

AVALIAÇÃO DA CAPACIDADE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO DE ACORDO COM O EUROCÓDIGO 8 – PARTE 3



João P. Saraiva
Eng. Civil
A2P Consult, Lda
Lisboa



Júlio Appleton
Eng. Civil
Prof. Catedrático
IST

SUMÁRIO

Esta comunicação tem como objectivo apresentar a metodologia de avaliação da segurança sísmica de estruturas de edifícios realizada de acordo com o Eurocódigo 8 “Dimensionamento de Estruturas com Resistência Sísmica”, Parte 3 “Avaliação e Reforço de Edifícios” e sua aplicação a estruturas correntes de edifícios de betão armado construídos de 1960 a 1980.

Palavras-chave: Avaliação, Betão Armado, Eurocódigo, Reforço, Sismo.

1. INTRODUÇÃO

Neste trabalho abordar-se-ão os princípios regulamentares de avaliação quantitativa propostos no Eurocódigo 8 – Parte 3. A utilização deste método de avaliação está dependente da compreensão do princípio do “Capacity Design”. Não se pretende apenas garantir a segurança da estrutura a avaliar, pretende-se também prever e controlar o seu comportamento. Um dos principais objectivos será evitar roturas frágeis e explorar ao máximo a ductilidade da estrutura.

Existe especial interesse em fazer incidir o estudo sobre estruturas de edifícios com soluções de laje vigada típicas dos anos 1960 a 1980 (anteriores à nova regulamentação de estruturas de 1983). Trata-se de um tipo de edifício muito comum em Portugal, dimensionado sem o apoio de um regulamento sísmico verdadeiramente eficaz e que apresenta graves deficiências que poderão afectar a sua capacidade de suportar um sismo de alta intensidade.

2. EVOLUÇÃO DA CONCEPÇÃO DAS ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS ANTIGOS

As primeiras estruturas porticadas de betão armado construídas em Portugal eram dimensionadas sem consideração rigorosa dos efeitos das acções sísmicas. Como tal, a ductilidade inerente a uma estrutura deste tipo era fracamente explorada a nível de dimensionamento. O principal critério de dimensionamento dos pilares era garantir uma área de compressão mínima, sendo prática corrente a variação de secção em altura e uma reduzida cintagem.

Foi na década de 60 que se começou a considerar a acção sísmica no dimensionamento de estruturas, com a aprovação do RSEP (Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes) e do REBA (Regulamento das Estruturas de Betão Armado). O primeiro introduz métodos de dimensionamento sísmico muito rudimentares, mas que garantem que o efeito dos sismos sobre as estruturas seja contabilizado. Também por esta altura começa a explorar-se o conceito de comportamento não linear. Podem resumir-se as deficiências estruturais de edifícios de betão armado antigos (anteriores a 1980) da seguinte forma:

- Uso de baixas taxas de armadura, tanto longitudinais como transversais. Esta é a situação típica de pilares antigos, pouco confinados e sem armadura principal suficiente para suportar a acção de um sismo regulamentar actual.

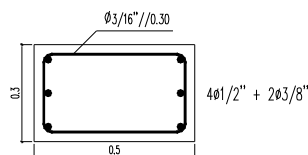


Figura 1 – Secção de pilar fracamente cintada.

- Interrupção de armaduras principais das vigas em pontos em que estas podem estar sujeitas a esforços elevados. Frequentemente as armaduras inferiores eram interrompidas nos nós, sem serem ancoradas no seu interior, resultando numa má interligação dos elementos. Também era comum a armadura superior da viga ser interrompida bruscamente, sem ser considerado o correcto comprimento de amarração e a acção dos momentos flectores resultantes de sismos.
- Amarração insuficiente das armaduras longitudinais, nomeadamente de varões lisos de aço com baixa capacidade resistente, amarrados apenas com ganchos na extremidade e sem haver um cálculo explícito do comprimento de amarração necessário ou da capacidade de ancoragem do gancho.

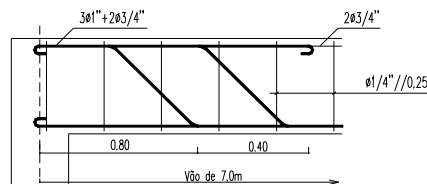


Figura 2 – Insuficiente amarração das armaduras principais no nó.

