

# CÁLCULO DE COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO

Ricardo Teixeira Duarte<sup>1</sup>  
Carlos Sousa Oliveira<sup>1</sup>  
Anibal Guimarães da Costa<sup>2</sup>  
Alfredo Campos Costa<sup>3</sup>

## SUMÁRIO

Apresenta-se neste trabalho uma metodologia para o cálculo de coeficientes de comportamento de estruturas, a serem usadas na verificação da segurança em relação à acção dos sismos. Estes coeficientes são definidos em relação a métodos de dimensionamento específicos e quantificados com base no valor da probabilidade de ruína que se pretende atingir. Exemplifica-se esta matéria através da análise de dimensionamento e verificação de segurança de estruturas univariáveis. Indica-se a metodologia a seguir para casos mais gerais.

## INTRODUÇÃO

Um dos aspectos mais singulares da Engenharia Sísmica é o facto de as características de rigidez (elástica e pós-elástica) da estrutura influenciarem muito significativamente a severidade dos efeitos das acções sísmicas. Em consequência, quando se considera o seu processo de dimensionamento a interdependência entre características da estrutura e da acção sísmica deve ser tida em conta explicitamente. Torna-se assim conveniente que o processo de dimensionamento seja identificado como uma das variáveis a considerar na análise. Com efeito, só é possível definir, e consequentemente quantificar, coeficientes de comportamento, desde que a "distribuição das resistências" pela estrutura esteja claramente fixada. A este respeito convém desde já clarificar o conceito de coeficiente de comportamento e de coeficiente de ductilidade. Um coeficiente de comportamento é um coeficiente, de natureza essencialmente física, que no âmbito de um processo de verificação da segurança, permite corrigir os valores obtidos numa análise linear, transformando-os nos valores que se obteriam numa análise não-linear; note-se que portanto os valores dos coeficientes de comportamento dependem, entre outros factores, da intensidade a considerar para a acção dos sismos. Por outro lado, um coeficiente de ductilidade é um coeficiente de natureza essencialmente estratégica, que no âmbito de um processo de dimensionamento, permite reduzir os esforços de cálculo dos elementos estruturais em previsão dos efeitos do comportamento não-linear da estrutura.

Por outro lado, a extrema complexidade dos comportamentos estruturais para um sismo intenso faz com que o recurso a modelos simplificados seja inevitável; é então necessário estabelecer cuidadosamente a admissibilidade dos erros provenientes das simplificações consideradas e o domínio de validade dos modelos simplificados. Semelhantemente, em termos de avaliação da segurança, é quase sempre admissível utilizar os processos expeditos usualmente referidos como constituindo o nível 1 (método dos coeficientes parciais de segurança), desde que sejam convenientemente calibrados em termos dos valores efectivos da probabilidade de ruína (avaliados por processos do nível 3).

Nesta comunicação apresenta-se a quantificação dos coeficientes de comportamento para estruturas que possam ser descritas por um único grau de liberdade (caso univariável). Esta quantificação processa-se no âmbito de uma teoria mais geral, cuja apresentação visa enquadrar estas matérias de uma forma abrangente e rigorosa. Saliente-se que enquanto os problemas lineares são todos essencialmente semelhantes, os problemas não-lineares são essencialmente individualizados, de modo que

<sup>1</sup>Investigador Coordenador, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

<sup>2</sup>Assistente da Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.

<sup>3</sup>Assistente de Investigação, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

se justificam todas as precauções quer na adaptação de esquemas de pensamento de um a outro caso, quer na extrapolação, quando justificável, dos resultados de um caso a outros supostos semelhantes.

## VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA

A verificação da segurança das estruturas pode processar-se a três níveis. O nível 3 constitui um nível "exacto" de "referência"<sup>4</sup> em que a probabilidade de ruína é rigorosamente calculada. No nível 2 a probabilidade de ruína é calculada por métodos aproximados, geralmente transformando um problema multidimensional em vários problemas unidimensionais. No nível 1 as acções e as resistências são representadas pelos seus valores característicos, que são comparados através de algoritmos onde intervêm coeficientes parciais de segurança.

### O nível 3

O processo de verificação da segurança no nível 3 pode ser formalizado (Duarte, 1987) através da consideração das seguintes entidades de natureza vectorial<sup>5</sup>: acções ( $h$ ), variáveis de decisão ( $d$ ), incertezas da estrutura ( $r$ ) e variáveis de controle ( $c$ ).

O vector  $h$  representativo das acções será sempre considerado como tendo natureza estocástica<sup>6</sup>. Nalguns casos os seus valores corresponderão a forças (ou a deformações impostas) actuando em certos pontos da estrutura e noutros casos corresponderão a histórias de forças (ou deformações); como em geral serão contempladas estruturas com comportamento histerético, ter-se-á que considerar  $h$  como um vector de histórias. No entanto como se admitirá que estas histórias pertencerão sempre a um processo estocástico do qual se pode extrair uma versão separável (Doob, 1953), que será considerada como constituindo efectivamente o processo, a diferença em termos matemáticos entre os dois tipos de casos de  $h$  não envolve nenhuma consequência com interesse prático.

