

DIMENSIONAMENTO INELÁSTICO E EM TORÇÃO DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS EM BETÃO ARMADO SUJEITOS À ACÇÃO SÍSMICA

NONLINEAR TORSIONAL DESIGN OF R/C BUILDINGS UNDER SEISMIC ACTIONS

Alfredo Campos Costa¹

SUMÁRIO

Nesta comunicação apresenta-se uma metodologia de quantificação de coeficientes de ductilidade de edifícios em betão armado que apresentam irregularidades em planta, e que possuem uma dada probabilidade de ruína.

Foram considerados edifícios de 8 pisos com dimensões em planta de $20 \times 15m^2$; os elementos resistentes a forças horizontais são pórticos planos e paredes estruturais, sendo a determinação dos valores resistentes elásticos limites feito em função de um dado processo de dimensionamento.

Posteriormente, recorrendo a algoritmos de integração passo a passo, acedeu-se ao comportamento inelástico dos edifícios sob a acção sísmica intensa. Deste modo, obtiveram-se os valores máximos das ductilidades impostas, definidas em termos das relações momentos-curvaturas nas secções extremas dos elementos de barra, e para valores crescentes da acção sísmica.

O cálculo dos coeficientes de ductilidade foi efectuado tendo em atenção quer os valores das probabilidades de serem excedidas as ductilidades disponíveis quer os potenciais mecanismos de colapso de cada edifício.

ABSTRACT

The objective of this paper is to present a methodology for the quantification of ductility coefficients of asymmetric reinforced concrete buildings for given probabilities of failure.

Buildings with plan dimension of $20 \times 15m^2$ and 8 storeys high were considered; their resisting elements are R/C frames and shear walls. The limit elastic values of those elements were defined according to a given design method.

Afterwards, the nonlinear behaviours under intense earthquake actions were computed by step-by-step procedure. In this way, it was obtained the maximum ductility demand, defined in terms of moment-curvature relationships in the extreme sections of bar elements.

The assessment of ductility coefficients was performed taking into account the probabilities of exceedence of available ductilities as well as failure mechanisms of the buildings.

¹Assistente de Investigação do LNEC.

INTRODUÇÃO

A capacidade resistente dos edifícios a forças horizontais, induzidas pela acção de sismos intensos, pode ser severamente afectada pela existência de assimetrias em planta.

Esta evidência é amplamente consubstanciada pela consideração das *assimetrias em planta* como sendo uma das principais causas de danos em edifícios durante sismos intensos. Assim, entre outros, nos sismos de Tokacki-Oki e do México, ambos ocorridos em 1968, no sismo de San Fernando de 1971 e de Manágua de 1972, bem como no sismo mais recente do México de 1985, surgem bastantes referências ao comportamento em torção dos edifícios, constituindo uma das principais recomendações a ser tida em consideração no projecto de edifícios e na alteração das regulamentações em vigor.

De facto, a 43% dos 202 edifícios danificados durante o sismo do México de 1985, foi atribuída como causa de colapso a presença de assimetrias em planta devidas quer às irregularidades arquitectónicas na disposição das paredes de alvenaria nos edifícios de canto (23%), quer às excentricidades de rigidez e massa do sistema estrutural (20%) (Ref. 1). No quadro I, transcreveram-se da referência 1 os resultados das observações de danos ocorridos naquele sismo. Conforme se pode observar, as assimetrias em planta constituem a principal causa de colapso. Em segundo lugar, com apenas 14% dos casos, surge o *choque entre edifícios*, muito próximo do *soft-storey* com 11% dos casos.

É interessante observar que em termos absolutos, edifícios cujas estruturas são em pórtico de betão armado, sem paredes resistentes e em laje fungiforme, também sem paredes resistentes, representam a maior parte dos colapsos observados, constituindo cerca de 70% dos casos. Se atentarmos para o facto de que estes edifícios seriam provavelmente de pequeno porte, implicando frequências próprias elevadas em relação ao conteúdo de banda estreita concentrada nas baixas frequências (2s de período dominante) dos movimentos fortes registados durante o sismo na bacia aluvionar da cidade do México deixa-nos perante um impasse: ou os edifícios não são de pequeno porte e então o facto de não possuírem paredes estruturais constitui um erro de concepção estrutural, ou então, estes edifícios são bastante vulneráveis a acções sísmicas.

A confirmar-se a segunda hipótese, a mais razoável, existe uma explicação para a elevada incidência de casos de colapso. De facto, a exploração de ductilidade em edifícios cujas frequências fundamentais são mais elevadas que o conteúdo em frequências da acção intensa a que eventualmente irão estar sujeitas, acarreta um efeito instabilizante nas ductilidades exigidas: o comportamento não linear, com a conseqüente diminuição das frequências fundamentais, implicará um aumento da severidade da acção dos sismos devido à aproximação destas à do conteúdo dominante em frequência do sismo. Assim, deve-se esperar que os efeitos das irregularidades em planta no aumento das exigências de ductilidade ao nível dos elementos estruturais, seja tanto mais agravado quanto mais elevadas forem as frequências próprias dos edifícios.

