

INFLUÊNCIA DOS PAINÉIS DE ENCHIMENTO DE ALVENARIA NO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS SIMÉTRICOS COM 4 PISOS DE ESTRUTURA EM PÓRTICO DE BETAO ARMADO

Alfredo C. Costa¹
Ricardo T. Duarte²

SUMÁRIO

Apresenta-se neste trabalho o estudo da influência de painéis de enchimento de alvenaria no comportamento sísmico de edifícios simétricos com 4 pisos e estrutura em pórtico de betão armado. Consideram-se 4 processos de dimensionamento diferentes e os resultados são comparados com os obtidos para estruturas sem painéis de enchimento. Conclui-se que a resistência da estrutura é fundamentalmente a resistência do pórtico de betão armado e que os painéis não agravam nem minoram significativamente os efeitos da acção sísmica.

INTRODUÇÃO

A presente comunicação sumaria um estudo efectuado para as Comunidades Económicas Europeias [1], no âmbito da preparação do Eurocódigo 8, "Estruturas em Regiões Sísmicas, Parte 1 - Generalidades e Edifícios" [2].

Devido ao facto deste Eurocódigo, na sua estrutura conceptual, ser muito semelhante à actual regulamentação nacional, verifica-se que este estudo tem interesse directo para o caso português.

Com efeito, tratou-se de avaliar a interacção entre estruturas constituídas por pórticos de betão armado dispostos em malha ortogonal e as paredes de enchimento de alvenaria e com o objectivo de contribuir para a definição de coeficientes de comportamento de edifícios correntes de altura moderada.

Assim, os edifícios considerados possuem 4 pisos e têm uma dimensão em planta de 20 x 15m². Foram usados quatro "métodos de dimensionamento" de forma a atribuir as resistências elásticas limites aos diferentes elementos estruturais, ou seja, para uma determinada acção sísmica quantificada pelo Eurocódigo 8 através de forças estáticas equivalentes, escolheram-se diferentes participações das alvenarias na capacidade resistente global dos edifícios.

As análises não-lineares foram efectuadas por integração passo-a-passo usando um conjunto de movimentos sísmicos representativos do processo estocástico estacionário e gaussiano quantificado pela densidade espectral de potência de acelerações derivada dos valores do espectro de resposta dados no Eurocódigo 8. Valores máximos da ductilidade exigida e dos deslocamentos máximos entre pisos foram obtidos e analisados em relação às suas propriedades estatísticas. Valores dos coeficientes de comportamento foram obtidos em termos das funções de vulnerabilidade dos edifícios e por comparação com as respostas obtidas na análise de pórticos sem enchimento. Neste contexto, entendeu-se por função de vulnerabilidade uma aplicação cujo domínio é o conjunto formado pelos valores que podem assumir os parâmetros que caracterizam a acção sísmica³ e pelos valores dos parâmetros característicos das diferentes soluções estruturais⁴ e cujo contra-domínio são os valores das variáveis de controlo da estrutura⁵[3].

¹Assistente de Investigação no Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

²Investigador Coordenador no Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

³O parâmetro escolhido para a caracterização da acção sísmica foi a aceleração máxima. No entanto, num âmbito mais alargado de estudos desta natureza, poder-se-ia considerar mais parâmetros que levassem em conta outros aspectos relevantes na acção sísmica nomeadamente: a duração; a não estacionaridade em distribuição espectral amplitude.

⁴Caracterizadas pelas diferentes participações das alvenarias na resistência global dos edifícios.

⁵Ductilidade máxima e deslocamento máximo entre pisos.

ACÇÃO SÍSMICA

Utilizou-se uma representação estocástica dos movimentos sísmicos. Esta representação foi derivada de um processo gaussiano cuja densidade espectral de potência foi calculada de modo a que a acção sísmica resultante possuísse um determinado espectro de resposta. A duração escolhida foi de 10 segundos, correspondente ao período de maior intensidade dos movimentos de um sismo de intensidade moderada a uma distância focal não muito curta. Esta duração corresponde a cerca de 1/3 da duração total do sismo.

Na quantificação da acção sísmica foram consideradas três componentes. Dois movimentos ortogonais iguais e independentes (x) e (y) e uma componente de rotação em torno do eixo vertical.

Considerou-se o espectro de resposta do Eurocódigo 8 (artº 4.2.1) para o tipo de solo B. Utilizou-se o método apresentado na referência 4 de forma a gerar um conjunto de 20 acelerogramas representativos deste espectro de resposta.

Utilizou-se a hipótese clássica de Newmark (1969) na quantificação dos movimentos de rotação. De acordo com aquela hipótese os movimentos de rotação estão relacionados, através da velocidade de propagação das ondas, com as segundas derivadas em ordem ao tempo das componentes de translacção. Assumindo, que estas componentes são predominantemente constituídas por ondas S , propagando-se com uma velocidade c segundo as direcções horizontais e verticais e que a energia está igualmente repartida entre estas direcções, então as componentes de rotação são dadas por [6]:

$$\ddot{\theta} = -(d\ddot{x}/dt)/4c + (d\ddot{y}/dt)/4c$$

Adoptou-se um valor de $c = 1000m/s$ como um valor médio possível para velocidade das ondas S .

Através da expressão, foram calculadas dez realizações das acelerações de rotação em torno do eixo vertical, correspondendo cada uma das realizações, a cada um dos pares formadas pelas realizações dos movimentos de translacção anteriormente citados.

DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO

Neste estudo escolheu-se um edifício de 4 pisos e de dimensões em planta de $20 \times 15 m^2$ que é um dos 22 edifícios de betão armado estudados por Carvalho e Coelho (1986). Este edifício, com uma estrutura porticada espacial e sem núcleo central possui uma solução estrutural característica de edifícios deste porte. Na figura 1, apresenta-se a planta do edifício.

A inclusão dos painéis de alvenaria corresponde a um aumento da rigidez da estrutura. A escolha da rigidez destes painéis, distribuída uniformemente pela estrutura quer em planta quer em altura, foi assumida com um valor que conduzisse a um aumento da rigidez global do edifício, para forças horizontais, de 300%; portanto as frequências próprias da estrutura preenchida por painéis de alvenaria são duas vezes as frequências próprias da estrutura sem painéis. Assim enquanto que as frequências próprias da estrutura sem alvenaria são de 1.45 Hz na direcção longitudinal, 1.52 Hz na direcção transversal e 1.83 Hz em torção, a estrutura com painéis de alvenaria tem frequências próprias de 2.90 Hz, 3.04 Hz e 3.65 Hz, respectivamente.