O vector  $d$  contém as características "variáveis" da estrutura, que é considerada como sendo definida (projectada) em duas fases: uma primeira fase (concepção) em que a sua configuração é identificada e é seleccionado o tipo de sistema estrutural (pórtico, parede,...); e uma segunda fase (dimensionamento) em que se quantificam as características mecânicas dos elementos estruturais (dimensões, materiais...). Admite-se que os valores de  $d$  representam apenas a quantificação feita na segunda fase. Portanto  $d$  é um vector determinístico e os seus elementos são chamados variáveis de decisão porque reflectem as opções que são feitas durante o dimensionamento da estrutura (convencionando-se que uma mudança de sistema estrutural dá origem a uma nova estrutura).

Como as futuras características efectivas da estrutura são desconhecidas (devido à "aleatoriedade" natural dos materiais e processos construtivos) dever-se-á utilizar um modelo estocástico que terá uma parte determinística, relativa à configuração, sistema estrutural e valores escolhidos para as variáveis de decisão, e uma parte probabilística que se admite seja quantificada por um vector  $r$  que contém os valores que quantificam as distribuições de probabilidade das variáveis estruturais.

Considere-se, a título de exemplo um pórtico de betão armado. As variáveis de decisão serão as dimensões das secções rectas das vigas e pilares, as áreas das armaduras e as classes de aço e betão a utilizar. O vector  $r$  deverá conter os valores necessários para uma quantificação completa de um modelo estocástico da estrutura; em princípio descreverá a variabilidade das propriedades mecânicas independentemente das características dos diversos elementos estruturais; portanto  $r$  não é afectado pelos valores escolhidos para  $d$ . Note-se no entanto que as características dos elementos estruturais poderão e deverão afectar o modelo estocástico que representa a aleatoriedade da estrutura, nomeadamente em termos de "efeitos de escala"; uma outra possibilidade deste modelo estocástico

<sup>4</sup>Em face das perplexidades que causa a noção de modelo exacto, parece preferível utilizar o conceito de modelo de referência, como sendo aquele em que não são utilizadas hipóteses simplificativas, explicitamente consideradas como tais.

<sup>5</sup>I.e. pertencentes a um espaço vectorial linear e não necessariamente representáveis por uma matriz coluna com um número finito de dimensões.

<sup>6</sup>Embora "estocástico" seja formalmente equivalente a "probabilístico", prefere-se este termo para evitar reminiscências de urnas com bolas brancas e pretas.

ser afectado pelos valores de  $\mathbf{d}$ , é quando alguns elementos deste vector representarem a severidade de controlo de qualidade dos materiais e da inspecção do processo construtivo.

O vector  $\mathbf{c}$  é constituído pelas respostas da estrutura que são relevantes para a avaliação da sua segurança (variáveis de controlo). Tais respostas poderão ser esforços, deformações, deslocamentos relativos entre pisos, ou ductilidades pedidas em alguns ou todos os elementos estruturais; a identificação de quais são efectivamente as variáveis de controlo é um problema extremamente delicado que não será aqui abordado. Como se considera que os elementos do vector  $\mathbf{h}$  das acções são histórias, os elementos de  $\mathbf{c}$  serão também histórias; no entanto, será em muitos casos admissível representar uma história apenas pelo seu valor máximo (em módulo).

O comportamento de uma estrutura pode agora ser representado pela expressão

$$\mathbf{c} = \beta(\mathbf{d}, \mathbf{r}, \mathbf{h}) \quad (1)$$

onde  $\beta$  é o operador apropriado. A  $\beta$  pode chamar-se operador de vulnerabilidade porque representa a severidade da acção sísmica na estrutura.

A finalidade do projecto é que a estrutura satisfaça a determinadas exigências  $\mathcal{E}$  tais como a segurança, a funcionalidade (serviceability) e a durabilidade. Num contexto estocástico o modo como a estrutura satisfaz as exigências pode ser entendido de várias maneiras. Considerar-se aqui apenas a "regra de decisão" em que se considera que as exigências são satisfeitas se apenas o não forem com uma probabilidade suficientemente pequena.

Admita-se que se pode definir os valores (ou as histórias) das variáveis de controlo que são compatíveis com as exigências; seja  $S(\mathcal{E})$  o conjunto de todos os valores aceitáveis de  $\mathbf{c}$ . Em alguns casos  $S(\mathcal{E})$  será limitado por uma superfície  $\delta S$ ; os pontos de  $\delta S$  serão os estados limites; noutros casos esta superfície  $\delta S$  poderá até nem existir ou não ter as propriedades de regularidade que poderão tornar útil a sua consideração. Admitir-se-á no entanto que  $S$  é um espaço de Hausdorff localmente compacto.