Do que já foi dito nos parágrafos anteriores depreende-se que a abordagem do problema das irregularidades em planta e do cálculo dos valores dos coeficientes de ductilidade deverá ser efectuado tendo em atenção dois aspectos fundamentais: a sua dependência nos métodos de dimensionamento estrutural utilizados e certos critérios de uniformidade na probabilidade de ruína. No primeiro aspecto a questão que se coloca é particularmente importante dado que se, por exemplo, o dimensionamento for efectuado com os resultados obtidos de uma análise dinâmica linear espacial não há que esperar concentrações excessivas de exigências de ductilidade, ou seja, ao contrário das análises dinâmicas planas as assimetrias em rigidez ou massa não penalizam significativamente o comportamento estrutural desde que a estrutura tenha sido dimensionada por métodos dinâmicos lineares que contemplem esses aspectos: análises dinâmicas

espaciais ou análises com 3 graus de liberdade por piso. O segundo aspecto está intimamente relacionado com a necessidade de quantificar coeficientes de ductilidade de um modo unificado e que possam ter alguma utilidade na elaboração das regulamentações de segurança e acções. Mais objectivamente, o problema que se coloca é o seguinte: que critérios se devem seguir de forma a que estruturas diferentes, mais ou menos assimétricas, dimensionadas de acordo com o mesmo método, apresentem graus de fiabilidade estrutural semelhantes? Obviamente que esta questão só pode ser resolvida se for possível traduzir por uma quantidade adimensional de comportamentos estruturais diferenciados. Diversos autores têm optado pela definição e quantificação de índice de danos (Ref. 2). Neste estudo optou-se pela quantificação de uma probabilidade de ruína relativa à acção sísmica.

Assim, a quantificação dos coeficientes de ductilidade é efectuada para uma dada probabilidade de ruína, igual para todas as estruturas. Isto significa que os valores dos coeficientes de ductilidade a utilizar no cálculo dos esforços de dimensionamento das estruturas, deverão conduzir a probabilidades de colapso semelhantes para estruturas que possuem diferentes irregularidades em planta.

Nesta comunicação apresentar-se-á uma exemplificação da metodologia para a quantificação dos coeficientes de ductilidade de estruturas assimétricas, cujos dimensionamentos são efectuados através de análises dinâmicas planas e lineares. O estudo paramétrico mais exaustivo sobre irregularidades em planta, seguindo a metodologia aqui exemplificada, será objecto de trabalho futuro (Ref. 3).

Quadro I - Causas de danos em função do sistema estrutural para o sismo do México de 1985 (Ref. 1)

CAUSAS DE DANOS	SISTEMA ESTRUTURAL								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Edifícios de canto	12	24	0	0	2	2	2	2	1
Choque de edifícios	5	11	2	0	1	2	1	4	2
'Soft storey'	8	9	0	0	2	1	0	1	1
Irreg. em altura	6	9	0	0	0	0	1	1	1
Irreg. em planta	12	19	1	0	1	1	2	2	3
Coluna curta	4	4	0	0	0	0	1	1	1
'Tilting'	1	4	1	0	0	2	0	1	1
Assentamentos	1	3	1	0	1	2	0	0	2
Danos anteriores	0	2	0	1	0	0	0	1	0
Outras causas	5	2	0	1	0	0	3	1	1

- Notas: 1. Colunas e lages fungiformes aligeiradas.
 2. Pórticos em betão armado.
 3. Edifícios em alvenaria.
 4. Estrutura metálica.
 5. Pórtico em betão armado no 1º piso e paredes de alvenaria nos demais.
 6. Pórticos de betão armado e lages em grelha.
 7. Paredes estruturais de betão armado e lages fungiformes aligeiradas.
 8. Pórticos em betão armado e paredes estruturais.
 9. Pórticos de betão armado e lages aligeiradas.

Foram considerados neste estudo dois edifícios assimétricos de 8 pisos com dimensões em planta de $20 \times 15m^2$. As suas estruturas resistentes dispõem-se ao longo de duas direcções ortogonais, constituindo uma malha rectangular de $4 \times 5m^2$ (Fig. 1). Os dois edifícios assimétricos serão referenciados por V_2 e V_3 em função do posicionamento das paredes resistentes: o edifício V_2 possui uma irregularidade em planta moderada e inferior ao edifício V_3 ; o edifício V_1 representa o edifício regular em planta e é aqui utilizado como termo de comparação.

O modelo analítico utilizado no cálculo da resposta dinâmica destas estruturas, baseia-se numa idealização condensada a 3 gls/piso, resultante de uma associação espacial de estruturas planas, pórticos, paredes estruturais e paredes de alvenaria. Na figura 2, esquematiza-se a idealização utilizada com indicação das diferentes fases de cálculo.

A consideração da resposta dinâmica não-linear hysterética da estrutura baseou-se no conceito de estrutura ticoidal,² podendo considerar-se flexão composta a esforço normal constante com inclusão dos efeitos $P - \delta$, ao nível das secções dos pilares.

Nas figuras 3, apresentam-se as idealizações usadas para pórticos de betão armado. Conforme se pode observar os pórticos de vários vãos são modelados através de pórticos de um só vão em que os pontos de inflexão do diagrama de momentos das vigas são supostos ocorrer a meio vão durante todo o cálculo dinâmico. Assumem-se, portanto, condições de simetria só compatíveis com pórticos regulares.

O comportamento não-linear dos pilares é considerado através de duas zonas de histerese nos extremos da barra com um comprimento fixo igual a 10% do comprimento do pilar. O comportamento não-linear da meia viga é idealizado através de uma única zona de histerese no extremo da mesma, também com 10% do comprimento total da viga. As relações momentos-curvaturas, com as quais se calculam as rigidezes tangentes de todas as zonas hysteréticas do pórtico, seguem as regras apresentadas por Takeda, tendo-se incluído outros efeitos, tais como: degradação de resistência e efeito de 'pinching - slipping' (Ref. 4).

