissipation d'énergie de chaque type structural. Figure



4 rotules plastiques

$$q = 6$$

1 diagonale plastique

$$q = 4$$

pas de mécanisme plastique\*

$$q = 1,5$$

\* La stabilité d'un contreventement en K est liée à celle d'une diagonale comprimée, dont le comportement ne peut être ductile.

Figure 3.5. Le coefficient de comportement  $q$  reflète le potentiel de dissipation d'énergie de chaque type structural.

En réalité, il existe pour un « type » donné de structure tout un domaine de valeurs de  $q$ , pour différentes raisons :

- le caractère général d'un « type » ne recouvre pas les variabilités possibles dans ce « type »
- le rapport poids mort/charge de service, variable d'un projet à l'autre
- la dépendance de  $q$  par rapport à la durée et au contenu fréquentiel des accélérogrammes ; la dégradation de la structure est fonction du nombre et de la distribution des amplitudes des cycles appliqués ; les coefficients  $q$  trouvés peuvent donc en toute logique être différents pour deux structures identiques construites dans deux zones géographiques différentes.

Des valeurs normatives maximales de  $q$  sont fournies pour chaque « type » structural dans les codes de calcul parasismiques. Ces valeurs sont des bornes inférieures des résultats établis dans des recherches. Elles placent en sécurité dans des projets de constructions nouvelles, mais le niveau de sécurité atteint est en fait variable, de sorte que ces valeurs ne permettent pas une évaluation très précise de structures existantes. Les ordres de grandeur des valeurs normatives de  $q$  sont :

- $q = 5$  à  $6$  pour les portiques (acier, béton armé) et les ossatures acier à triangulation excentrée
- $q = 3$  à  $4$  pour les ossatures contreventées par des voiles en béton armé ou par des triangulations centrées en X
- $q = 1,5$  à  $2$  pour les structures peu dissipatives, telles que pendule inversé ou maçonnerie

### 3.5 Caractéristiques souhaitables des structures conçues pour un comportement non linéaire.

Pour assurer un comportement sain et une dissipation d'énergie maximale des structures où on accepte des déformations plastiques sous séisme, le projet doit créer les conditions de formation de **zones dissipatives nombreuses et fiables**. En effet, la stabilité de la structure demande:

- que les déformations plastiques locales dans chaque zone plastique restent limitées, car il y a une limite à la capacité de déformation qu'un élément structural peut offrir tout en gardant une résistance quasi constante. Exemple : rotation plastique  $\theta$  admissible d'un profil acier de classe A :  $\theta \approx 50$  mrad.
- que les zones dissipatives soient si possible nombreuses, afin justement d'éviter des exigences de déformation plastiques locales trop élevées qui résulteraient inévitablement de la concentration des déformations de la structure en peu de points.
- que le travail de déformation plastique ait lieu dans des zones de la structure **préméditées** à cette fin, en position et en capacité, car il n'est pas possible de donner à toutes les zones de la structure des caractéristiques idéales de déformation plastique.
- que le travail de déformation plastique ait lieu dans des zones de la structure **préméditées** en référence à un mécanisme de ruine globale et non à un mécanisme de ruine partiel