A adopção deste quociente de rigidez, (4:1), para levar em conta a participação dos painéis de alvenaria no comportamento dinâmico do edifício seleccionado, foi baseado nos resultados experimentais sumariados por Vintzeleou (1988). No entanto considerou-se que os painéis possuíam aberturas, pelo que o quociente adoptado é um pouco inferior aos quocientes apresentadas no estudo referido.

MODELO ANALÍTICO DA ESTRUTURA

A resposta da estrutura à acção anteriormente apresentada foi obtida através de um modelo analítico de 3 graus de liberdade por piso. Este modelo encontra-se implementado em computador; através de um algoritmo não-linear de integração passo-a-passo das equações do movimento, são obtidas as

respostas ao longo do tempo, quer das variáveis de piso, deslocamentos velocidades e acelerações, quer dos andamentos das respostas forças-deslocamentos ao nível dos pisos de cada estrutura ticoidal.

O modelo de 3 graus de liberdade por piso é o resultante da associação espacial das estruturas ticoidais em que se discretizou a estrutura do edifício, sendo os deslocamentos ao nível de cada estrutura obtidos por simples transformação linear dos deslocamentos do piso. Cada estrutura ticoidal é resultante da associação de duas consolas com deformabilidade exclusiva por corte, uma representativa do pórtico de betão armado e a outra dos painéis de alvenaria. Assim, no edifício em consideração, há 4 estruturas ticoidais na direcção longitudinal e 6 estruturas ticoidais na direcção transversal, significando que existem 10 consolas com deformabilidade por corte representativas dos pórticos de betão armado e 10 consolas com deformabilidade por corte representativas dos painéis de alvenaria (Fig. 1).

O facto de a idealização do comportamento não-linear de um pórtico ter sido efectuado através de consolas com deformabilidade por corte implica que considerou-se por um lado que a contribuição, para a rigidez de rotação dos nós do pórtico, dada pelas suas vigas é superior à contribuição dada pelos seus pilares; por outro lado, considerou-se que a resistência das vigas e pilares era tal que a formação de rótulas só poderia dar-se no topo e base dos pilares.

Estas limitações do modelo analítico não são tão importantes como pode parecer à primeira vista. A observação de estruturas deste porte colapsadas pelos sismos mostra que efectivamente as rótulas formam-se no topo e base dos pilares do piso térreo sem haver grandes rotações ao nível das extremidades das vigas. Além disso, a presença de alvenarias não colapsadas em determinados pisos vai impedir a rotação dos pisos adjacentes favorecendo a formação do mecanismo flexível de piso⁶.

No entanto o modelo actualmente desenvolvido e implementado em computador tem a capacidade de simular o comportamento de estruturas porticadas em que também a formação das rótulas se efectua ao nível das extremidades das vigas. Essa simulação, é efectuada pela associação em paralelo de uma consola com deformabilidade por flexão. As incursões inelásticas ao nível das consolas por corte representam as incursões inelásticas que se efectuam nas rótulas extremas dos pilares enquanto que as relações momentos-rotações dos graus de liberdade das consolas em flexão representam as relações momentos-rotações dos nós extremos das vigas. A determinação das capacidades de deformação, em rigidez e em resistência, e os limites em que ela se pode efectuar é uma tarefa do domínio da identificação de sistemas; ou seja, a avaliação dos parâmetros que caracterizam o comportamento inelástico de um modelo simplificado tem que ser efectuado através da minimização de uma norma que leve em conta o afastamento da resposta deste modelo simplificado à resposta de um modelo de referência. Como a resposta de sistemas com histerese é extremamente dependente da história dos deslocamentos que lhe são impostos então a identificação só poderá ser efectuada através da imposição de séries completas de deslocamentos que consigam explicitar o mais exaustivamente possível as particularidades do sistema histerético (degradação de rigidez após inversão do carregamento, degradação de resistência, pequenos ciclos etc.).

As relações forças-deslocamentos das consolas foram idealizadas por um modelo de Takeda modificado [10] aonde se incluíram a degradação de resistência e o efeito de "pinching" (Fig. 2). Os valores qua quantificam a degradação de rigidez para as alvenarias foram escolhidos de acordo com resultados experimentais apresentados na referência 8. A intensidade do efeito de "pinching", utilizado somente nas alvenarias, foi bastante elevado de forma a simular o efeito de "slipping" que estas apresentam quando fendilham. Na figura 3 mostra-se a titulo de exemplificação, a evolução forças-deslocamentos do nível do 1º piso de uma das estruturas ticoidais.

METODOLOGIA DE ANÁLISE

A metodologia de análise utilizada compreendeu as seguintes etapas:

- Definição das resistências em termos dos efeitos da acção sísmica calculados pelo Eurocódigo 8 para um valor de $100\text{cm}/\text{s}^2$ de aceleração máxima; as resistências foram escolhidas de acordo com determinados critérios de dimensionamento;

⁶Do anglo-saxónico "soft-storey", [9].

- Determinação das respostas para valores cada vez maiores da acção sísmica; estas respostas são caracterizadas pelas suas propriedades estatísticas, não se tendo tentado identificar características particulares de cada resposta individualizada;
- Identificação da função de vulnerabilidade correspondente a cada método de dimensionamento;
- Cálculo dos coeficientes de comportamento tomando por base a função de vulnerabilidade identificada na etapa anterior e tendo em atenção a função de vulnerabilidade da estrutura de betão armado não preenchida por painéis de alvenaria.

Os efeitos da acção sísmica sobre a estrutura foram calculados de acordo com as prescrições no Eurocódigo 8. As forças sísmicas horizontais, para uma aceleração na base de 250cm/s^2 , foram distribuídas pelas estruturas ticoidais e aumentadas por um factor ξ de acordo com o parágrafo 3.3.3, Parte 1.2. Os esforços de corte resultantes são apresentados no Quadro I. Conforme se pode observar o valor do corte basal é de 2819 kN na direcção longitudinal e de 2893 kN na direcção transversal. Estes valores são ligeiramente diferentes do produto da massa do edifício pela aceleração espectral (2500 kN) devido ao aumento contabilizado pelo factor ξ para levar em conta a torção.

MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO

Foram utilizados quatro métodos de dimensionamento distintos SA, CA, AD1 e AD2. No primeiro método (SA) a estrutura de betão armado foi dimensionada como se não existissem painéis de alvenaria. No segundo método (CA) o dimensionamento da estrutura de betão armado, foi efectuado levando em conta as resistências da alvenaria; o valor desta resistência foi contudo calculado para 0.2N/mm^2 de tensão admissível e uma espessura de parede de 20 cm. Nos últimos métodos (AD1 e AD2), as resistências dos painéis foram contabilizadas de uma forma idêntica à dos pórticos de betão armado; duas situações diferentes foram contudo contempladas: estrutura forte-painel fracos, em que a resistência do pórtico foi dimensionada para 70% das forças sísmicas cabendo aos painéis os restantes 30% daquelas forças (AD1); e estrutura fraca-painel forte aonde estas percentagens foram invertidas (AD2). Em todos os métodos um coeficiente de ductilidade de 3 foi utilizado para as estruturas de betão armado.

As resistências obtidas pelos diferentes métodos, em termos de corte basal, são apresentados no Quadro II. Conforme pode ser observado há algumas diferenças entre as resistências na direcção longitudinal e transversal.

Nas análises que se efectuaram utilizou-se a estrutura sem painéis de alvenaria (SP) como termo de comparação dos resultados. As consolas representativas dos pórticos de betão armado possuem, neste caso, resistências iguais às dos pórticos de betão armado dimensionados de acordo com o primeiro método (SA).

CRITÉRIOS DE COLAPSO

O critério para assegurar o cumprimento da exigência de não-colapso depende do tipo de análise efectuada [11]. O critério proposto no Eurocódigo 8, consistindo na verificação da capacidade resistente e dúctil dos edifícios não é adequado ao estudo em consideração. De facto, as capacidades resistentes são arbitradas e as ductilidades ao nível das secções não são calculadas directamente. Assim, neste estudo foram adoptados dois critérios de colapso: o primeiro, critério de ductilidade, leva em conta que existe um limite físico para além do qual não se pode explorar ductilidade (esgotamento da ductilidade disponível); o segundo, critério de deslocamento, leva em conta a impossibilidade da estrutura acomodar grandes deslocamentos sem que as forças associadas às não-linearidades geométricas (efeito $P - \delta$) causem o colapso. Considerou-se que ocorreria colapso se fosse ultrapassado pelo menos um dos limites estabelecidos para os dois critérios.

O valor limite de ductilidade para o primeiro critério de colapso foi calculado através da expressão apresentada por Park e Pauley (1975):

$$\delta = 1 + 6r(1 - r)(\rho - 1) \leq 15$$

em que δ é a ductilidade disponível expressa em termos de deslocamentos entre-pisos, ρ a ductilidade disponível em momentos curvaturas das rótulas no extremo dos pilares e r o quociente entre o comprimento da rótula plástica e altura do piso.

Partindo de valores de 27 para ρ , valores razoáveis para secções com percentagens de armaduras tais que as rotações últimas estejam relacionadas com as extensões últimas dos aços, e para comprimentos de rótulas plásticas nas extremidades dos pilares de 30 ou 40 cm (altura da secção dos pilares) chega-se a um valor limite de 15 para a ductilidade disponível em termos de deslocamentos entre-pisos. Este valor foi considerado representativo do maior valor que pode ser alcançado em condições normais.

O limite para o critério de deslocamento foi estabelecido de uma forma heurística, uma vez que não existe até à data nenhuma forma de o calcular. Assim, achou-se razoável limitar a distorção máxima entre pisos a 3% de altura do piso o que corresponde a um deslocamento entre pisos de 9 cm. A conveniência de incluir este limite prendeu-se mais com as limitações do modelo analítico utilizado visto este utilizar uma aproximação de 1ª ordem para os efeitos $P - \delta$. Por outro lado os efeitos $P - \delta$ dependem também da aceleração vertical que não foi levada em conta. Devido a estas limitações não havia razão para considerar uma sofisticação demasiada no estabelecimento dos limites provenientes deste critério.

RESPOSTA NÃO-LINEAR

A resposta dos edifícios, dimensionados de acordo com os métodos anteriormente apresentados, foram calculados para valores crescentes da aceleração máxima na base; 50 cm/s^2 , 100 cm/s^2 , 150 cm/s^2 , ..., 450 cm/s^2 .

Algumas respostas típicas são apresentadas nas figuras 4 e 5 para valores de 200 cm/s^2 e 450 cm/s^2 respectivamente. Nestas figuras foram desenhadas as respostas ao longo do tempo em termos de esforços transversos, deslocamentos horizontais e de ductilidades impostas em distorção ao nível dos 4 pisos das consolas representativas dos pórticos de betão armado e dos painéis de alvenaria.

A análise das diferentes respostas mostrou que devido à pequena amplitude dos movimentos de rotação dos nós dos pisos, a desintegração dos painéis de alvenaria⁷ ocorre simultaneamente em todos os painéis na mesma direcção, não induzindo por conseguinte movimentos de rotação que acarretem a desintegração dos painéis na outra direcção.

A observação destas figuras torna também evidente as grandes concentrações de exigências de ductilidade neste nível. Esta observação é ainda mais evidente após a ruptura das alvenarias no 1º piso. Isto é claramente um mecanismo de ruptura do tipo mecanismo flexível de piso agravado pela presença de painéis de alvenaria desintegrada. Após a desintegração das alvenarias é que se iniciam as grandes explorações de ductilidade.

As características da resposta antes e depois da desintegração das alvenarias do piso inferior são bastante diferentes quer em amplitude quer em frequência. De facto, observa-se um aumento do período aparente da estrutura acompanhada, como é óbvio, de um aumento dos deslocamentos. Note-se que este fenómeno de amplificação, acompanhado do aumento das ductilidades exigidas já é conhecido há muito como um efeito penalizador do comportamento das estruturas rígidas.