- Insuficiente pormenorização, também no que toca a ancoragem da armadura transversal, situação que ainda hoje é corrente. Os estribos ou cintas, por não terem as extremidades dobradas para o interior da secção, correm o risco de se destacarem em caso de esforços elevados.
- Baixa capacidade resistente do betão e distribuição irregular da sua qualidade ao longo da estrutura, tendo como consequência, uma distribuição irregular de rigidez.
- Caminhos de forças descontínuos, originando mau comportamento estrutural, devido a insuficiente reforço dos nós de ligação pilar-viga, más ancoragens e variações bruscas de dimensão e rigidez.
- Fendilhação/deterioração do betão e corrosão das armaduras e consequente perda de capacidade resistente, de rigidez e de área de compressão.

Muitos poderiam ser os factores indicativos do grau de risco que correm os edifícios com estrutura de betão armado em Portugal. São de destacar no entanto o facto de 9% terem mais de 50 anos (período de vida habitual de um edifício) e terem sido construídos antes de haver qualquer regulamentação sísmica e 58% terem sido projectados antes do RSA entrar em vigor [1]. Da globalidade de todos os edifícios portugueses (alvenaria e betão armado), 21% necessitam de reparações na estrutura, médias, grandes ou muito grandes. A Tabela 1 caracteriza, com base nos Censur de 1991, os edifícios com estrutura de betão armado, de acordo com o seu dimensionamento sísmico:

Quadro 1: Síntese da vulnerabilidade sísmica dos edifícios de betão armado portugueses [2]

Data	Descrição	Nível de dimensionamento sísmico	
Até 1991	Estruturas de alvenaria com confinamento em B.A.	Baixo	Resistência baixa a média; maior sobre-resistência após cedência; ductilidade baixa
Até 1960	Estrutura em pórtico de B.A.	Baixo	Resistência baixa a média; sobre-resistência; ductilidade baixa
1960-85	Estrutura em pórtico de B.A.	Médio	Resistência e ductilidade média
1986-91	Estrutura em pórtico de B.A.	Médio	Resistência e ductilidade médias mas superiores à classe anterior

3. AVALIAÇÃO SÍSMICA

O método utilizado para proceder à avaliação sísmica da estrutura de um edifício de acordo com a metodologia do EC8 "Dimensionamento de Estruturas com Resistência Sísmica", Parte 3 "Avaliação e Reforço de Edifícios" passa pelo necessário conhecimento da estrutura, pela sua modelação e verificação da segurança, tal como de seguida se evidencia.

3.1 Critérios de Verificação

Para efeitos de verificação é feita, neste regulamento, a distinção entre elementos ou mecanismos dúcteis e frágeis [5]:

- Dúcteis: Vigas, pilares ou paredes sujeitos a esforços de flexão, com ou sem esforço axial;
- Frágeis: Mecanismos de esforço transversal de vigas, pilares, paredes e nós.

A verificação é realizada para os elementos dúcteis garantido que as exigências devidas à acção são inferiores à capacidade de deformação. Para os elementos frágeis essa verificação é efectuada em termos de esforços resistentes, obtidos da minoração das capacidades dos materiais pelos factores parciais de segurança. O cálculo das capacidades dos materiais já existentes no edifício é realizado com base em valores médios, obtidos directamente de testes realizados *in-situ* ou com base em outras fontes de informação. Estes valores deverão ser, posteriormente, divididos pelos factores de confiança de que se falará adiante. No caso de se tratar de novos materiais, utilizados no reforço do edifício, utilizar-se-ão os valores nominais das suas propriedades.

São definidos, neste regulamento, três Estados Limite (EL) [5]:

- EL do Quase Colapso (ELQC): Estrutura fortemente danificada com grandes deformações permanentes, mas com capacidade de suportar os esforços verticais. Colapso de grande parte dos elementos não estruturais.
- EL de Dano Significativo (ELDS): Estrutura com danos significativos e deformações permanentes ligeiras, mas com reserva de resistência lateral e capacidade de suportar cargas verticais. Os elementos não-estruturais encontram-se fortemente danificados mas não entraram em colapso. É possível que a reparação da estrutura seja anti-económica.
- EL da Limitação de Danos (ELLD): Estrutura ligeiramente danificada, sem deformações permanentes e mantendo a sua capacidade resistente. Os elementos não-estruturais poderão apresentar fendilhação.