A determinação da probabilidade de ruína<sup>7</sup> é calculada indirectamente como sendo a probabilidade complementar da probabilidade de  $\mathbf{c} \in S$ . Note-se que as probabilidades foram definidas para as acções  $\mathbf{h}$  e para as "realizações" da estrutura através de  $\mathbf{r}$  e não o foram para  $S$  (e com mais razão ainda para valores de  $\mathbf{c}$  não pertencentes a  $S$ ). Sejam  $\mathcal{X}$  e  $\mathcal{R}$  os espaços mensuráveis correspondentes às acções e às realizações da estrutura. A definição de "probabilidades"<sup>8</sup> em  $S$  pode ser feita, admitindo que  $\beta$  é um operador compacto, atribuindo a cada conjunto de Baire em  $S$  a probabilidade da sua imagem inversa no produto cartesiano de  $\mathcal{X}$  por  $\mathcal{R}$ <sup>9</sup>; então pelo teorema de Radon-Nikodym ficam definidas "probabilidades" em  $S$ . Seja  $p\{s\}$  a "probabilidade" assim associada a um conjunto de Baire  $s \subset S$ ; então a probabilidade de ruína  $p^r$  é dada por

$$p^r(\mathbf{d}, \mathcal{E}) = 1 - p\{S(\mathcal{E})\} \quad (2)$$

A notação  $p^r(\mathbf{d})$  é usada para vincar que esta probabilidade depende das variáveis de decisão (através do operador  $\beta$ ) e das exigências  $\mathcal{E}$ . Um dimensionamento  $\mathbf{d}_0$  é aceitável em face de determinadas exigências  $\mathcal{E}$  se

$$p^r(\mathbf{d}_0, \mathcal{E}) < \varepsilon \quad (3)$$

em que  $\varepsilon$  é um valor suficientemente pequeno, que pode estar especificado no próprio conjunto de exigências  $\mathcal{E}$ .

### O nível 1

Os métodos de verificação da segurança usados no nível 1 envolvem a comparação de valores apropriadamente minorados das resistências com os valores de combinação das acções calculados para

<sup>7</sup>No caso da acção dos sismos é preferível usar o termo "colapso" em lugar do termo "ruína" (Duarte e Oliveira, 1989).

<sup>8</sup>Como a "probabilidade" total de  $S$  é, em geral, menor que a unidade, não se poderá falar, em sentido estrito, de probabilidades em  $S$ .

<sup>9</sup>Se para alguns valores de  $\mathbf{d}$  o domínio de  $\beta$  não abrange completamente  $S$  aos conjuntos cuja intercessão com esse domínio é o conjunto vazio é atribuído um valor nulo da probabilidade.

as variáveis de controlo, através de algoritmos em que intervêm os valores característicos das acções permanentes ( $G_i$ ) e variáveis ( $Q_j$ ) do tipo:

$$S_{dm} = \sum_i \gamma_{gi} S(G_i) + \gamma_{qm} (S(Q_m)) + \sum_{j \neq m} S(Q_j) \quad (4)$$

em que:

$S_{dm}$  - valor de combinação para a m-ésima acção.

$S(G_i)$  - efeito da i-ésima acção permanente.

$S(Q_j)$  - efeito da j-ésima acção variável.

$S(Q_i)$  - efeito da acção principal da combinação.

$\gamma_{gi}$  - coeficiente parcial de segurança para a i-ésima acção permanente.

$\gamma_{qm}$  - coeficiente parcial de segurança para a m-ésima variável.

$\psi_{mj}$  - quociente entre o valor na m-ésima combinação e o valor característico da j-ésima acção variável.

Saliente-se que a expressão (4) pressupõe que o comportamento estrutural é linear ou foi adequadamente linearizado (Ferry Borges e Castanheta, 1973; Leporati, 1979); quando o comportamento estrutural não poder ser linearizado o coeficiente parcial de segurança  $\gamma_{qm}$  deverá ser dividido em duas partes (Macchi, 1979), uma para ter em conta a aleatoriedade das acções  $\gamma_{qEI}$ , outra para acautelar a variabilidade dos comportamentos estruturais  $\gamma_{qER}$ . Note-se que, sendo em geral diferentes os valores de  $\gamma_{gi}$  e  $\gamma_{qm}$ , terão também que ser definidas regras para identificar a contribuição das acções permanentes e variáveis. Quando a acção dos sismos for a acção principal ( $m=E$ ) pode-se considerar a regra de combinação:

$$S_{dE} = \sum_i \gamma_{gi} S(G_i) + \gamma_{qER} (S(\gamma_{qEI} Q_E)) + \gamma_{qE} \sum_{j \neq E} \psi_{Ej} S(Q_j) \quad (5)$$

onde os efeitos das acções permanentes e variáveis, com exclusão da acção dos sismos, são calculados em regime linear e portanto facilmente identificáveis. Os efeitos da acção dos sismos são determinados em termos do comportamento histerético da estrutura, considerando as massas correspondentes aos valores médios das acções permanentes e variáveis, presentes na regra de combinação, e para uma severidade da acção dos sismos  $\gamma_{qEI}$  vezes superior ao seu valor característico; estes efeitos, multiplicados por  $\gamma_{qER}$ , são então combinados com os efeitos das outras acções.