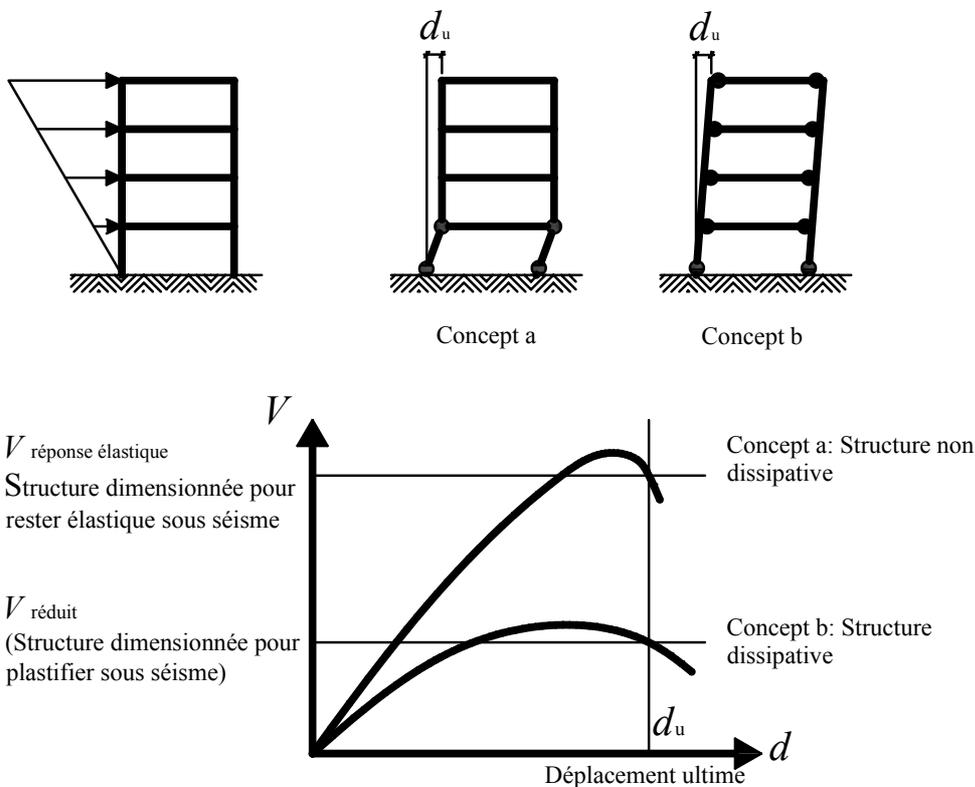


Figure 3.6.a. Exemple de comportement global de structure dissipatif et non dissipatif. La structure non dissipative s'effondre dans un mécanisme n'impliquant qu'un seul étage (*d'après [13]*).

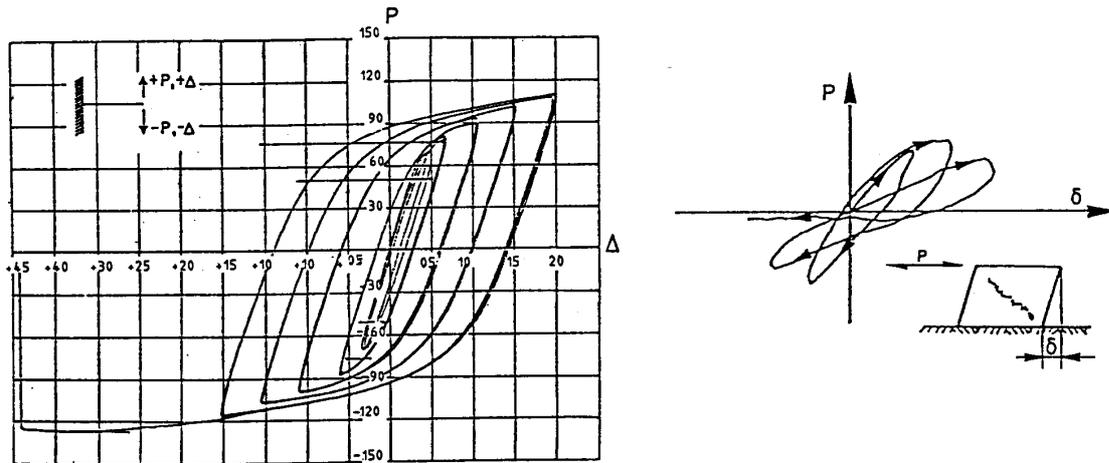


Figure 3.6.b ; Diagramme charge alternée - déformation d'une console en profilé métallique de classe 1 (à g.) et d'un mur en maçonnerie (à dr.).

Tous les éléments et matériaux de construction ne présentent pas un palier plastique important et tous ne conviennent donc pas pour réaliser des structures auxquelles on souhaite attribuer un coefficient de comportement élevé. La Figure 3.6b montre que les comportements d'un mur cisailé en maçonnerie et d'un profilé métallique fléchi sont très différents : dans la maçonnerie, la dégradation de résistance et de raideur est rapide ; par contre, le profilé métallique supporte de nombreuses flexions alternées sans perte significative de résistance.

Le matériau n'est pas le seul paramètre déterminant, car des éléments de structure constitués d'un matériau convenable peuvent présenter des chutes de résistance importantes lorsqu'on les soumet à des cycles de déformations inélastiques, pour différentes raisons telles que:

- instabilité globale ou locale des éléments de structure
- rupture fragile d'origines diverses (rupture d'adhérence, mauvais détail soudé, etc...)

Tous ces phénomènes opposés à la ductilité peuvent être évités par des précautions adéquates qui sont largement fondées sur le respect d'un principe spécifique au projet parasismique: le dimensionnement **en capacité**.

La réalisation de zones dissipatives **nombreuses et bien positionnées** implique le respect de conditions de **hiérarchie** entre les résistances des zones dissipatives et non dissipatives. Figure 3.6.a.