3.2 Informações para a avaliação estrutural

De forma a proceder ao estudo da estrutura e definir a estratégia de reforço a adoptar é necessário recolher os seguintes dados:

- Identificação do sistema estrutural e da sua concordância com os critérios de regularidade previstos no EC8 – Parte 1;
- Identificação do sistema de fundação;
- Identificação das características do solo de acordo com o previsto no EC8 – Parte 1;
- Determinação das dimensões da secção dos elementos estruturais e das propriedades e condição de conservação dos materiais que os constituem;
- Informação sobre defeitos dos materiais e pormenorização inadequada;
- Informação acerca do método de dimensionamento utilizado (relacionando com o regulamento em vigor) e do coeficiente de comportamento adoptado (caso se aplique);

- Identificação da utilização, actual ou futura, dada ao edifício e da sua categoria de importância;
- Reavaliação das acções impostas tendo em conta a utilização do edifício;
- Informação acerca do tipo e extensão de danos estruturais e de reparações realizadas.

As inspecções para determinar a geometria e a pormenorização dos elementos e os testes realizados para definir as capacidades dos materiais podem ser caracterizados como: limitados (inspecção a 20% dos elementos e teste de uma amostra de material por piso), extensos (50% dos elementos e duas amostras por piso) ou abrangente (80% dos elementos e três amostras por piso). Com base no que se conclua das inspecções e testes, isto é, do que se conheça acerca da geometria, pormenorização e materiais da estrutura define-se um de três níveis de conhecimento: limitado, normal ou total:

- **Limitado:** conhecimento com base em suposições e simulações, inspecções limitadas e testes limitados realizados *in situ*. Nestes casos a análise apenas pode ser do tipo linear. O factor de confiança assume o valor de $CF=1,35$ (conforme a situação, as propriedades dos materiais serão majoradas ou minoradas por este factor de confiança).
- **Normal:** neste caso dispõe-se dos projectos iniciais incompletos e especificações originais relativas aos materiais e efectuaram-se inspecções e testes limitados ou extensos. Devem adoptar-se factores de confiança com valor $CF=1,20$ e é possível recorrer a qualquer tipo de análise.
- **Total:** conhecimento apoiado no projecto e testes de materiais originais, bem como, em inspecções e testes limitados ou abrangentes. É possível utilizar factores de confiança de valor $CF=1,00$ e poder-se-á recorrer a qualquer tipo de análise.

Quadro 2: Nível de conhecimento da estrutura [5]

Conhecimento	Inspecções	Testes	Factor de Confiança	Análises
Limitado	20% dos elementos	1 amostra por piso	1,35	Linear
Normal	50% dos elementos	2 amostra por piso	1,20	Todas
Total	80% dos elementos	3 amostra por piso	1,00	Todas

Caso sejam identificadas deficiências localizadas nos elementos estruturais há que as considerar para efeito de modelação da estrutura. Nomeadamente, se existirem perdas localizadas de rigidez devido a fendilhação excessiva ou degradação do betão, dever-se-á definir para as secções afectadas uma nova rigidez que contabilize esse efeito. Por exemplo, poder-se-á assumir o valor da rigidez secante do ponto correspondente no diagrama momentos-curvatura, ou mais simplificada, metade da rigidez inicial.

3.3 Avaliação

Os resultados da acção sísmica devem ser combinados com as outras acções da seguinte forma [6]:

$$\sum_{j \geq 1} G_{K,j} + P + A_{E,d} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (1)$$

Em que:

$G_{k,j}$ – valor característico das cargas permanentes;

P – valor característico do pré-esforço relevante;

$A_{E,d}$ – valor de dimensionamento da acção sísmica

$Q_{k,i}$ – valor característico da acção variável i ;

$\psi_{2,i}$ – valor do factor quase-permanente da acção variável i , que deve assumir, para edifícios de residência e escritórios, o valor 0,3.