Comparando as respostas para 200 cm/s^2 e 450 cm/s^2 de aceleração máxima da acção sísmica observa-se a desintegração das alvenarias mais cedo à medida que a aceleração aumenta. A ocorrência deste facto explica-se pela entrada em regime não-linear dos pórticos de betão antes da desintegração total das alvenarias o que fez com que a frequência aparente tivesse um decréscimo que acarretou a um aumento dos deslocamentos relativos logo desde o início da série e por conseguinte uma desintegração

⁷ Considerada quando a rigidez dada pela relação entre o valor máximo da resistência e o valor máximo da distorção se reduza a 1% do valor da rigidez inicial.

total das alvenarias um pouco mais cedo. Contrariamente, para a aceleração da base de 200 cm/s^2 , verifica-se que só começou a haver exploração de ductilidades nos pórticos após a desintegração das alvenarias.

QUANTIFICAÇÃO DA RESPOSTA

A severidade da acção sísmica sobre os edifícios dimensionados de acordo com cada método foi medida através dos valores máximos das ductilidades máximas impostas e das distorções máximas entre-pisos para as direcções longitudinal e transversal.

Estes valores máximos são os valores médios dos máximos obtidos para as dez realizações. No Quadro IV, são apresentados os valores relativos as distorções máximas entre-pisos. No Quadro III apresentam-se os valores obtidos para as ductilidades impostas máximas para os pórticos de betão armado. As razões que justificam a escolha do valor médio para representar a resposta de uma estrutura a um modelo estocástico da acção sísmica encontram-se na referência 14.

Observou-se que as ductilidades impostas máximas verificavam-se sempre nos pórticos da periferia. Este facto é provavelmente devido a que a contribuição das vibrações de rotação é maior na periferia; assim as maiores distorções ocorrem aí. Por outro lado, a ocorrência das ductilidades impostas máximas nos pórticos interiores significa que os pórticos da periferia estão sobredimensionados se a influência da variabilidade das propriedades estruturais na resposta de torção for desprezável.

A variabilidade das respostas pode ser avaliada em termos dos coeficientes de variação das distorções máximas. Verifica-se que estes coeficientes apresentem valores compreendidos entre 0,31 e 0,73. Esta dispersão explica-se pela pequena robustez do estimador dos coeficientes de variação. Com efeito, admitindo certas hipóteses, pode-se calcular que se o verdadeiro coeficiente de variação fosse 0,5, o nível de confiança de 95% correspondia ao intervalo (0,28, 0,83); assim admitir-se-á que 0,5 é o valor do coeficiente de variação.

Da análise dos quadros III e IV pode-se verificar que os valores das variáveis de controlo crescem com a intensidade sísmica, excepto num pequeno número de casos, o que pode ser atribuído à dimensão relativamente pequena da amostra usada; também se pode observar que os valores para as direcções longitudinal e transversal são muito semelhantes.

Admitindo que a ductilidade máxima e a distorsão máxima ocorrem sempre na mesma estrutura ticoidal e no mesmo piso, como indicam os resultados das diversas realizações, a variabilidade da ductilidade e distorsão máximas pode ser identificada com a variabilidade dos máximos nessa estrutura ticoidal e piso. Nestas condições, pode-se admitir que a distribuição probabilística da ductilidade imposta máxima é assintoticamente gaussiana, o que justifica que adoptem aos estimadores usuais. Escolhendo um nível de confiança de 95% ter-se-á

$$P(\bar{x} - t_\gamma s / \sqrt{n} < a < \bar{x} + t_\gamma s / \sqrt{n}) = 0,95$$

em que P é a probabilidade de o verdadeiro valor a da média dos máximos estar compreendido no intervalo centrado no valor médio \bar{x} da amostra de dimensão n e com uma extensão que depende do desvio padrão s e da constante t_γ que para $n = 10$ e um nível de confiança de 95% vale 2,26. Relembrando que se tinha admitido um valor de 0,5 para o coeficiente de variação, obtém-se:

$$P(0,64\bar{x} < a < 1,36\bar{x}) = 0,95$$

Este resultado, devido ao número de hipóteses admitidas, não deve ser considerado senão como uma indicação das incertezas associadas a uma amostra com apenas dez elementos.

De acordo com os critérios de colapso atrás apresentados (ductilidade imposta máxima < 15 e distorsão máxima $< 0,03$) é possível determinar os valores mínimos da aceleração máxima (por interpolação linear dos quadros II a IV) que provocam o colapso das diferentes estruturas de acordo com um dos critérios e para uma dada direcção; estes valores designar-se-ão por valores críticos e são apresentados no quadro V. Tem interesse verificar que estes valores críticos são praticamente iguais nas duas direcções. Como é óbvio, para a estrutura entrar em colapso, é apenas necessário que entre em colapso numa única direcção, portanto, o menor dos valores críticos da aceleração máxima representa a "aceleração de colapso", que para os diferentes casos tem os seguintes valores:

- Estrutura sem painéis (SP): 368 cm/s^2 ;
- Estrutura dimensionada sem contar com as alvenarias (SA): 371 cm/s^2 ;
- Estrutura dimensionada contando com as alvenarias (CA): 157 cm^2 ;
- Estrutura forte-painel fraco (AD1): 276 cm^2 ;
- Estrutura fraca-painel forte (AD2): 143 cm/s^2 .

Todas as estruturas, excepto a estrutura sem painéis, entraram em colapso devido ao esgotamento da ductilidade. Para as estruturas SP e SA as acelerações críticas são semelhantes para o critério de ductilidade e critério de deslocamento; para as outras estruturas a sua ductilidade é ultrapassada para valores da aceleração máxima claramente inferiores aos correspondentes ao critério de deslocamento.