Relativamente à consideração das alvenarias no modelo implementado (Fig. 4), utilizou-se uma consola com deformabilidade por corte, sendo as relações não lineares esforços transversos representadas por diagramas que seguem também as regras apresentadas por Takeda, mas com um elevado efeito de 'slipping'. Na referência 3, apresenta-se em detalhe estas idealizações com a confrontação de resultados analíticos e experimentais, discutindo-se também as simplificações introduzidas relativamente às interacções em pórtico e parede de alvenaria.

Para a idealização das paredes estruturais utiliza-se um modelo idêntico ao dos pórticos, sem a consideração das vigas e com comprimentos de rótulas ao nível dos extremos dos pilares iguais a metade da altura.

Considera-se também neste modelo uma primeira aproximação das não linearidades geométricas através da formação da matriz geométrica de cada estrutura (Ref. 5).

MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

No dimensionamento de estruturas sujeitas à acção de sismos intensos, torna-se imprescindível, por razões económicas, a consideração do comportamento não-linear hysterético das mesmas. De facto, uma parte substancial da energia introduzida na estrutura, devida aos movimentos do solo, a qual em sistemas lineares se converte em energia de deformação elástica, deverá ser

²Estruturas cujos elementos resistentes se dispõem nas proximidades de um plano vertical e cujas rigidezes e resistências nas direcções do plano são substancialmente superiores às rigidezes e resistências perpendiculares ao plano.

dissipada por *mecanismos de histerese*³ sob pena de os esforços a considerar no dimensionamento linear se tornarem excessivamente elevados e incompatíveis com um dimensionamento razoável das peças.

Do exposto conclui-se que para um dimensionamento de estruturas sujeitas à acção de sismos intensos, haverá que considerar a sua capacidade de deformação inelástica. Ou seja, nas estratégias de dimensionamento terão que ser introduzidas novas variáveis que traduzam as *capacidades ducteis* dos diferentes elementos estruturais com valores superiores aos valores das *exigências de ductilidade* decorrentes desses sismos, de forma a evitar o colapso.

Obviamente que o colapso de uma estrutura complexa não deve ser interpretada em termos da perda da capacidade dúctil de um dos seus membros, mas sim como uma função do esgotamento da capacidade dúctil dos seus *mecanismos de histerese* e a sua transformação em *mecanismo de colapso*.⁴

O modo operacional de traduzir no dimensionamento as decisões relativas à dissipação de energia por histerese e à forma em que ela se distribui ao longo das estruturas - selecção de um mecanismo de colapso preferencial - é efectuada através da escolha criteriosa dos valores dos *coeficientes de ductilidade global* e *coeficientes de ductilidade local*, respectivamente (Ref. 6). Assim, os valores efectivos dos coeficientes de ductilidade utilizados no dimensionamento de toda a estrutura serão dados pelo produto destes dois coeficientes, traduzindo-se por:

$$\mu = \mu_g \cdot \mu_l \quad (1)$$

Quando se consideram métodos de dimensionamento com base nos resultados obtidos por análises dinâmicas planas, estes coeficientes de ductilidade à luz das regulamentações em vigor, traduzem-se por:

μ_g - Produto do *coeficiente de comportamento* da estrutura como um todo - decisão de explorar ductilidades - pelo quociente entre os valores dos esforços obtidos na análise dinâmica linear, afectados e não afectados, das regras para a consideração das excentricidades.

μ_l - Implícito nas regras do '*capacity design*' (Ref. 7), sendo os seus valores dados pelo quociente entre os esforços após e antes da aplicação das mesmas.

Note-se que as decisões relativas à distribuição da exploração de ductilidade ao longo da estrutura estão intimamente relacionadas com as regras do '*capacity design*' dado que estas são, no sentido da escolha de *mecanismos de histerese*, do tipo *viga fraca-pilar forte*.⁵

Os valores dos esforços elásticos limites, F_{vi} , que serão utilizados no dimensionamento nas peças de betão armado são dados por:

$$F_{vi} = \frac{F_{li}}{\mu_l} \quad (2)$$

em que F_{li} é um vector contendo os valores dos esforços em cada estrutura ticoideal i e dados pela análise dinâmica plana linear.

³Neste contexto, entenda-se por *mecanismo de histerese* o sistema estrutural associado a todas as suas zonas de histerese potenciais.

⁴Mecanismo de colapso é a fase última de exploração de um mecanismo de histerese: esgotamento da capacidade dúctil de um numero suficiente de zonas de histerese - formação de rótulas - de modo a que haja uma perda completa da capacidade resistente da estrutura a forças horizontais.

⁵Do inglês *weak beam-strong column* aonde, e ao contrário de *strong beam-weak column*, se selecciona para mecanismo de colapso da estrutura aquele em que se espera uma predominância de formação de rótulas nos extremos das vigas e não nos extremos dos pilares.

No caso presente, cujo propósito é a avaliação da influência da torção, os valores de F_i obtidos para o edifício simétrico V_1 foram também usados nos edifícios assimétricos V_2 e V_3 , i.e. os edifícios V_2 e V_3 foram 'dimensionados' como se não fossem assimétricos. Consequentemente, em todas as paredes estruturais e pórticos foi dada a mesma distribuição de valores elásticos limites, significando que os valores dos coeficientes de ductilidade globais, μ_g , são todos iguais a um.