Segundo o EC8 – Parte 3, para a análise sísmica de edifícios antigos e de edifícios reforçados, poderão ser utilizados métodos lineares e não lineares. Estes últimos permitem definir a curva de comportamento da estrutura e, como tal, obter uma resposta pormenorizada e muito mais aproximada do seu comportamento real. Todavia são de maior complexidade e requerem uma grande quantidade de dados, sendo a sua utilização limitada a casos em que a estrutura é bem conhecida. Abordar-se-ão apenas os métodos lineares de análise, por serem considerados de utilização mais abrangente. Os métodos em questão são os seguintes:

- Método das forças laterais;
- Método do espectro de resposta modal;
- Método de aproximação por factor- q (tipo coeficiente de comportamento);

Os dois primeiros métodos têm como base a utilização do espectro de resposta horizontal elástica. Por seu turno, o método do factor- q recorre ao espectro de resposta de projecto. Ambos os espectros de resposta constam do EC8 – Parte 1. Ao contrário dos outros tipos de análise, o método do factor- q tem em conta a não-linearidade da resposta da estrutura, utilizando um factor de redução (q) da acção. Este factor deve assumir o valor $q=1,5$ para estruturas de betão armado e de $q=2,0$ para estruturas metálicas. No entanto, a utilização deste método é desaconselhada para verificação do ELQC. A razão dessa recomendação prende-se com a necessidade de evitar roturas frágeis.

Os métodos lineares aconselhados para verificação do ELQC recorrem a uma acção sísmica não minorada e bastante gravosa. No entanto, a verificação dos elementos dúcteis é realizada em termos de deformação, sendo que se admite como capacidade de deformação a soma da parcela elástica com a parcela plástica. Sendo assim, para elementos dúcteis pressupõe-se um comportamento não linear da estrutura, enquanto que elementos frágeis, condicionados por roturas de esforço transversal, deverão ter a capacidade de suportar os sismos em regime elástico.

Tanto o método das forças laterais como o da resposta modal são definidos no EC8 – Parte 1. Como o próprio nome indica, a análise por forças laterais corresponde a simular a acção de um sismo com um sistema de forças horizontais aplicado ao longo da estrutura. A utilização deste método fica limitada a estruturas regulares e com resposta condicionada apenas pelos modos de vibração fundamentais.

Para além do estipulado em termos de critérios de aceitabilidade no EC8 – Parte 1 para os métodos lineares, o EC8 – Parte 3 acrescenta a seguinte regra: encontrar a relação $\rho_i = D_i/C_i$ para todos os elementos dúcteis, sendo D_i a exigência (esforço retirado da análise) e C_i a resistência (esforço resistente com base em valores médios não afectados dos factores de confiança) do elemento i . Com base nos valores de ρ_i dever-se-á encontrar ρ_{\max} e ρ_{\min} para todos os $\rho_i > 1$ e verificar que a relação $\rho_{\max} / \rho_{\min}$ não excede um valor entre 2 a 3.

Esta regra adicional está coerente com a necessidade de compreender e controlar o comportamento da estrutura. A sua aplicação é uma forma de garantir que todos os elementos dúcteis se encontram a funcionar em regime plástico (exigência superior à capacidade elástica, $\rho_i > 1$), têm um comportamento semelhante e formam rótulas plásticas em períodos não muito desfasados no tempo. Desta forma não existem grandes assimetrias de comportamento na estrutura. Caso não se verifique o critério, assume-se desde então a necessidade de reforço da estrutura ou, então, o recurso a métodos não lineares de análise.

A verificação da segurança da estrutura é realizada comparando a exigência resultante da acção sísmica com a capacidade dos elementos. Esta capacidade deverá ser calculada com base nos valores médios das propriedades dos materiais divididos pelos factores de confiança. A resistência a verificar varia com o EL da seguinte forma [5]:

- **ELQC**: deformações últimas para elementos dúcteis e esforços últimos para elementos frágeis;
- **ELDS**: deformações relacionadas com danos para elementos dúcteis e esforços estimados conservativamente para elementos frágeis;
- **ELLD**: esforços de cedência para elementos dúcteis e frágeis e capacidade média de deslocamento das paredes de enchimento.