No contexto deste processo de verificação da segurança, o valor de  $\gamma_{qEI}$  está associado ao nível de fiabilidade que se pretende obter e deverá ser quantificado por métodos do nível 2 ou 3. O valor de  $\gamma_{qEI}$  também dependerá do valor de  $\gamma_{qER}$  que no entanto poderá ser definido e calculado de uma forma independente<sup>10</sup> da teoria da segurança estrutural. Para calcular  $\gamma_{qER}$  torna-se necessário dispor de um modelo probabilístico para as distribuições de resistências elásticas<sup>11</sup> e de rigidez na estrutura e de um modelo para as acções sísmicas com severidade  $\gamma_{qEI} Q_E$ , que necessariamente terá de ser um modelo estocástico; este modelo deverá representar sismos com diversas magnitudes e distâncias focais (Duarte, 1980). Com estes dois modelos é possível calcular o valor médio  $M_1$  do efeito da acção dos sismos quando as resistências elásticas e rigidezes são iguais aos valores médios das suas distribuições e o valor médio  $M_2$  do efeito da acção dos sismos numa família de estruturas apresentando resistências elásticas e rigidezes variando aleatoriamente de acordo com as respectivas distribuições. Pode-se então definir  $\gamma_{qER} = M_2/M_1$ . Note-se no entanto que se se escolherem certos quantilhos em lugar dos valores médios poder-se-á obter uma menor variabilidade na probabilidade de ruína de estruturas diferentes.

## PROCESSOS DE DIMENSIONAMENTO

Formalmente um processo de dimensionamento é um algoritmo que permite, de forma eventualmente iterativa, determinar valores de modo a que se verifique a condição (3). Tais algoritmos,

<sup>10</sup>No sentido em que simplesmente exprime uma relação entre um certo quantilho e o valor médio de uma variável estocástica, que possivelmente não variará muito com a severidade das acções sísmicas.

<sup>11</sup>Por resistência elástica (de um dado elemento estrutural) entender-se-á o limite a partir do qual se inicia o regime não-linear.

mesmo no caso univariável, podem tomar diferentes aspectos conforme se escolhem as variáveis de decisão como nesta secção se exemplifica através de dois exemplos, no primeiro dos quais se escolhe para variável de decisão a variável de controlo, permanecendo-se assim, conceptualmente, nas proximidades do problema básico da segurança estrutural (Ferry Borges e Castanheta, 1973). No segundo exemplo, consideram-se variáveis de decisão e controlo distintas, como é (implicitamente) o caso da regulamentação portuguesa.

### Formulação do problema

Considera-se uma estrutura univariável representada por um oscilador caracterizada pela sua rigidez  $k_o$ , deslocamento elástico limite  $d_y$ , capacidade dúctil  $\mu$  e função de vulnerabilidade  $V(d_y, \bar{a})$  em que  $\bar{a}$  é a aceleração máxima da acção dos sismos idealizada por meio de um processo estocástico; não se consideram outras acções para além da acção dos sismos. A capacidade dúctil é definida como sendo a razão entre o quantilho de 0.005 do deslocamento inelástico máximo e o deslocamento elástico limite; admite-se que o deslocamento inelástico máximo tem uma distribuição gaussiana. A função de vulnerabilidade dá o valor máximo do deslocamento da estrutura em função do deslocamento elástico limite e da aceleração máxima; todas as outras variáveis de que poderá depender esta função consideram-se como parâmetros com valor fixo no âmbito do presente estudo. A aceleração máxima  $\bar{a}$  é definida como correspondendo à medida das acelerações máximas de cada realização do processo estocásticos; semelhantemente, o valor da função de vulnerabilidade é considerado como sendo o valor médio dos deslocamentos máximos das respostas às realizações referidas. A variabilidade dos deslocamentos máximos será desprezada em face de variabilidade da acção dos sismos.

A função de vulnerabilidade depende obviamente de todas as características da relação hysterética força-deslocamento da estrutura; no entanto, devido ao andamento bastante semelhante que esta função apresenta para muitos casos (Duarte et al., 1988) admitiu-se que esta função era constituída por dois troços; o primeiro, troço, até ao valor de  $d_y$ , é uma função linear de  $\bar{a}$ ; o segundo troço é uma função quadrática de  $\bar{a}$ . Esta idealização é adequada para estruturas cuja frequência própria (em regime linear) seja superior a 3Hz.

O estado limite será definido em termos do deslocamento máximo induzido na estrutura pela acção dos sismos.

### 1º processo de dimensionamento

Considere-se um 1º processo de dimensionamento em que se arbitra a variável de decisão como sendo o deslocamento máximo e se admite que a estrutura em causa pertence a uma certa classe de ductilidade caracterizada por um certo valor  $\mu$  da sua capacidade dúctil; por deslocamento máximo entender-se-á o valor médio dos deslocamentos máximos das respostas às realizações do processo estocástico representativo da acção dos sismos. Na figura 1 estão esquematizados os diversos passos do processo de dimensionamento e o método de quantificação dos seus coeficientes. A partir do valor característico da acção dos sismos  $Q_E$  determina-se o valor de cálculo  $\gamma^* Q_E$  com o coeficiente de segurança  $\gamma^*$ . Admitindo comportamento linear, a que corresponde a função de vulnerabilidade  $V^l$ , determina-se o efeito da acção dos sismos,  $S_E$ , em termos do deslocamento máximo; a este deslocamento máximo corresponde um deslocamento elástico limite  $d_y = S_E/\mu$  e uma força de cedência de cálculo  $f_{yc} = k_o d_y$ . A probabilidade de colapso correspondente a este processo de dimensionamento pode ser calculada a partir do valor médio da força de cedência  $f_{ym} = \gamma_m f_{yc}$  (sendo  $\gamma_m$  o coeficiente de minoração das propriedades do material em termos da relação valor médio-valor de cálculo), que define a função de vulnerabilidade  $V^h$  correspondente ao comportamento hysterético "médio" (relembre-se que nesta análise despreza-se as variabilidades estruturais em face da variabilidade da acção dos sismos). Com a função  $V^h$  é agora possível transferir a distribuição de probabilidade da acção dos sismos  $q$ , para o eixo dos deslocamentos onde toma a forma da distribuição de probabilidade dos efeitos da acção dos sismos  $d$ . Convolutionando esta distribuição com a distribuição das resistências  $r$ <sup>12</sup> pode calcular-se