Tem interesse comparar o valor das acelerações críticas correspondentes ao critério de ductilidade com o valor das resistências ao esforço de corte global das diferentes estruturas. Esta comparação pode ser feita em termos do quociente entre a resistência ao corte global e a aceleração crítica, multiplicado pela massa da estrutura (1000 t); o valor assim calculado designar-se-á por coeficiente sísmico. No quadro VI são apresentados os valores do coeficiente sísmico para as várias estruturas calculadas tendo em conta apenas a resistência da estrutura de betão armado ou contabilizando também a resistência dos painéis de alvenaria. Verifica-se que os valores do coeficiente sísmico são praticamente constantes quando são calculados em termos da estrutura de betão armado e apresentam grandes variações quando também se consideram os painéis de alvenaria. Isto significa que a resistência global do edifício é conferida pela estrutura de betão armado e a existência ou inexistência de painéis de alvenaria tem uma influência muito pequena.

Com base nos valores dos quadros III a IV podem-se traçar as funções de vulnerabilidade que se apresentam na figura 6. Rigorosamente estas figuras não apresentam as funções de vulnerabilidade mas as funções de vulnerabilidade amostradas ("as sampled"). Utilizou-se uma escala vertical logarítmica para se obter uma melhor legibilidade nas zonas dos pequenos valores e uma representação gráfica constante do intervalo de confiança (correspondendo $1.36/0.64 = 2.13$ vezes o valor médio da amostra para um nível de confiança de 95%).

Verifica-se que as funções de vulnerabilidade podem ser classificadas em duas famílias. A primeira família compreende as estruturas SP, SA e AD1 e a segunda família as estruturas CA e AD2. Considerando o valor dos intervalos de confiança não parece possível distinguir entre as vulnerabilidades relativas dentro de cada família, mas poder-se-á concluir que as diferenças entre as duas famílias não são resultado da aleatoriedade da amostra.

A hipótese das duas famílias é válida para intensidades sísmicas suficientemente elevadas para ocorrer a desintegração dos painéis de alvenaria do 1º piso. Para intensidades tais que esses painéis não são destruídos, o comportamento do edifício é regido pela sua presença, como se pode verificar em termos das distorções máximas onde, para uma aceleração de 50 cm/s^2 , o edifício sem painéis apresenta distorções muito mais elevadas que os outros edifícios, porque para estes outros edifícios o valor total das resistências (estrutura de betão armado + painéis de alvenaria) é maior que o valor médio da acção sísmica.

Em termos de comportamento geral, podem-se identificar três fases. Uma primeira fase, em que o comportamento é linear e é portanto controlado pela rigidez dos painéis de alvenaria. Assim, os efeitos da acção sísmica nos pórticos de betão armado decrescem com o aumento da rigidez dos painéis. Uma fase de transição, definida pelo início do comportamento inelástico e pelo fim da rigideificação devida aos painéis de alvenaria (devido à sua desintegração) ou pelo desenvolvimento do comportamento inelástico do pórtico de betão armado, conforme o que ocorrer mais posteriormente. Uma terceira fase, em que os painéis do 1º piso estão desintegrados, e o comportamento é regido pelo pórtico de betão armado, funcionando em regime histerético.

Quantificação de coeficientes de comportamento

De acordo com a definição usual, os coeficientes de comportamento, η , são supostos transformar os valores que se obtêm numa análise linear nos valores que se obteriam numa análise não-linear. No entanto, os problemas associados à quantificação dos parâmetros dos modelos supostamente usados

nos modelos não-lineares devem ser adequadamente compreendidos. Com efeito, a relação entre a severidade da acção sísmica e a distorsão máxima ou a ductilidade imposta máxima é não-linear e muito dependente da relação entre o valor elástico limite da resistência da estrutura e a severidade da acção sísmica. Assim, a quantificação de coeficientes de comportamento só se pode efectuar tendo em conta esta segunda relação e ainda o valor da probabilidade de colapso.

Num processo de dimensionamento as propriedades da estrutura são representadas pelos seus valores de cálculo e a intensidade da acção é representada por um valor característico. Procede-se à verificação da segurança, comparando o valor de cálculo da resistência com o produto dos efeitos da acção por um coeficiente de segurança γ^* . Os valores de cálculo f_d são geralmente obtidos dividindo o quantilho inferior das resistências f_k por um coeficiente parcial γ_m de modo a obter o quantilho de 0,005 da distribuição (Ferry Borges e Castanheta, 1971). Considerando um coeficiente de variação de 0,1, o valor médio f (considerado representativo da estrutura construída) toma um valor superior em 25% ao valor de cálculo. O coeficiente de segurança γ^* é quantificado com o objectivo de se obter uma probabilidade de colapso suficientemente baixa. Quando a acção dos sismos é quantificada pelo quantilho de 95% da distribuição dos valores máximos num período de referência de 50 anos (1000 anos de período de retorno), um valor de $\gamma^* = 1,5$ conduz a uma probabilidade de colapso de 0,0001 que é considerada ser suficientemente baixa (Ferry Borges e Castanheta, 1971).

Seja μ a ductilidade disponível i.e. a razão entre a aceleração crítica e o valor da aceleração máxima correspondente ao início do regime não-linear; este último valor corresponde a 33.3 cm/s^2 (aceleração de dimensionamento de 100 cm/s^2 e um coeficiente de ductilidade igual a 3). Os valores da ductilidade disponível podem ser então facilmente calculados a partir do quadro III são apresentados no quadro VIII. Pode-se também escrever $f_d = E_k/\eta$, $f = 1.25 f_d$ e $f = \gamma^* E_k/\mu$ em que E_k é o efeito da acção dos sismos considerada com o seu valor característico. A primeira destas 3 equações não contém o coeficiente de segurança γ^* porque a regra de combinação do Eurocódigo 8 também o não contém; em consequência o coeficiente de segurança terá que ficar "escondido" no valor do coeficiente de comportamento; por isto se considera $\gamma^* E_k$ na última equação. Destas 3 equações pode concluir-se que $\eta = 1,25\mu/\gamma^* = 0,83\mu$, apresentando-se os seus valores no quadro VIII. É interessante notar que os valores dos coeficientes de comportamento são essencialmente proporcionais às resistências ao esforço de corte global dos pórticos de betão armado.

CONCLUSÕES

Apesar das limitações e hipóteses que têm que se aceitar num trabalho desta natureza, não deixa de ser oportuno apresentar as seguintes conclusões.

O desenvolvimento do estudo mostrou que a metodologia escolhida é adequada para avaliação do comportamento pós-elástico de estruturas em pórtico de betão armado preenchidas por painéis de alvenaria.