As fórmulas de cálculo das capacidades de deformação última (eq. 2) ou esforço transversal resistente (eq. 3) podem ser encontradas no Anexo A do EC8 – Parte 3. Trata-se de fórmulas semi-empíricas desenvolvidas para acções cíclicas, distintas das utilizadas no Eurocódigo 2. Destacam-se as mais importantes [5]:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot 0,016 \cdot (0,3^v) \cdot \left[\frac{\max(0,01;\omega)}{\max(0,01;\omega)} \cdot f_c \right]^{-0,225} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,350} \cdot 25^{\left(\frac{q_{p,0} \cdot f_w}{f_c} \right)} \cdot (1,25^{100\rho_i}) \quad (2)$$

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left[\frac{h-x}{2 \cdot L_v} \cdot \min(N; 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(5; \mu_N^pl)) \cdot \left[0,16, \max(0,5; 100\rho_{tot}) \cdot \left(1 - 0,16 \cdot \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \sqrt{f_c A_c + V_w} \right] \right] \quad (3)$$

Para o ELQC e ELDS a exigência nos elementos dúcteis em termos de rotação é obtida do modelo elástico para o valor da rotação da sua corda. Nos elementos frágeis a verificação da segurança deverá ser realizada obtendo a exigência por meio de equações de equilíbrio entre os elementos dúcteis e os elementos ou mecanismos frágeis e pode assumir os seguintes valores:

- A exigência D obtida da análise, se $\rho = D/C \leq 1$, sendo C a capacidade em valores médios do elemento dúctil (parte superior do esquema da Figura 1).
- O valor da capacidade C do elemento dúctil, se para o mesmo C e D , $\rho > 1$. O valor C é calculado com base nos valores médios das propriedades multiplicados pelo factor de confiança (parte inferior do esquema da Figura 1).

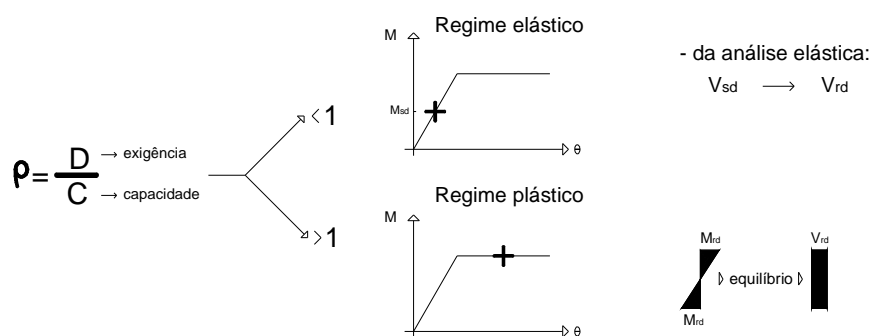


Figura 3 – Definição da exigência no elemento frágil

Esta regra de verificação de segurança estabelece a utilização dos princípios do “Capacity Design”. No fundo, trata-se da manipulação da relação resistência/acção sísmica com vista ao controlo do comportamento estrutural, conseguida com o recurso a equações de equilíbrio. Pretende-se e consegue-se assim que as roturas não sejam frágeis mas sim dúcteis com dissipação de energia.

3.4 Redução da Acção

Nalguns casos, pode ser económica ou tecnicamente difícil atingir em edifícios antigos ou reforçados o nível de segurança proposto em Portugal que corresponde a um período de retorno de 3000 anos, ou seja, a uma aceleração de $2,7 \text{ m/s}^2$ para o sismo tipo 1 (Zona A). Este regulamento considera que a acção deve ser verificada para uma vida útil da estrutura de 50 anos. Muitas vezes, no projecto de reforço, este tempo de vida útil pode ser despropositado, não só por ser idêntico ao de uma estrutura nova, mas também porque, muitas vezes, já foi ultrapassado nas estruturas antigas que se pretendem reforçar. Uma solução para tornar a acção menos condicionante passa por definir um coeficiente redutor da acção, em função do tempo de vida útil restante da estrutura. Seguidamente apresenta-se a fórmula proposta com este fim pelo antigo EC8 – Parte 4 (ENV 1998-1-4):

$$\alpha = e^{\log\left(\frac{L_{i,res}}{L_i}\right)} \quad (4)$$

Em que:

α – coeficiente redutor da acção;

L_t – período de vida útil de referência, habitualmente 50 anos;

$L_{t,res}$ – período de vida útil residual.

Outros regulamentos como, por exemplo, o dos Estados Unidos propõem que a verificação da segurança de estruturas de edifícios existentes seja efectuada para uma probabilidade de excedência de 10% em 50 anos de vida da estrutura.