Foi escolhida a seguinte distribuição dos valores dos *coeficientes de ductilidade locais* porque se espera que ela maximize a capacidade de energia de dissipação da estrutura:

- Parede estrutural: $\mu_w = 1.0$
- Colunas: $\mu_c = 1.5$
- Vigas: $\mu_v = 3.0$

Estes valores foram escolhidos com base nos resultados obtidos em análises não-lineares preliminares; foi observado que o *mecanismo de dissipação viga fraca - pilar forte* predominava, caso estes valores fossem adoptados.

Outros critérios não relacionados com a resistência à acção sísmica e que não podem ser desprezados, influenciam o dimensionamento de estruturas; assumiu-se que as resistências elásticas limites das vigas e das colunas dos pisos pares, são iguais às dos pisos ímpares imediatamente abaixo, além disso, os momentos resistentes das paredes estruturais foram considerados constantes ao longo das suas alturas e iguais ao momento calculado ao nível da fundação.

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

Neste estudo foi usado o conceito de *função de vulnerabilidade* de forma a estimar a segurança destes edifícios em relação à acção sísmica (Ref. 8). A *função de vulnerabilidade* é uma transformação de um processo estocástico que idealiza os movimentos sísmicos, quantificado pelo valor médio da aceleração de pico \bar{a} , no valor médio das *variáveis de controlo*.⁶

Em termos de capacidade resistente relativamente à acção sísmica, o conceito de *resistência* tem duas vertentes: uma relacionada com os *valores elásticos limites* e a outra relacionada com a *capacidade dúctil*, i.e. a estrutura pode ter a mesma segurança para um dado valor elástico limite e uma dada capacidade dúctil, ou um maior valor elástico limite e uma menor capacidade dúctil. No contexto presente, os valores elásticos são definidos no processo de dimensionamento e a capacidade dúctil é supostamente definida por uma certa *classe de ductilidade*; uma classe de ductilidade é definida por um conjunto de regras sobre detalhamento de armaduras e qualidade do betão (e.g. confinamento do betão e % de armadura longitudinal). Consequentemente, a classe de ductilidade define a distribuição de probabilidade da capacidade dúctil, tomada como variável aleatória. Esta distribuição pode ser considerada como uma distribuição log-normal com coeficiente de variação $c_\mu = 0.1$ (Ref. 2). A distribuição log-normal é dada pela seguinte função de densidade:

$$f(\mu) = \frac{1}{\mu\delta\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{\ln^2(\mu/\beta)}{2\delta^2}\right) \quad (3)$$

onde μ é o valor da capacidade dúctil, β e δ são parâmetros de quantificação da distribuição. Assume-se que a capacidade dúctil é quantificada pelo quantilho de 0.005, $\mu_{0.005}$. Assim, os valores de β e de δ são dados por:

⁶Variável de controlo é uma variável que representa o estado de danos da estrutura de uma forma apropriada à verificação da segurança (Ref. 9).

$$\delta = \sqrt{\ln(1 + c_{\mu}^2)} \quad (4)$$

$$\beta = \mu_{0.005} \exp(2.576\delta) \quad (5)$$

A escolha do quantilho de 0.005, para quantificar a distribuição da capacidade dúctil, torna os valores da probabilidade de ruína não muito dependentes do valor do coeficiente de variação c_{μ} .

A outra componente da resistência sísmica, os valores elásticos limites, são definidos pelo processo de dimensionamento anteriormente apresentado e são, neste contexto, tomados como determinísticos e iguais aos valores médios das suas distribuições probabilísticas.

A acção sísmica é representada pela distribuição de Gumbel do tipo I que, para o risco sísmico em Lisboa, é dada por:

$$f(\bar{a}) = \alpha \exp\{-\alpha(\bar{a} - u) - \exp(-\alpha(\bar{a} - u))\} \quad (6)$$

com $\alpha = 33$ e $u = 0.058$, sendo \bar{a} a razão entre a aceleração de pico e a aceleração da gravidade: estes valores foram calibrados para os resultados apresentados na referência 10.

O cálculo da probabilidade de ruína é efectuado através do integral de convulsão da função de densidade de probabilidade $f_a(x)$ da acção, com a função cumulativa de probabilidade $F_r(x)$ das resistências (Ref. 11):

$$Pf = \int_0^{\infty} f_a(x) F_r(x) dx \quad (7)$$

A adaptação desta expressão para o caso presente, efectua-se pela selecção de domínio de integração dos valores médios da aceleração de pico \bar{a} e, conseqüentemente, pela definição das resistências da estrutura em termos desta variável:

$$Pf = \int_0^{\infty} f(\bar{a}) F_{\mu}(\bar{a}) d\bar{a} \quad (8)$$

com $f(\bar{a})$ dado pela expressão 4 e as resistências da estrutura, representadas pela distribuição cumulativa $F_{\mu}(\bar{a})$ da sua capacidade dúctil global, expressa em termos das intensidades da acção.

A capacidade dúctil global é determinada através da definição de um *estado limite*. Foi considerado que o colapso da estrutura ocorreria quando se formasse pelo menos um mecanismo de colapso de uma das estruturas ticoïdais. Lembre-se que um dos objectivos do método de dimensionamento é assegurar favoráveis mecanismos de dissipação e colapso.