<sup>12</sup>Correspondendo aos valores médios reais e não aos valores médios de cálculo, ou seja, o seu quantilho de 0,005 é igual a  $\mu f_{ym}$ .

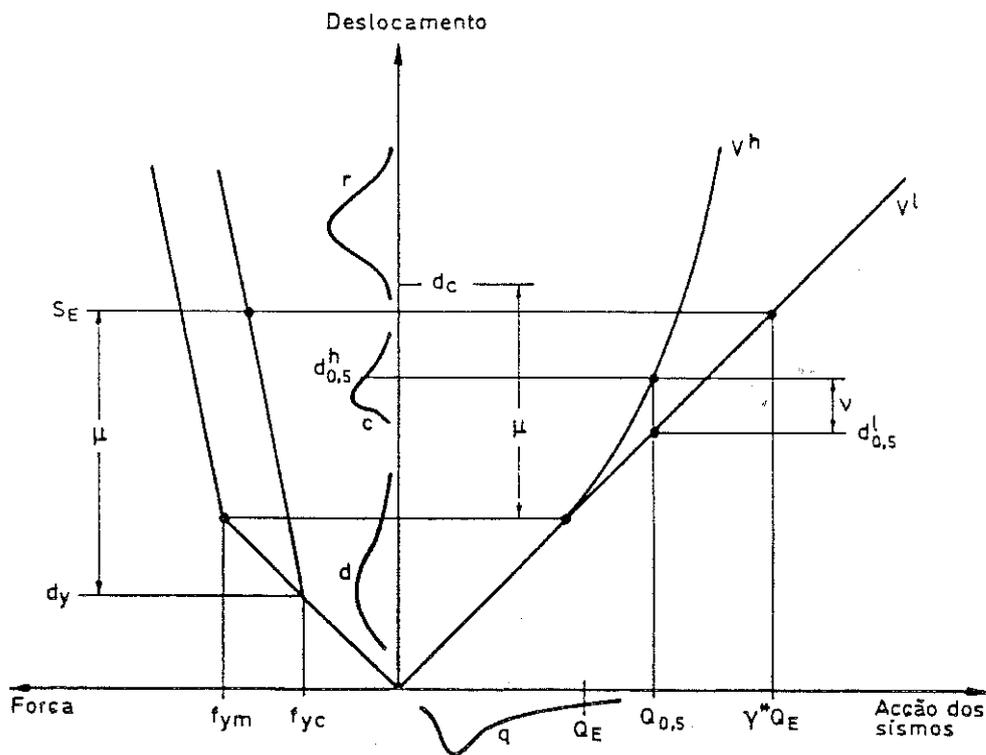


Figura 1: Representação esquemática do 1º processo de dimensionamento e correspondente processo da verificação da segurança.

a probabilidade de colapso que corresponde ao integral (entre 0 e  $\infty$ ) da função  $c$  representativa da densidade da probabilidade de ocorrer colapso para um certo valor do deslocamento. O processo de dimensionamento é calibrado através da escolha de um valor para  $\gamma^*$  de modo a obter-se o valor exigido para a probabilidade de colapso. Admitindo como valor representativo desta distribuição o seu valor mediano<sup>13</sup>  $d_{0,5}^h$  a que corresponde uma intensidade de  $Q_{0,5}$  da acção dos sismos, o processo de verificação da segurança correspondente ao processo de dimensionamento em consideração pode ser enunciado da seguinte forma:

- Determinação do valor de cálculo da acção dos sismos, multiplicando o seu valor característico pelo coeficiente parcial  $\gamma_{qEI} = Q_{0,5}/Q_E$ ;
- Cálculo do deslocamento máximo em regime linear  $d_{0,5}^l$ ;
- Cálculo do deslocamento máximo em regime não-linear, dividindo o deslocamento máximo em regime linear pelo coeficiente de comportamento definido como sendo  $\nu \equiv d_{0,5}^l/d_{0,5}^h$ ;
- Determinação do valor de combinação dos efeitos da acção dos sismos, multiplicando  $d_{0,5}^h$  pelo coeficiente parcial  $\gamma_{qER} \equiv d_c/d_{0,5}^h$ , onde  $d_c$  é o valor de cálculo do deslocamento máximo correspondente ao quantilho de 0,005 da distribuição desses deslocamentos. Note-se que este valor de cálculo pode ser expresso como o produto do valor característico (correspondente ao quantilho 0,05) dividido por um coeficiente minorativo.