Para além de todas essas considerações, para efeitos de análise do sucesso da solução de reforço definida, interessa determinar a probabilidade de excedência da acção para o tempo de vida útil que o dono de obra pretende definir para a sua estrutura. No regulamento utilizado, essa probabilidade é correspondente a um período de retorno de 3000 anos, ou seja, 1,6% para 50 anos. Interessa então saber relacionar probabilidades com período de retorno:

$$P_f = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{L_t} \quad (5)$$

Em que:

P_f – probabilidade de não excedência da acção;

T [anos] – período de retorno considerado;

L_t [anos] – período de vida útil.

Nos casos em que seja inviável alcançar os níveis de segurança regulamentar, é necessário determinar a probabilidade de ocorrência da acção em função da intensidade para a qual se garante a segurança da estrutura. Tal pode ser conseguido com recurso a análises estatísticas. O EC8 – Parte 1 apresenta uma fórmula que permite calcular a variação de probabilidade em função da variação da acção [6]:

$$H(a_{gr}) = k_o \times a_{gr}^{-k} \quad (6)$$

Sendo k_o e k duas constantes que dependem da acção sísmica do país em causa, H a taxa de excedência e a_{gr} a aceleração de pico para o solo do tipo A. Estas constantes podem ser calculadas com base em dois pares de período de retorno/acção conhecidos. Esse cálculo foi efectuado e obteve-se a seguinte fórmula, apresentada agora de forma mais intuitiva:

$$\begin{aligned} P(50anos) = 4.86\% \rightarrow T = 975anos \rightarrow a_{gr} = 1,8m/s^2 \\ P(50anos) = 1.66\% \rightarrow T = 3000anos \rightarrow a_{gr} = 2,7m/s^2 \end{aligned} \quad (7)$$

$$\frac{P_1}{P_2} = \left(\frac{a_1}{a_2}\right)^{-2.66} \quad \text{ex: } \frac{P_1}{1.66} = \left(\frac{1.8}{2.7}\right)^{-2.66} \Rightarrow P_1 = 4.86\% \quad (8)$$

Em que:

P_1 e P_2 – probabilidade de excedência da acção (P_1 é o valor desejado);

a_1 e a_2 [m^2/s] – aceleração de pico corresponde às probabilidades de excedência.

Os gráficos que de seguida se apresentam resultam da aplicação da equação 8, usando por base o par probabilidade/acção regulamentar (1.66% / 2.7m/s²).

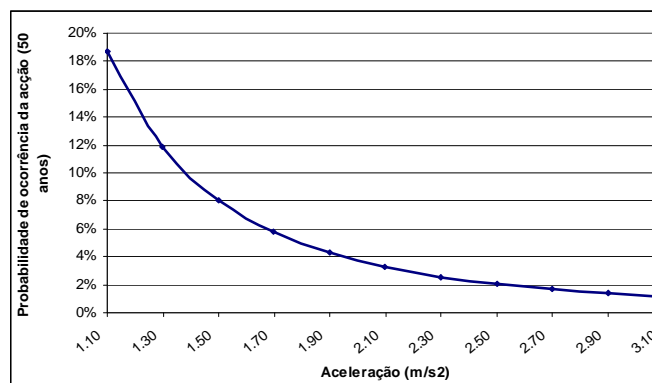


Figura 4 – Gráfico da probabilidade de ocorrência da acção em 50 anos

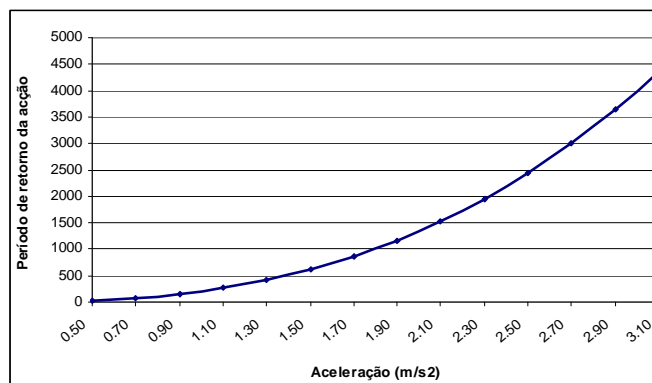


Figura 5 – Gráfico do período de retorno da acção

4. CASO DE ESTUDO

4.1 Apresentação do Edifício

O edifício em estudo localiza-se em Lisboa e a sua construção data de 1956. Apresenta uma área de implantação de 488 m², sendo constituído por uma cave e sete pisos superiores, o último dos quais é recuado. O regulamento utilizado durante a concepção do edifício foi o RBA (1935). Em 1963, projectou-se e construiu-se um novo andar, o sétimo, recuado em relação aos existentes.