O comportamento sísmico destas estruturas compreende três fases sucessivas; uma fase em regime linear, uma fase de transição e uma fase final; na fase final, ficam destruídos os painéis de enchimento do primeiro piso (e em alguns casos, também os do segundo piso), formando-se um mecanismo flexível de piso.

A capacidade de dissipação de energia do mecanismo flexível de piso pode ser explorada até níveis muito elevados devido à ausência de fenómenos de instabilidade global. Em consequência, a ductilidade global do edifício é controlada pela ductilidade disponível na estrutura de betão ao nível do primeiro piso (ou, em alguns casos, do segundo piso); a ductilidade disponível depende de vários parâmetros como a extensão do desenvolvimento da rótula plástica nas colunas e a extensão máxima aceitável no aço.

A definição da extensão máxima aceitável no aço, para cargas repetidas e alternadas, tem uma importância fundamental no modelo adoptado neste estudo. Em face da escassez da informação existente sobre esta matéria, torna-se urgente desenvolver os estudos experimentais necessários.

Verificou-se que a ductilidade imposta máxima dependia quase exclusivamente da resistência ao esforço transversal global da estrutura de betão armado; em consequência, os coeficientes de comportamento para pórticos de betão armado preenchidos por painéis de alvenaria poderão ter valores muito semelhantes aos de pórticos de betão armado não preenchidos.

Se a resistência dos painéis de alvenaria nos dois pisos superiores for mais elevada que a intensidade das forças que lhes poderem transmitir os dois pisos inferiores, poder-se-á aceitar que a estrutura de betão nos dois pisos superiores não seja dimensionada para acção dos sismos.

O dimensionamento sísmico de pórticos de betão armado poderá desenvolver-se do seguinte modo:

- Dimensionamento para estados limites de utilização: apenas se considera a resistência dos painéis de alvenaria e admitem-se métodos de análise muito simplificados;
- Dimensionamento para estados limites últimos: apenas a resistência do pórtico de betão armado é considerada. Considera-se que a estrutura se comporta em regime linear, para efeitos de análise, e corrige-se os resultados assim obtidos pelo coeficiente de comportamento das estruturas de betão armado não preenchidas por alvenarias ou, mais apropriadamente, por um coeficiente de comportamento ligeiramente inferior; nesta análise, as frequências próprias a considerar são as correspondentes à estrutura rigidificada pelos painéis de alvenaria.

É também possível dimensionar os pórticos de betão armado com painéis de alvenaria considerando a resistência dos painéis. Neste caso, o valor do coeficiente de comportamento deve decrescer à medida que cresce a contribuição dos painéis para a resistência total.

Verificou-se que a influência da torsão, devida quer às componentes rotacionais quer à possibilidade de um dos lados do edifício entrar em regime inelástico antes do outro, era praticamente desprezável.

REFERÊNCIAS

- 1 R.T.Duarte, A.G.Costa, 1988 - Earthquake Behaviour of Reinforced Concrete Frame Structures Infilled With Masonry Panels. Relatório LNEG.
- 2 Eurocódigo N.º 8 - Estruturas em Regiões Sísmicas - Projecto, Part 1 - Generalidades e Edifícios Maio de 1988 - Relatório EUR 12 266 PT.
- 3 R.T.Duarte, C.S.Oliveira, A.G.Costa, A.G.Costa, 1989 "Cálculo dos Coeficientes de Comportamento", comunicação a ser apresentada no Encontro Sobre Sismologia e Engenharia Sísmica.
- 4 R.T.Duarte e A.G.Costa, 1990 - Nonstationary Ground Vibration Models Compatible with the Eurocode 8 Quantification of the Earthquake Action, a ser publicado em "European Earthquake Engineering".
- 5 N.M. Newmark, 1969 "Torsion in Symmetrical Buildings". IV Conferência Mundial de Engenharia Sísmica, Santiago, Chile.
- 6 R.T.Duarte, 1985 - "Definição das Acções Sísmicas", Curso Sobre Estruturas de Betão Armado Sujeitas à Acção dos Sismos, LNEG.
- 7 E.C. Carvalho e Ema Coelho, 1986 - "Análise Sísmica de Estruturas de Edifícios Segundo a Nova Regulamentação" - Seminário 322 LNEG.
- 8 E.Vintzeleou, 1987 - Behaviour of Infilled Frames Subjected to Lateral Actions (A State-of-Art Report). Relatório não publicado, Universidade Nacional de Atenas.
- 9 R.T.Duarte e C.S.Oliveira, 1989 - Vocabulário de Engenharia Sísmica (versão provisória).
- 10 T.Takeda, M.A.Sozen e N.N.Nielsen, 1970 - Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Proc. ASCE, Jour.Struct.Div. No. ST12.
- 11 R.T.Duarte, 1987 - An Essay on Design Methods and Regulations in Earthquake Engineering, Relatório I & D, LNEG.
- 12 R.Park e T.Paulay, 1975 - Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, New York.
- 13 R.T.Duarte e A.Ravara, 1978 - An Assessment of Design Methods for Earthquake Resistant Codes, 6ª Conf. Europeia de Engenharia Sísmica, Dubrovnik.
- 14 J.Ferry Borges e M.Castanheta, 1971 - Structural Safety, Curso 101, LNEG.

Quadro I - Efeito da acção sísmica expresso em esforços transversos (kN) ao nível dos pisos.

Estrutura Ticooidal	Piso			
	1	2	3	4
1,2	750.83	675.74	525.58	300.32
3,4	658.80	593.00	461.22	263.55
5,6	531.20	478.07	371.84	212.48
7,8	482.16	433.04	337.51	192.87
9,10	433.13	380.81	303.10	173.25

Quadro II - Resistências ao corte na base das estruturas de betão armado (BA) e dos painéis de alvenaria (AL); expressos em % do esforço transversal total actuante.

Método de Dim.	DIR. LONG.			DIR. TRANS.		
	BA	AL	BA+AL	BA	AL	BA+AL
SA	33	56	89	33	61	94
CA	15	56	71	14	61	75
AD1	23	30	53	23	30	53
AD2	10	70	80	10	70	80

Notas: a) Veja Fig.1 para localização das estruturas ticooidais. c) Esforço transversal actuante; dir. long. 2853kN; dir. trans. 2810 kN.