Saliente-se que como o processo de verificação da segurança é linear, é lícito combinar os coeficientes  $\gamma_{qEI}$  e  $\gamma_{qER}$  num único coeficiente  $\gamma_{qE} = \gamma_{qEI}\gamma_{qER}$ , a aplicar ao deslocamento máximo calculado em regime linear a partir do valor característico da acção dos sismos e corrigido pelo coeficiente de comportamento (com o valor correspondente a  $Q_{0,5}$  e não a  $Q_E$ ).

<sup>13</sup>Poder-se-ia ter escolhido também a moda ou o valor médio, mas preferiu-se a mediana para facilitar o cálculo. O valor mediano desta distribuição é, obviamente, definido como o valor abaixo do qual "exista" metade da probabilidade de colapso.



A calibração deste processo de dimensionamento envolve quer o coeficiente parcial  $\gamma^*$  quer o coeficiente de ductilidade  $\eta$  e depende efectivamente do valor do produto  $\gamma^*\eta$  (se se admitir que o valor de  $\gamma_m$  é fixado num contexto mais geral); assim, fixando um valor para o coeficiente de ductilidade, determina-se o valor para  $\gamma^*$  que conduza ao valor exigido para a probabilidade de colapso ou, arbitrando um valor para  $\gamma^*$ , procura-se o valor do coeficiente de ductilidade que corresponda àquela probabilidade de colapso. Note-se que este processo de dimensionamento faz aparecer dois coeficientes de comportamento, o coeficiente de comportamento em força  $\nu_f$  e o coeficiente de comportamento em deslocamento  $\nu_d$  que permitem transformar os valores obtidos na análise linear naqueles que se obteriam numa análise não-linear.

O processo de verificação da segurança, equivalente a este 2º processo de dimensionamento pode ser constituído pelas seguintes operações:

- Determinação do valor de cálculo da acção dos sismos, multiplicando o seu valor característico  $Q_E$  pelo coeficiente parcial  $\gamma_{qEI} = Q_{0,5}/Q_E$ , onde  $Q_{0,5}$  é o valor da acção dos sismos correspondentes ao valor mediano  $d_{0,5}^h$  da distribuição da probabilidade de colapso;
- Cálculo da força máxima em regime linear  $f_{0,5}^l$ , através do deslocamento máximo em regime linear  $d_{0,5}^l$ , para o valor  $\gamma_{qEI}Q_E$  da acção dos sismos;
- Correção de  $f_{0,5}^l$  através do coeficiente de comportamento para forças  $\nu_f$ , para obter a força máxima não-linear  $f_{0,5}^h$ ;
- Obtenção do valor de cálculo da força elástica máxima  $f_{yc}$  através do coeficiente  $\gamma_{qER} = f_{yc}/f_{0,5}^h$ ;
- Determinação do valor de combinação do deslocamento máximo  $d_c = \mu k^l f_{yc}$  que, como se pode facilmente verificar, é igual a  $d_r/\gamma_m$ .

Saliente-se que como o processo de verificação da segurança é linear, pode-se combinar os coeficientes  $\gamma_{qEI}$  e  $\gamma_{qER}$  num único coeficiente  $\gamma_{qE} = \gamma_{qEI}\gamma_{qER}$ , a aplicar ao efeito da acção dos sismos (em termos da variável de decisão) que é o valor  $k^l V^l(Q_E)$ . Em termos práticos, a verificação de segurança termina no penúltimo passo com a obtenção do valor de cálculo da força elástica máxima, uma vez que o último passo é dispensável devido à estrutura pertencer a uma classe de ductilidade caracterizada pela capacidade dúctil  $\mu$ .

### EXEMPLO

Considere-se que se pretende calibrar o 2º processo de dimensionamento para a zona de Lisboa, admitindo-se que a sismicidade pode ser descrita apenas pela aceleração máxima da acção dos sismos  $\bar{a}$  que é quantificada por uma distribuição de extremos tipo I dada por:

$$P(\bar{a}) = 1 - \exp(-50 \exp(-33(\alpha + 0,06))) \quad (6)$$

que é representativa do risco sísmico na zona em questão (Oliveira, 1979) para um período de referência de 50 anos. Admitiu-se que os deslocamentos máximos tinham uma distribuição de probabilidade gaussiana que era quantificada pelo quantilho de 0,005 e por um desvio padrão com o valor de 0,5  $d_y$ , o que conduz a uma variabilidade do deslocamento máximo que se presume (em face da quase total falta de informação sobre o assunto) não muito diferente da variabilidade real. Como foi referido na secção anterior, as variáveis em jogo, são a probabilidade de colapso, a capacidade dúctil  $\mu$ , o coeficiente de ductilidade  $\eta$  e o coeficiente de segurança  $\gamma^*$ . Não se pretende analisar exhaustivamente neste trabalho as relações entre estas variáveis (e que serão objecto de uma futura publicação (Costa, 1989)) mas apenas ilustrar a sua variação relativa para um único caso, de modo a concretizar ideias sobre a ordem de grandeza dos valores a considerar. Na figura 3 apresenta-se a variação da probabilidade