A probabilidade de ruína, tal como foi definida anteriormente, deverá ser calculada no espaço das acções. A relação entre acções e efeitos dessas acções - exigência de ductilidade - é expressa pela função de vulnerabilidade $V_{ij}(\bar{a})$ que dá a exigência de ductilidade na $j^{\text{ésima}}$ rótula⁷ da $i^{\text{ésima}}$ estrutura ticoïdal, em função da aceleração de pico. Assim, a função $\bar{a} = V_{ij}^{-1}(\mu)$ representa o valor médio da aceleração de pico correspondente a uma dada exigência de ductilidade. A função $V_{ij}^{-1}(\mu)$ pode ser usada para exprimir a função de distribuição da probabilidade da capacidade dúctil, em termos do valor médio da aceleração de pico, $f_{ij}(\bar{a})$. Seja $f_{ij}^{\mu}(\mu)$ a função de densidade de probabilidade da capacidade dúctil da (i, j) rótula, dada pela expressão 1 com os parâmetros β_{ij} e δ_{ij} conhecidos. Conseqüentemente tem-se:

$$f_{ij}(\bar{a}) \equiv f_{ij}^{\mu}(V_{ij}^{-1}(\bar{a})) \quad (9)$$

⁷Que será referida como (i, j) rótula

a correspondente distribuição cumulativa $F_{ij}(\bar{a})$ é dada por:

$$F_{ij}(\bar{a}) = \int_0^{\bar{a}} f_{ij}^{\mu}(V_{ij}^{-1}(x)) dx \quad (10)$$

A distribuição cumulativa da capacidade dúctil do mecanismo de colapso da i ésima estrutura ticoideal pode ser calculada por:

$$F_i(\bar{a}) = \prod_j F_{ij}(\bar{a}) \quad (11)$$

supondo-se que as capacidades dúcteis das diferentes rótulas dessa estrutura ticoideal são probabilisticamente independentes.

A probabilidade, P , de ocorrer o colapso de pelo menos uma estrutura ticoideal é dada por:

$$P = \int_0^{\infty} f(\bar{a})(1 - \prod_i (1 - F_i(\bar{a}))) d\bar{a} \quad (12)$$

Note-se que se algumas das estruturas ticoideais tiverem uma muito menor exigência de ductilidade, a sua influência na probabilidade de ruína é muito baixa. Este aspecto sugere que é razoável adoptar como variável de optimização da distribuição em planta dos coeficientes de ductilidade globais, associados ao dimensionamento de cada estrutura, a *probabilidade de ruína local*⁸ P_i de cada estrutura ticoideal definida por:

$$P_i = \int_0^{\infty} f(\bar{a}) F_i(\bar{a}) d\bar{a} \quad (13)$$

Assim, partindo de valores iniciais para os coeficientes de ductilidade global μ_j^i , tomados como unitários no presente estudo, calculam-se quer a probabilidade de ruína global P dada pela expressão 12, quer as probabilidades de ruína locais P_i . Numa segunda iteração adoptam-se para coeficientes de ductilidade globais, os valores correspondentes a uma dada probabilidade de ruína $P_i = P$.

A INFLUÊNCIA DO COMPORTAMENTO EM TORÇÃO

Pode-se aceder à influência do comportamento em torção, comparando as respostas do edifício V_1 - simétrico - com as respostas dos edifícios assimétricos, V_2 e V_3 . Esta comparação é feita, quer em termos das funções de vulnerabilidade (Fig. 5), quer em termos das relações entre os valores dos coeficientes de ductilidade global, calculados para o mesmo nível de segurança das três estruturas (Fig. 6).

Na figura 5 obtiveram-se as exigências de ductilidade das zonas hysteréticas na base das paredes resistentes e na base dos pilares dos pórticos, como função da razão entre a aceleração de referência - ACC (ref.) - e a aceleração de dimensionamento - ACC (des.). Conforme se pode observar, as exigências de ductilidades variam muito da esquerda para a direita nos edifícios assimétricos, ao contrário do edifício simétrico V_1 ; as maiores exigências de ductilidade são para o pórtico mais à direita do edifício V_3 , seguindo-se o mesmo pórtico da estrutura V_2 .

Esta ordenação nas funções de vulnerabilidade representa as diferentes capacidades sísmicas dos três edifícios. Os valores mais baixos das exigências de ductilidade surgem para a parede estrutural 12 (Fig. 1) do edifício V_3 , o que significa que os pisos deste edifício rodam em torno de um ponto próximo desta parede.

⁸Na realidade não se pode identificar P_i com a probabilidade de ruína local da estrutura, dado que a existência de várias estruturas ticoideais não permite a definição de um estado limite, com realidade física evidente, associado ao cálculo desta probabilidade.

Esta figura evidencia também que a variação dos valores das exigências de ductilidade no mesmo edifício crescem com o aumento da assimetria e da intensidade sísmica. Este facto, é comprovado pela observação de que a variação das exigências de ductilidade, quando somente um pequeno número de elementos estruturais estão acima dos seus valores elásticos limites - $ACC(\text{ref.})/ACC(\text{des.}) = 0.5$ - é muito menor do que quando o comportamento não linear se desenvolve plenamente.

Para o cálculo das probabilidades de ruína assume-se a distribuição log-normal (Exp. 1) das capacidades dúcteis, quantificada pelos valores abaixo, representativos das classes de ductilidade seleccionadas para as estruturas:

$$\begin{aligned} \text{Pilares: } \mu_{0.005} &= 10 & c_{\mu} &= 0.1; \\ \text{Vigas: } \mu_{0.005} &= 20 & c_{\mu} &= 0.1; \\ \text{Paredes: } \mu_{0.005} &= 2 & c_{\mu} &= 0.05; \end{aligned}$$

Devido à falta de informação a respeito das características probabilísticas das ductilidades últimas das secções de betão armado, os valores apresentados só têm intuídos ilustrativos. Contudo, saliente-se que o menor valor atribuído às paredes resistentes enfatiza a menor ductilidade disponível nas secções destes elementos estruturais.