Le dimensionnement en capacité est expliqué de façon générale au paragraphe suivant et fait, comme les conditions de hiérarchie, l'objet de règles qu'on explique par type d'ossature et de matériaux aux chapitres 9 à 12.

### 3.6 Principe du dimensionnement en capacité.

Il est essentiel pour la sécurité des structures soumises à l'action sismique de créer les conditions qui provoquent la formation de mécanismes plastiques dissipatifs dans des zones choisies et d'éviter les ruines fragiles ou par instabilité.

A cette fin, il faut :

1. connaître les mécanismes locaux dissipatifs et non dissipatifs susceptibles de se produire.
2. définir les dimensions des éléments adjacents au mécanisme dissipatif pour qu'ils soient plus résistants que celui-ci et qu'ils restent élastiques et stables pendant les déformations plastiques de la zone « fusible ».

C'est le concept du *dimensionnement capacitif*.

Pour mettre en évidence ce concept, on mentionne souvent l'exemple de la chaîne: sa résistance est celle du plus faible de ses maillons et la ductilité de ce seul maillon permet de réaliser la ruine ductile de la chaîne entière. Figure 3.7.

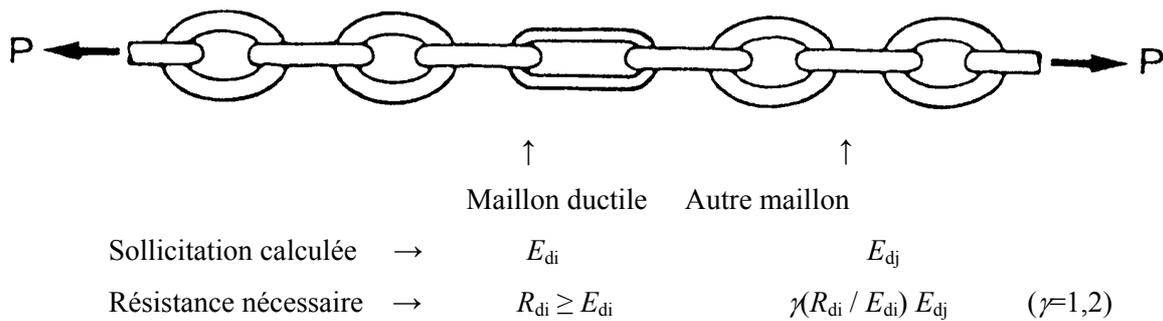


Figure 3.7. Principe du dimensionnement capacitif

Dans le cas d'une structure analysée par un calcul conventionnel linéaire élastique, on atteint cet objectif de la façon suivante :

- Le mécanisme dissipatif global est lié à la topologie de la structure qui a été choisie et les zones dissipatives potentielles sont connues, parce que choisies pour former un mécanisme global ductile.
- On effectue l'analyse de la structure sous action sismique et on trouve les sollicitations  $E_d$  dans les sections ;
- Dans chaque zone dissipative potentielle  $i$ , on dimensionne l'élément dissipatif de telle sorte que sa résistance  $R_{di}$  soit supérieure ou égale à la sollicitation  $E_{di}$ :  $E_{di} \leq R_{di}$ .
- On identifie les  $J$  mécanismes de ruine possibles adjacents au mécanisme dissipatif : rupture de boulons en traction, voilement de barre, écrasement de béton, flambement d'une barre adjacente ....
- On fixe les dimensions des sections, moyens d'assemblage, barres,... adjacents, de telle sorte que la résistance plastique du mécanisme local que l'on veut dissipatif soit la plus faible des résistances de la zone considérée: il devient ainsi le "fusible" souhaité. Ceci est réalisé si les résistances  $R_{dj}$  des  $J$  éléments non dissipatifs de la zone dissipative  $i$  sont calculées sous des sollicitations  $E_{dj}$  majorées pour

tenir compte du fait que la sollicitation réelle de l'élément dissipatif est égale à sa résistance plastique  $R_{di}$  et non à la sollicitation  $E_{di}$  trouvée par le calcul conventionnel élastique. Les résistances  $R_{dJ}$  des éléments non dissipatifs doivent donc respecter:

$$R_{dJ} > \gamma \cdot \frac{R_{di}}{E_{di}} \cdot E_{dJ} + S_{dJ,G}$$

où  $\gamma$  est un facteur de sécurité, dit parfois de surdimensionnement, par exemple égal à 1,2.