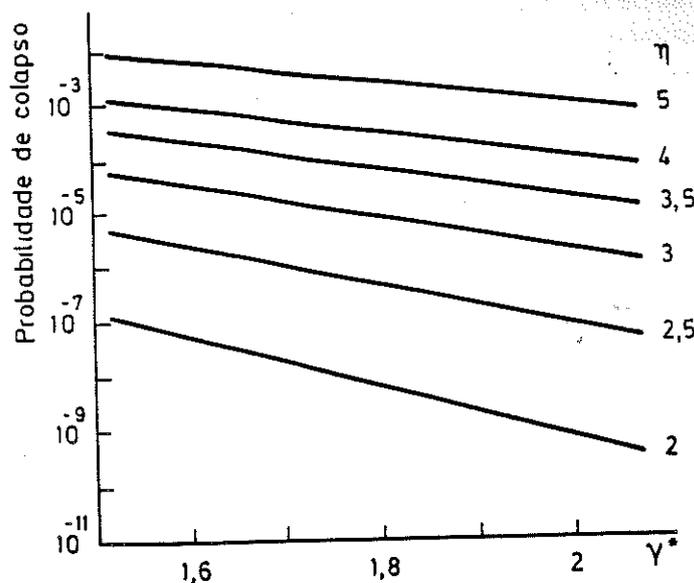


Figura 3: Relação entre o coeficiente de segurança  $\gamma^*$  e a probabilidade de colapso para diversos valores do coeficiente de ductilidade e para uma capacidade dúctil  $\mu = 4$

de colapso para diversos valores do coeficiente de segurança  $\gamma^*$  e do coeficiente de ductilidade  $\eta$ , e para um valor da capacidade dúctil  $\mu$ ; saliente-se a pequena influência de  $\gamma^*$  para valores elevados de  $\eta/\mu$ . Na figura 4 é apresentada a relação entre o coeficiente de ductilidade e a capacidade dúctil, a probabilidade de colapso constante e para um valor do coeficiente de segurança  $\gamma^* = 1,5$ ; note-se em especial a curvatura positiva dos diversos grafos, que faz com que, mantendo a probabilidade de colapso constante, a um acréscimo no valor do coeficiente de ductilidade corresponde um acréscimo no valor da capacidade dúctil tanto maior quanto maior for o valor do coeficiente de ductilidade. Por outro lado, como a capacidade dúctil das estruturas é naturalmente limitada, a obtenção de baixas probabilidades de ruína está associada a pequenos valores dos coeficientes de ductilidade.

### QUANTIFICAÇÃO DE COEFICIENTES DE COMPORTAMENTO PARA ESTRUTURAS COMPLEXAS

As características próprias do comportamento dinâmico em regime histerético faz com que sejam dificilmente extrapoláveis as conclusões obtidas do estudo de um número limitado de casos e que, como é próprio do domínio da análise não-linear, não possa haver uma "teoria geral". Assim, a avaliação da segurança de uma estrutura complexa e a conseqüente definição dos coeficientes de comportamento (ou de ductilidade) envolve necessariamente uma apreciação cuidadosa das suas características específicas e a sua possível influência nos "mecanismos" que conduzem ao colapso da estrutura; no entanto, não é impossível extrair, da análise do caso univariável, algumas indicações que orientem a metodologia a seguir em situações multivariáveis.

Esta metodologia baseia-se em primeiro lugar na regularidade da função de vulnerabilidade ou seja, que a pequenas variações dos valores da acção dos sismos, ou das variáveis de decisão, correspondem pequenas variações dos valores das variáveis de controlo e, conseqüentemente, pequenas variações da probabilidade de colapso; em segundo lugar, baseia-se no facto de que, em muitos casos, os valores das variáveis de controlo, a que correspondem probabilidades significativas de colapso, estarem contidas num intervalo relativamente reduzido (zona de colapso provável), limitado inferiormente pelas

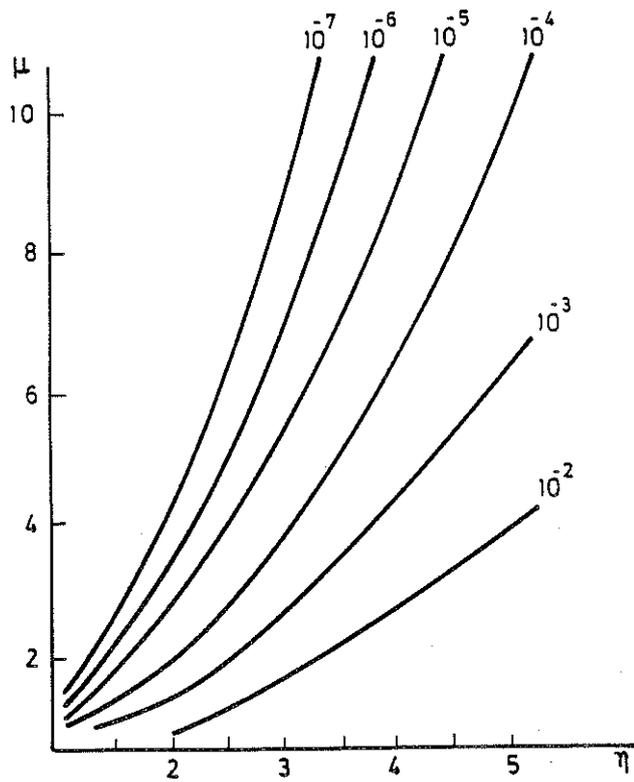


Figura 4: Relação entre o coeficiente de ductilidade  $\eta$  e a capacidade dúctil  $\mu$  para várias probabilidades de colapso e para um coeficiente de segurança  $\gamma^* = 1,5$ .