Na figura 6, apresenta-se a relação entre os coeficientes de ductilidade global e as probabilidades de ruína locais para os edifícios V_1 , V_2 e V_3 e estruturas ticoideais 5 e 10. Para uma dada probabilidade de ruína os coeficientes de ductilidade diminuem à medida que a assimetria aumenta; a grande energia dissipada no pórtico mais excêntrico 10, limita a capacidade de dissipação de energia que poderia ser explorada nos outros pórticos e paredes, uma vez que ele terá maior peso para o cálculo da probabilidade de ruína do edifício (Exp. 12).

Estes resultados sugerem que tentativas de diminuição dos efeitos de torção podem ser alcançados de duas formas diferentes: maiores capacidades dúcteis para as estruturas mais excêntricas ou uso de coeficientes de ductilidade globais diferentes para cada estrutura ticoideal.

Note-se que, para valores abaixo duma certa probabilidade de ruína, os coeficientes de ductilidade globais são inferiores à unidade; torna-se necessário a redução dos coeficientes de ductilidade locais μ_i para que os coeficientes globais sejam superiores à unidade, ou então, o dimensionamento deve ser efectuado para valores mais elevados da acção sísmica que, no caso presente, se assumiu quantificada por um valor de aceleração de pico de 100cm/s^2 , valor este claramente insuficiente para a sismicidade de Lisboa.

Neste estudo não se pretendeu fazer a exploração exaustiva do cálculo dos coeficientes de ductilidade globais, de forma a contabilizar os efeitos das assimetrias em planta. No entanto, a observação dos resultados apresentados na figura 6 permite concluir que para uma probabilidade de ruína de 10^{-3} , por exemplo, os valores dos coeficientes de ductilidade globais para os pórticos na direcção longitudinal variam, aproximadamente, entre os seguintes valores de um extremo ao outro de cada uma das duas estruturas assimétricas:

$$\begin{aligned} \text{Edifício } V_2: & 0.67 - P_{10} \quad 0.94 - P_5 \\ \text{Edifício } V_3: & 0.52 - P_{10} \quad 1.13 - P_5 \end{aligned}$$

Por conseguinte, na próxima iteração utilizar-se-iam os coeficientes de ductilidade ao nível das vigas e pilares das estruturas V_2 e V_3 dados no quadro II.

Quadro II - Valores dos coeficientes de ductilidade a utilizar na segunda iteração para optimização do comportamento em torção.

	Pórtico 10		Pórtico 5	
	Viga	Pilar	Viga	Pilar
Edifício V ₂	2.01	1.00	2.82	1.41
Edifício V ₃	1.56	0.78	3.40	1.70

A necessidade de se proceder a uma nova iteração prende-se a dois aspectos essenciais: garantir um dado nível de segurança traduzido pela probabilidade de ruína calculada pela expressão 12 e influência do comportamento não linear na imprevisibilidade dos valores das novas exigências de ductilidade.

CONCLUSÕES

A metodologia adoptada no presente estudo permite uma avaliação dos efeitos da torção, em termos das funções de vulnerabilidade e das probabilidades de ruína. A avaliação, em termos das funções de vulnerabilidade dá-nos um maior detalhe do comportamento sísmico das estruturas. A avaliação em termos da probabilidade de ruína dá uma perspectiva mais objectiva do nível de segurança atingido.

A definição de estado limite é difícil e depende de inúmeras circunstâncias (Ref. 9). Presentemente, não é óbvio, qual a melhor definição para estado limite em edifícios cujo comportamento em torção é importante; estes efeitos podem ser minimizados por um dimensionamento apropriado. Torna-se necessário estudos no sentido de uma definição mais correcta de estados limites.

A avaliação do comportamento em torção dos edifícios considerados, dimensionados para valores dos esforços obtidos de análises dinâmicas planas, pode ser optimizada num processo de várias iterações e em que é garantido um determinado nível de segurança para as estruturas.