$S_{dJ,G}$  est la sollicitation résultant de l'application des autres actions incluses dans la combinaison d'action retenue pour la situation sismique.

Dans cette relation, + a la signification "combiné à", dans le sens de la recherche de la situation de dimensionnement réaliste la plus défavorable.

Ainsi, si  $E_{dJ} = E_{di}$ , on a au maximum :

$$R_{dJ} > \gamma \cdot R_{di} + S_{dJ,G}$$

Plusieurs remarques peuvent être faites quant au dimensionnement en capacité:

- son application demande l'identification de tous les mécanismes de ruine possibles
- son efficacité dépend de la qualité des relations servant à évaluer les résistances réelles des constituants de la structure; en particulier, dans ce contexte, une sous estimation de la résistance plastique de la zone dissipative est un facteur d'insécurité, car on sous-estime  $R_{di}/E_{di}$ .
- son efficacité dépend d'une concordance convenable des résistances et limites élastiques  $f_y$  dans les calculs du projet et dans la réalité. Si la limite élastique réelle  $f_{yr}$  de l'acier du mécanisme dissipatif est significativement supérieure à la valeur  $f_{yd}$  considérée dans le projet, alors que l'acier d'éléments adjacents potentiellement fragiles est strictement conforme au calcul, la capacité dissipative peut ne pas être réalisée, car on sous estime  $R_{di}/E_{di}$ .

Le respect du principe de dimensionnement en capacité est un **fondement essentiel** de la fiabilité des constructions dissipatives en zone sismique. Beaucoup de règles de projet présentées aux Chapitres 9 à 12 sont des conséquences directes de l'application de ce principe.

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

#### **Généralités.**

L'analyse en poussée progressive est une analyse statique non linéaire conduite sous charges gravitaires constantes et des charges horizontales qui croissent de façon monotone.

C'est donc une étude pas à pas pour laquelle les données matérielles (lois de comportement des matériaux, des sections) sont similaires à celles de l'analyse dynamique élasto-plastique, mais où les difficultés du calcul pas à pas temporel sont évitées. Elle permet d'évaluer les mécanismes plastiques attendus et la distribution des dommages dans des structures complexes.

L'analyse en poussée progressive s'indique comme variante au calcul basé sur une analyse élastique linéaire utilisant le coefficient de comportement  $q$  dans les cas où on suspecte que la plastification prématurée d'un élément conduit à sous estimer fortement la capacité réelle de la structure

On l'applique pour vérifier la performance structurale de bâtiments nouvellement conçus ou existants, en particulier pour :

- évaluer la performance structurale des bâtiments existants ou renforcés
- vérifier ou évaluer plus précisément le rapport  $\alpha_u/\alpha_l$ , coefficient de redistribution plastique qui intervient explicitement dans la valeur du facteur de comportement  $q$  des constructions en acier et mixtes acier - béton.

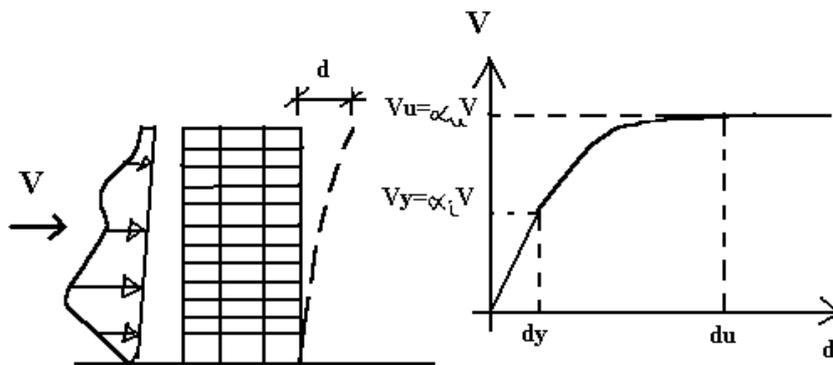


Figure 3.8. Définition de  $\alpha_l$  et  $\alpha_u$  dans une analyse en poussée progressive.

Les paramètres  $\alpha_l$  et  $\alpha_u$  sont définis comme suit :

- $\alpha_l$  est la valeur par laquelle les actions sismiques horizontales de calcul sont multipliées pour atteindre pour la première fois la résistance plastique dans un élément de la structure, les valeurs de calcul de toutes les autres actions étant maintenues constantes
- $\alpha_u$  est la valeur par laquelle les actions sismiques horizontales de calcul sont multipliées pour que se forment des rotules plastiques dans un nombre suffisant de sections pour que l'instabilité d'ensemble de la structure se développe, les valeurs de calcul de toutes les autres actions étant maintenues constantes.