Quadro III - Valores máximos das ductilidades impostas

	DIRECÇÃO LONGITUDINAL									DIRECÇÃO TRANSVERSAL								
	ACELERAÇÃO (cm/s ²)									ACELERAÇÃO (cm/s ²)								
	50	100	150	200	250	300	350	400	450	50	100	150	200	250	300	350	400	450
SP	1.23	2.33	3.63	5.42	7.60	10.0	13.7	18.8	19.0	1.33	3.11	4.18	4.91	6.92	9.70	13.2	16.2	20.1
SA	0.47	1.79	4.00	6.15	8.70	11.8	12.7	18.2	17.2	0.45	1.61	4.01	5.78	8.75	10.3	13.1	17.1	20.0
CA	3.14	5.08	12.6	19.4	29.0	37.9	38.2	56.0	57.4	3.24	6.34	13.6	23.0	35.2	47.3	56.4	71.3	81.2
AD1	0.78	3.36	5.66	7.62	11.9	14.6	18.4	22.3	25.4	0.95	3.24	5.29	7.34	12.4	17.4	21.0	26.5	30.7
AD2	1.36	3.07	11.0	27.6	39.2	59.0	54.6	76.3	77.6	1.35	2.93	17.0	31.0	47.6	68.0	70.5	76.4	108.

Quadro IV - Valores máximos das distorções entre -pisos

	DIRECÇÃO LONGITUDINAL									DIRECÇÃO TRANSVERSAL								
	ACELERAÇÃO (cm/s ²)									ACELERAÇÃO (cm/s ²)								
	50	100	150	200	250	300	350	400	450	50	100	150	200	250	300	350	400	450
SP	2.40	3.06	6.60	11.0	15.6	22.1	27.8	33.8	40.4	2.40	4.06	6.00	8.73	12.4	17.3	23.5	29.7	35.7
SA	0.04	3.63	8.14	12.5	17.6	24.0	25.7	34.5	35.0	0.80	2.87	7.19	10.8	15.6	18.4	23.4	32.7	37.2
CA	0.81	3.35	11.4	17.6	26.3	34.3	35.3	50.9	52.1	0.67	1.87	9.91	16.6	25.6	34.3	42.0	51.0	58.8
AD1	1.11	4.79	8.06	11.0	16.9	20.7	26.1	31.7	36.1	1.18	4.06	6.60	9.24	15.5	21.6	26.2	33.2	38.2
AD2	0.83	1.87	7.35	16.8	23.8	35.9	33.3	46.4	47.6	0.72	1.56	0.14	16.5	25.3	36.3	37.9	40.0	57.8

Quadro V - Aceleração crítica (cm/s²)

Quadro VI - Coeficiente sísmico

Quadro VII - Ductilidade disponível (μ) e coeficiente de comportamento (η).

DIR.	CRIT. DUCTIL.		CRIT. DISTR.	
	LONG.	TRAN.	LONG.	TRAN.
SP	371	380	368	403
SA	371	374	374	385
CA	168	157	273	275
AD1	305	276	385	377
AD2	160	143	276	271

EDIFÍCIO	LONG. DIR.		TRANS. DIR.	
	BA	TOTAL	BA	TOTAL
SP	0.25	-	0.25	-
SA	0.25	0.68	0.26	0.73
CA	0.25	1.19	0.26	1.38
AD1	0.22	0.40	0.24	0.56
AD2	0.18	1.43	0.20	1.62

Edifício	μ	η
SP	11.0	0.2
SA	11.1	0.2
CA	4.7	3.0
AD1	8.3	6.9
AD2	4.3	3.6

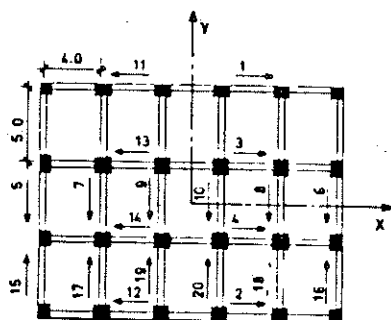


Fig. 1 - Planta do edifício Pórticos (1-10); painéis (11-20).

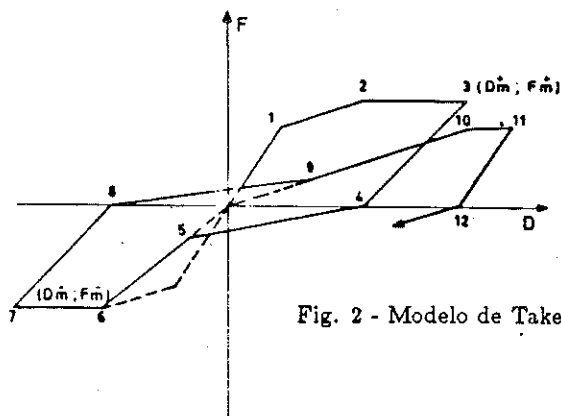


Fig. 2 - Modelo de Takeda.

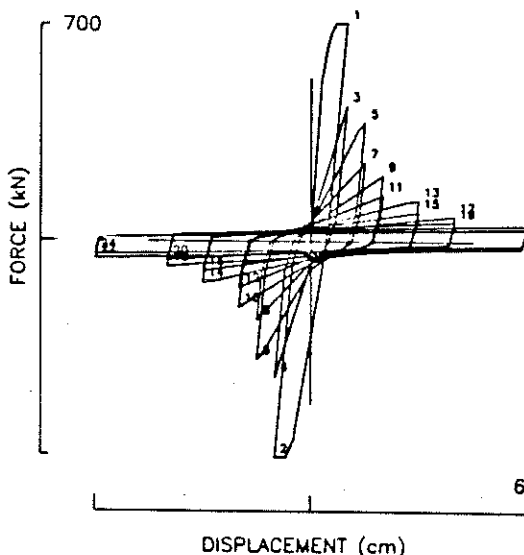


Fig. 3 - Relação força-deslocamento para um piso de uma estrutura ticooidal.