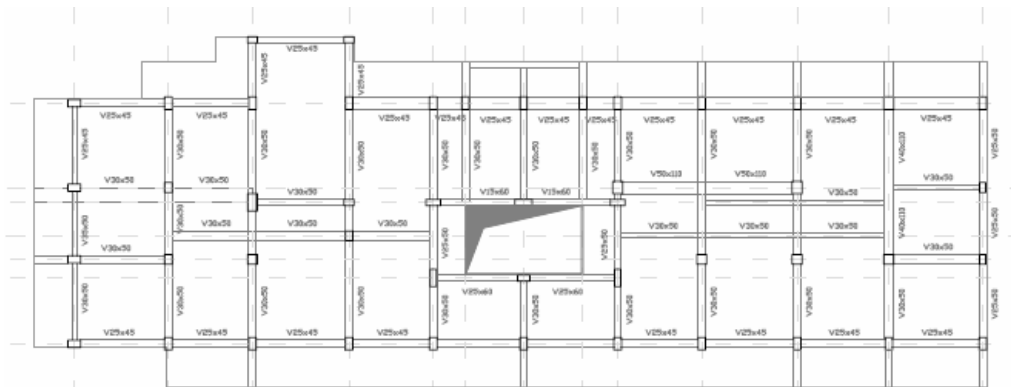


Figura 6 – Planta do edifício em estudo

4.2 Avaliação Sísmica

Dados conhecidos:

Acerca do edifício possui-se, como informação base, as plantas de arquitectura, as pormenorizações dos elementos estruturais, os cálculos de estabilidade e a memória descritiva constantes do projecto original. Para efeitos de realização deste estudo, ficticiamente, assume-se a realização de inspecções a 50% dos elementos, isto é, uma inspecção extensa ao edifício e testes a 2 amostras de materiais por piso, ou seja, testes extensos aos materiais. Da conjugação de todos estes dados assume-se um nível normal de conhecimento do edifício. Sendo assim, o factor de confiança a utilizar é $CF=1,2$ e é possível o recurso a qualquer método de análise.

Em concordância com o EC8 – Parte 3, estas são as características da estrutura que é necessário conhecer para realizar o seu reforço:

- O sistema estrutural é do tipo pórtico de betão armado. É um edifício regular, com a excepção do último piso, que não cumpre os critérios de regularidade em altura, uma vez que apresenta uma redução de área de 46% em relação ao piso inferior (o limite é de 20%).
- O edifício possui fundações directas, do tipo sapata isolada por cada pilar. Ao nível da cave apresenta, no seu perímetro, paredes de contenção assentes em sapatas contínuas.
- A classe do solo é do tipo B – neste caso argila de consistência média com uma espessura na ordem das dezenas de metros.
- As secções dos elementos estruturais são idênticas às presentes nos desenhos do projecto. O material que as constitui apresenta boas condições de conservação, sem evidências de fendilhação excessiva, corrosão das armaduras ou deterioração da camada de recobrimento. Todos os elementos encontram-se protegidos por pintura ou

revestimento de pedra. De acordo com o definido no projecto, a estrutura é constituída por betão B25 ($f_c=20$ MPa) e armaduras A235 ($f_{sy}=235$ MPa).