REFERÊNCIAS

- [1] - AGUILAR, J.; JUÁREZ, H.; ORTEGA, R. and IGLESIAS, J. - *The Mexico Earthquake of September 19, 1985 - Statistics of Damage and of Retrofitting Techniques in Reinforced Concrete Buildings Affected by the 1985 Earthquake*. Earthquake Spectra, Vol. 5, N° 1, pp. 145-151, 1989.
- [2] - PARK, Y.J., ANG, A.H.S. and WEN, Y.K. - *Damage - Limiting A seismic Design of Buildings*. Earthquake Spectra, Vol. 3, No. 1, pp. 1-25.
- [3] - CAMPOS COSTA, A. - *Comportamento Não Linear Espacial de Edifícios Sujeitos a Acções Sísmicas*. Ph.D. Thesis, LNEC, Lisbon, 1991 (to be published).
- [4] - COSTA, A.G.; COSTA, A.C. - *Modelo Histerético das Relações Forças - Deslocamentos Adequados à Análise Sísmica de Estruturas*, Relatório LNEC, Lisboa 1988.
- [5] - COSTA, A.C.; PIRES, F.; CARVALHO, E.C.; RIBEIRO, J.P. - *Simulação Analítica do Comportamento de Pórticos de Betão Armado, Preenchidos com Paredes de Alvenaria, Sob a Acção de Cargas Horizontais Repetidas e Alternadas*, 2° JPEE, LNEC, Lisboa 1990 (a publicar).
- [6] - DUARTE, R.T. and COSTA, A.C. - *Earthquake Design of R/C Structures Based on Local Ductility Coefficients*. IX World Conference Earthquake Engineering, Tokyo, 1988, Vol. V, pp. 1131-1138.
- [7] - Eurocódigo N° 8 - *Estruturas em Regiões Sísmicas - Projecto*. Parte 1, Generalidades e Edifícios, Relatório EUR 12266 PT, 1988.
- [8] - DUARTE, R.T., COSTA, A.G. and COSTA, A.C. - *Definition and Quantification of Behaviour Coefficients Based on Structural Reliability Concepts*. Paper submitted to the Ninth European Conference on Earthquake Engineering, Moscow, 1990.
- [9] - DUARTE, R.T. - *The Mathematical Foundations of Structural Safety Assessment for Earthquakes Hazards*. 9th European Conference on Earthquake Engineering, Moscow, 1990.
- [10] - OLIVEIRA, C.S. - *O Risco Sísmico em Portugal e sua Influência na Segurança Estrutural das Construções*. LNEC Report, Lisbon, 1979.
- [11] - BORGES, J.F. and CASTANHETA, M. - *Structural Safety*. Course n° 101, LNEC, Lisbon, 1971 and 1985.