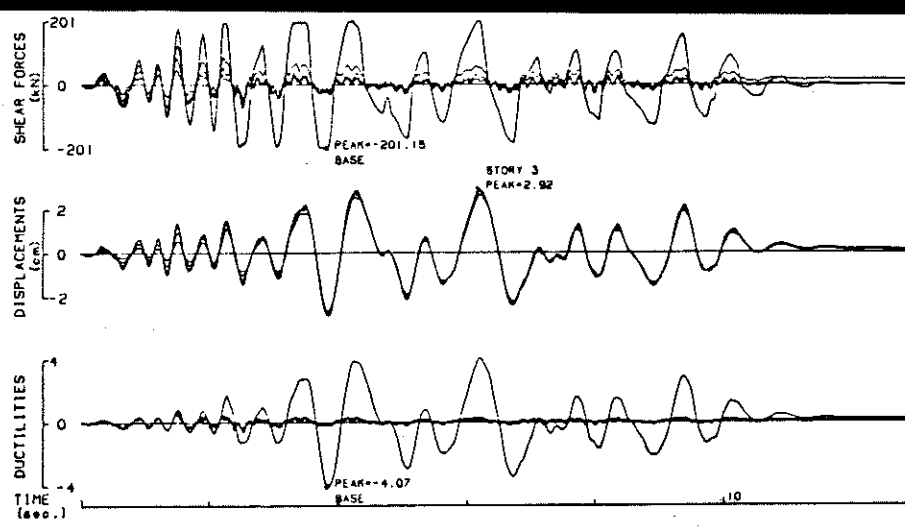


Fig 4 - Resposta de uma estrutura de betão armado para uma aceleração máxima de 200 cm/s².

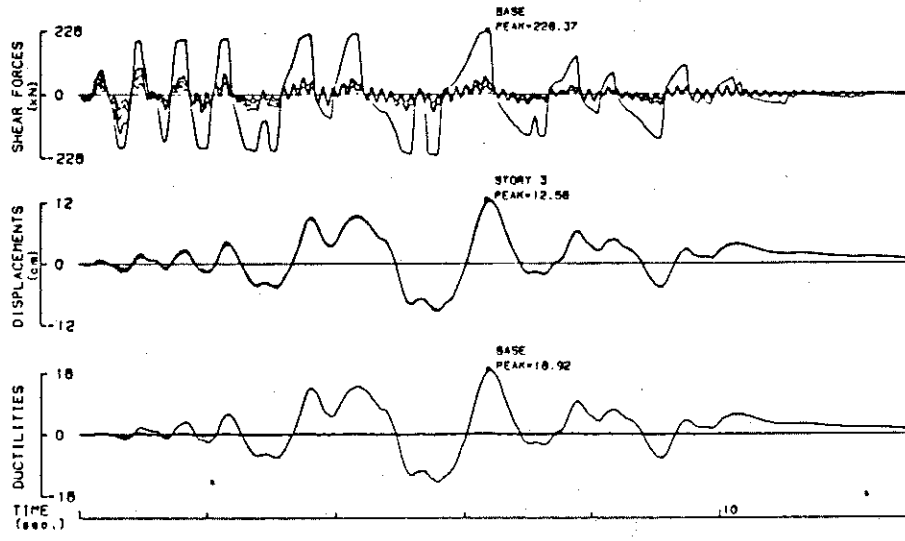


Fig 5 - Resposta da mesma estrutura de betão armado para uma aceleração máxima de 450 cm/s².

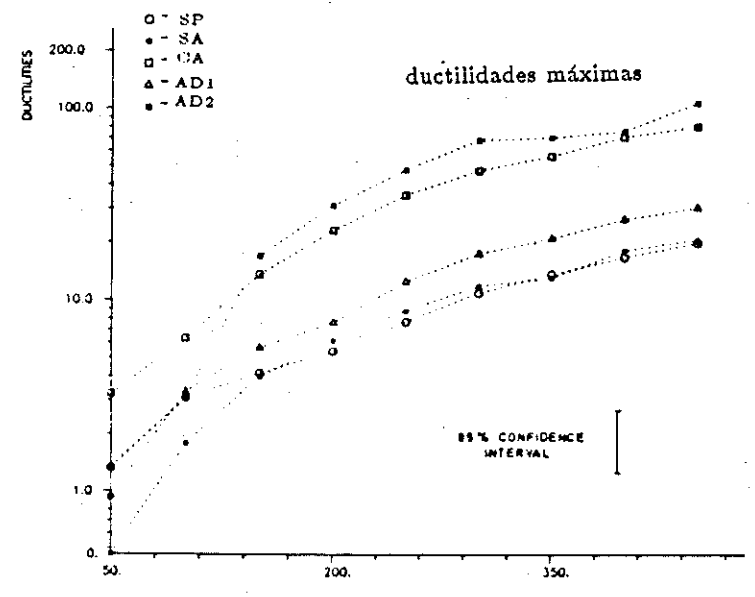
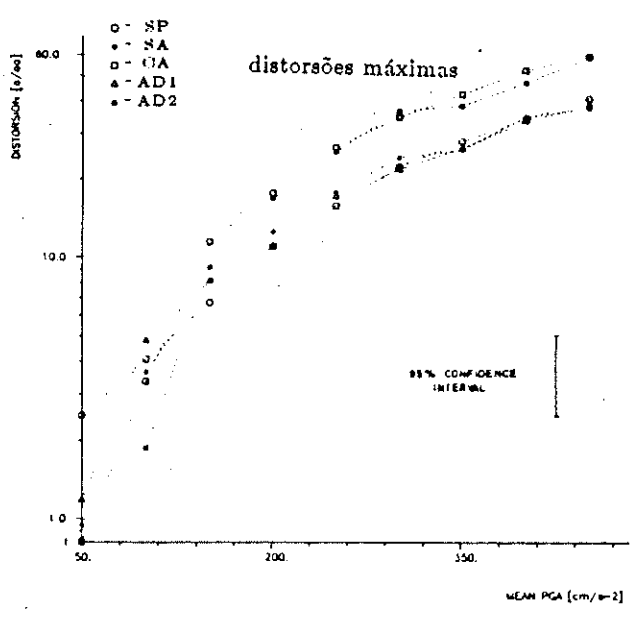


Fig 6 - Função de vulnerabilidade