### **Déplacement cible.**

La relation entre l'analyse en poussée progressive, qui est statique, et le comportement réel de l'ossature sous séisme, qui est dynamique, est établie par la définition d'un déplacement « cible », déplacement maximum attendu de la structure. Il permet d'associer les résultats de l'analyse en poussée progressive, qui caractérisent l'« offre de déformation », à la « demande de déformation » correspondant au déplacement cible.

On trouve le déplacement cible  $d_{et}^*$  ou  $d_t^*$  de la façon suivante :

- on effectue une analyse modale de la structure et on détermine les modes propres

- on définit un oscillateur simple de masse  $m^*$  et de période  $T^*$ , équivalent à la structure multimodale
- on établit le déplacement cible de l'oscillateur simple sous séisme par la relation  $d_{et}^* = S_{De}(T) = S_e(T^*) (T^*/2\pi)^2$  (cfr. 2.6) ; ce déplacement est celui du centre de gravité de la structure, qu'on peut considérer comme point de contrôle du déplacement dans l'analyse en poussée progressive ; cette relation vaut pour des structures de période moyenne à longue ( $T \geq T_C$  en notations Eurocode 8).
- pour la détermination du déplacement cible  $d_t^*$  des structures dans le domaine des périodes courtes, il convient d'utiliser différentes expressions de corrections de  $d_{et}^*$

Le point de référence de l'évaluation du déplacement ou « déplacement de contrôle » peut être pris au centre de gravité de la structure ou à son point le plus haut (toiture).

### **Distribution verticales des charges latérales.**

L'utilisation de la méthode d'analyse en poussée progressive pose le problème de la définition de la distribution des forces horizontales appliquées, car cette distribution est constante au cours de l'analyse.

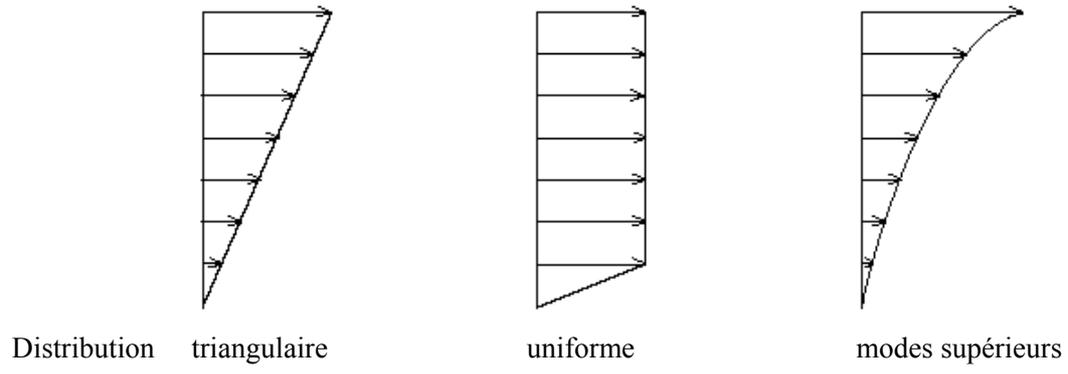
La distribution idéale est celle développée dans l'analyse temporelle élasto-plastique, qui varie au cours du séisme selon le schéma de déformation plastique de la structure : ainsi, partant d'une déformée de type « 1<sup>er</sup> mode » et de la distribution correspondante, la distribution des forces horizontales devient différente selon que la structure forme un mécanisme plastique global ou un mécanisme d'étage – Figure 3.9.

La parade à l'incertitude sur la forme de la distribution consiste à considérer plusieurs distributions verticales de forces horizontales. Ainsi, dans l'Eurocode 8, on demande :

- de considérer au minimum un schéma "uniforme", fondé sur des forces latérales proportionnelles à la masse quelle que soit la hauteur (accélération uniforme) et un schéma "modal", proportionnel aux forces latérales correspondant à la distribution des forces latérales déterminée dans l'analyse élastique
- de conduire l'étude au delà du déplacement cible  $S_{De}(T)$ , de manière . 150 % du déplacement cible

Les charges latérales sont appliquées à l'emplacement des masses dans le modèle et l'excentricité accidentelle doit être prise en compte.

Le résultat de l'analyse est une courbe de « capacité » de la structure qui donne la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement de contrôle.



*Figure 3.9. Distribution de forces horizontales associées à diverses déformées élasto-plastiques de structures.*