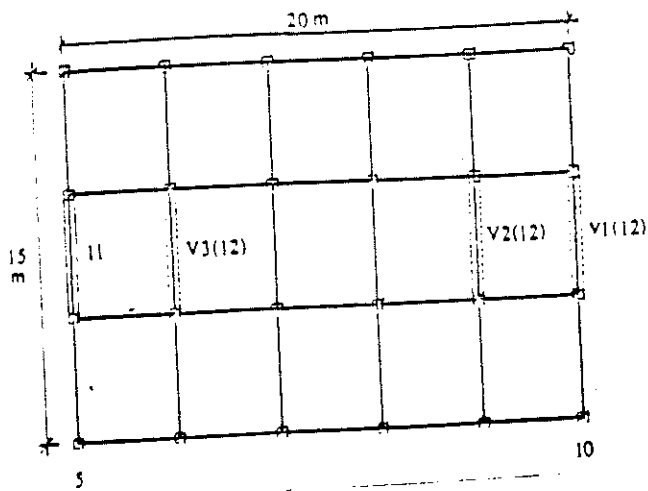


Fig. 1 - Planta estrutural dos edifícios

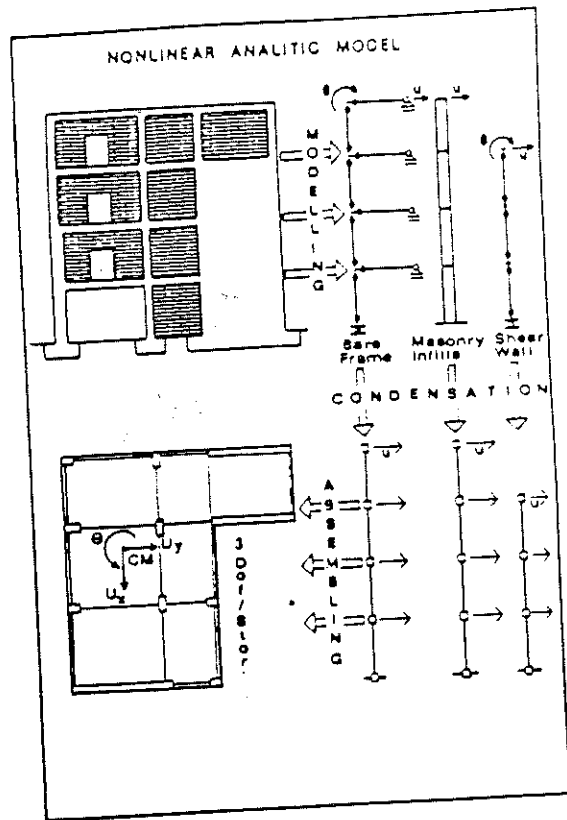


Fig. 2 - Idealização estrutural e fases de cálculo

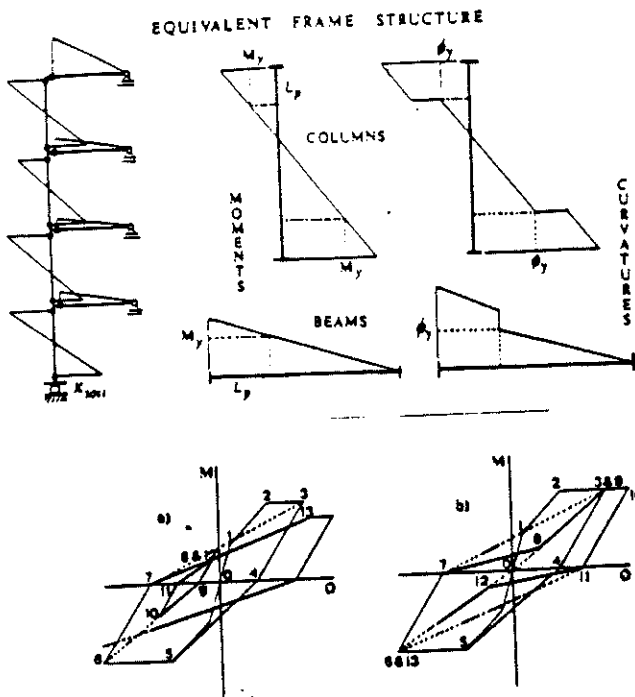


Fig. 3 - Idealização de pórticos de betão armado

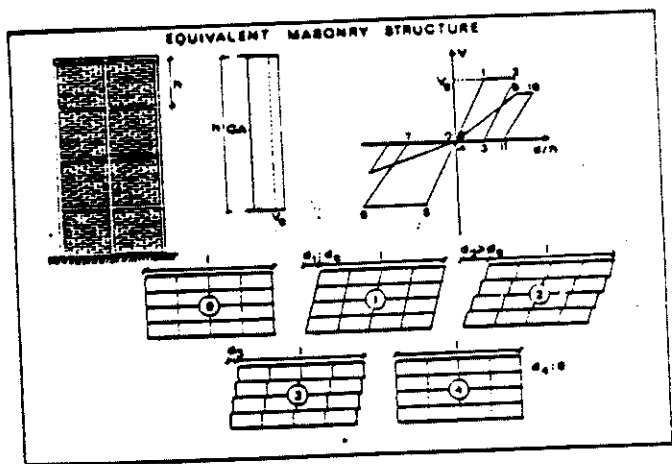


Fig. 4 - Idealização das paredes de alvenaria

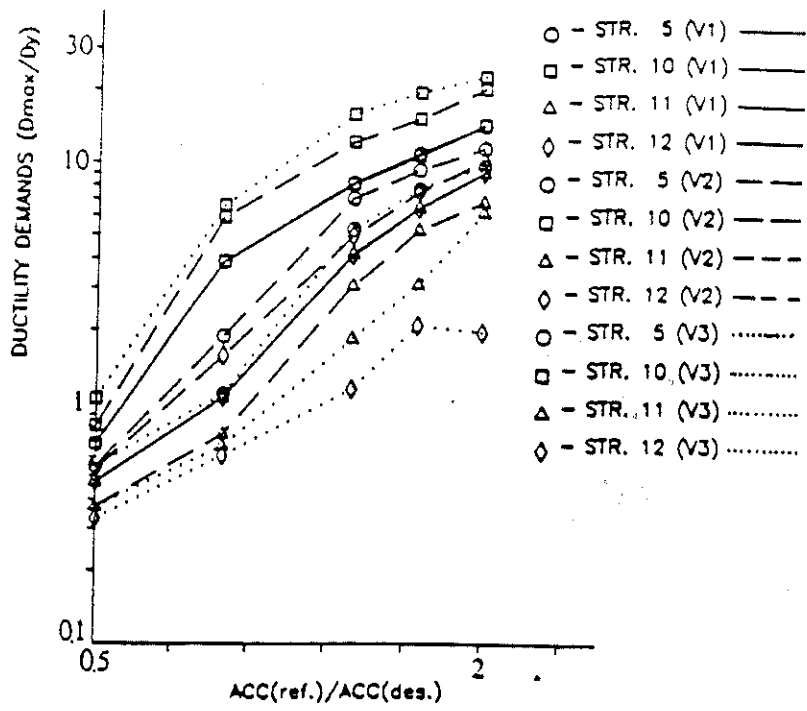


Fig. 5 - Funções de Vulnerabilidade

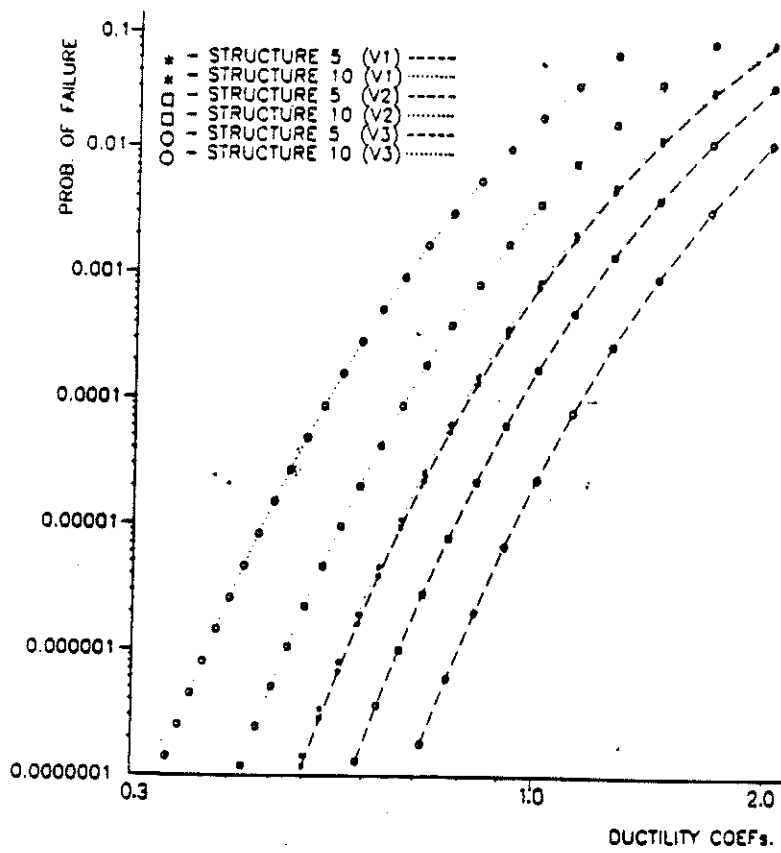


Fig. 6 - Probabilidades de Ruína