muito pequenas probabilidades de resistência da estrutura e superiormente pelas muito pequenas probabilidades de ocorrência da acção dos sismos. Presumindo-se a verificação destas hipóteses uma metodologia possível de quantificação de coeficientes de comportamento é a seguinte:

- a) Determinação dos valores das variáveis de controlo a partir de uma análise linear e para o valor característico da acção dos sismos;
- b) Dimensionamento provisório da estrutura, com base nos valores lineares corrigidos por coeficientes de comportamento, cujo valor é arbitrado, em caso de ausência total de informação, ou estimado com base em resultados publicados na bibliografia da especialidade (e.g. Duarte e Costa, 1988);
- c) Estimativa das funções de vulnerabilidade não-lineares, quantificadas para as resistências elásticas correspondentes ao dimensionamento provisório;
- d) Cálculo da probabilidade de colapso e determinação da "zona de colapso provável" que conforme os casos, poderá ser representado apenas pelo valor mediano (como se admitiu nos exemplos atrás apresentados) ou por um limite inferior e um superior (e.g., os quantilhos de 0,05 e 0,95 da distribuição de probabilidade de colapso), quando esse espaço for demasiado extenso para ser representado por um único valor;
- e) Calibração da função de vulnerabilidade para valores da acção dos sismos correspondendo à "zona de colapso provável" através de cálculo não-linear ou de meios experimentais;
- f) Cálculo da probabilidade de colapso e quantificação dos coeficientes de comportamento a partir da função de vulnerabilidade calibrada.

Note-se que se a probabilidade de colapso obtida nesta última fase for insuficientemente pequena, será muitas vezes aceitável, devido à regularidade da função de vulnerabilidade, proceder a um redimensionamento da estrutura, e extrapolar a calibração feita de modo a obterem-se novos valores para os coeficientes de comportamento, sem necessidade de se repetirem análises não-lineares; poderá suceder, no entanto, que seja necessário a partir da função de vulnerabilidade calibrada definir uma nova "zona de colapso provável" e repetir algumas vezes as fases e) e f) até se atingirem probabilidades

de colapso aceitáveis. Os resultados dos estudos não-lineares deverão ser objecto de análise aprofundada com o objectivo de confirmar as hipóteses feitas em relação aos mecanismos que conduzem ao colapso, e consequente identificação das variáveis de controlo (em geral, as variáveis de controlo serão os deslocamentos máximos nas estruturas flexíveis e as ductilidades máximas nas estruturas rígidas).

Como é óbvio, em lugar de descrever um processo de verificação de segurança, em que portanto intervêm coeficientes de comoporamento, poder-se-ia ter descrito um processo de dimensionamento, em que interviriam coeficientes de ductilidade que seriam calibrados (de maneira semelhante à descrita) a partir dos valores da probabilidade de colapso.

## REFERÊNCIAS

1. R.T. Duarte, 1987 - An Essay on Design Methods and Regulations in Earthquake Engineering, Programa de Investigação, LNEC.
2. J.L. Doob, 1953 - Stochastic Processes, John Wiley & Sons, New York.
3. R.T. Duarte e C.S. Oliveira, 1989 - Vocabulário de Engenharia Sísmica, Versão provisória.
4. J. Ferry Borges e M. Castanheta, 1973 - Generalized Theory of Structural Safety, C1-1, LNEC.
5. E. Loporati, 1979 - The Assessment of Structural Safety. A Comparative Statistical Study of the Evolution and Use of Level 3, Level 2 and Level 1, Research Studies Press, Forest Grove, Oregon.
6. G. Macchi, 1979 - Nonlinear Analysis of Concrete Structures/Code Problems and Applications, CEB Bulletin d'Information n° 134, Paris.
7. R.T. Duarte, 1980 - Definition of Seismic Actions with Multi-parameter Intensity Measures, CSNI Specialist Meeting on Probabilistic Methods in Seismic Risk Assessment for Nuclear Power Plants, Lisboa.
8. J. Ferry Borges, 1956 - Stochastic Estimate of Seismic Loading, V Congress, Int. Assoc. for Bridge and Structural Engrg., Preliminary Publication, Lisboa.
9. R.T. Duarte, C.S. Oliveira, A.C. Costa, A.G. Costa, A.V. Pinto e C.T. Vaz, 1988 - Characterization of Earthquake Ground Motion for the Assessment of its Structural Severity, Seminar on the Prediction of Earthquakes, Lisboa.
10. R.T. Duarte, 1982 - Metodologia para a Análise Dinâmica de Estruturas de Edifícios Sujeitos a Acções Sísmicas, Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas.
11. C.S. Oliveira, 1979 - O Risco Sísmico em Portugal e a sua Influência na Segurança Estrutural das Construções, Relatório LNEC, Lisboa.
12. A.G. Costa, 1989 - Análise Sísmica de Estruturas Irregulares, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
13. R.T. Duarte e A.C. Costa, 1988 - Earthquake Behaviour of Reinforced Concrete Frame Structures Infilled with Masonry Panels, Relatório LNEC, Lisboa.