- O material utilizado na construção não evidencia deficiências na sua constituição, concepção ou aplicação em obra. Os elementos estruturais foram dimensionados e pormenorizados de acordo com os princípios regulamentares (do RBA) e com a prática corrente na época, apresentando as seguintes deficiências:
 - Pilares fracamente cintados. A única armadura transversal presente serviu para pouco mais do que para funções construtivas;
 - Ligeira variação da secção dos pilares em altura;
 - Má interligação dos elementos, sendo que os nós de ligação não foram sequer pormenorizados a nível de projecto;
 - Comprimento insuficiente de amarração das armaduras superiores das vigas;
 - Laje de pequena espessura ($h=0.10$ m), com reduzida rigidez no plano;
 - De modo geral, não foram adoptadas regras que garantam o comportamento dúctil, global ou local, da estrutura: não foi realizada uma cintagem das secções críticas dos elementos, os pilares encontram-se mais sujeitos a rotura do que as vigas, a rotura por esforço transversal é condicionante para todos os pilares, não foram limitadas taxas de armadura para evitar roturas frágeis pelo betão.
- O dimensionamento da estrutura não contemplou nenhuma análise sísmica, fruto da não existência à época de regulamentação adequada. O único aspecto do projecto que dota a estrutura de alguma capacidade para resistir a acções horizontais foi o cumprimento da regra do RBA que garantia que os pilares tivessem armadura longitudinal mínima em função da sua secção.
- O edifício encontra-se ocupado por escritórios e é de categoria B (edifícios de escritório $\psi_0=0.7$, $\psi_1=0.5$ e $\psi_2=0.3$).
- O edifício não apresenta danos estruturais dignos de assinalar e nunca sofreu alterações ou reparações significativas, para além da construção de um piso extra e de uma reabilitação das fachadas realizada recentemente.

Modelação e análise

Conhecendo a constituição e propriedades da estrutura foi possível efectuar a sua modelação. A necessidade de um elevado grau de conhecimento do seu comportamento exige uma modelação tridimensional com recurso a um programa de cálculo automático, neste caso o SAP2000. A modelação dos diferentes elementos da estrutura não apresentou nenhum aspecto relevante ou que fuja ao habitual para estruturas novas e que mereça ser referido.

Uma vez que a estrutura se encontrava correctamente modelada, o método de análise escolhido foi o dinâmico com espectro de resposta do DNA do EC8 – Parte 1 [4]. Desta forma foi possível conhecer o comportamento dinâmico da estrutura, nomeadamente os seus modos de resposta, e considerar o efeito gravoso da torção. A estrutura possui uma frequência fundamental de 0,83 Hz, correspondente a um período de 1,21 segundos. Verificou-se que o sismo tipo 2 era o mais condicionante para a sua segurança, razão pela qual se adoptaram

combinações deste sismo para a sua avaliação, bem como, para o dimensionamento da solução de reforço.

Existem vários métodos para quantificar a capacidade de um edifício suportar um sismo. O método adoptado, o que se encontra no EC8 – Parte 3, é bastante complexo quando comparado, por exemplo, com uma simples análise das forças de corte basal ou dos momentos resistentes dos pilares da base. Todavia, as vantagens que apresenta – conhecimento bastante preciso do comportamento da estrutura e das suas carências – justifica a sua adopção. Devido ao nível de complexidade envolvido, antes de avançar com a análise propriamente dita, é recomendável a preparação de uma folha de cálculo, que, mediante a introdução de alguns dados, proceda à avaliação automática da estrutura.

Na análise do edifício em questão, a folha de cálculo que se realizou em EXCEL, recebe como *input* as dimensões da secção dos elementos, a sua altura/comprimento, a área de armadura longitudinal e transversal e seu espaçamento e diâmetro. Fizeram-se corresponder a estes dados a *label* do elemento barra do modelo e a *label* do seu nó de extremidade. Assim, com uma rotina básica, neste caso em Visual Basic, que identifica e copia esforços condicionantes e deslocamentos relativos, foi possível realizar toda a análise directamente da listagem de dados que resulta do SAP2000. Isto é, com a devida preparação e recurso a ferramentas informáticas, é possível correr vários modelos diferentes, em que a análise, embora complexa, resulta praticamente automática e com pouca perda de tempo. Esta situação é bastante vantajosa quando se trata da concepção de sistemas de reforço a qual, devido à imprevisibilidade da interacção entre elementos antigos e novos, acaba por ser sempre iterativa e, quantas mais iterações se correrem, mais económica será a solução final.

Como *output* da folha de cálculo obtêm-se a capacidade de rotação última do elemento e o seu esforço transversal resistente, bem como a verificação da segurança face às exigências resultantes da acção sísmica. Caso a capacidade fique aquém da exigência, o grau de deficiência vem expresso sob a forma de percentagem em falta, relativamente à capacidade. O cálculo das capacidades foi efectuado de acordo com as fórmulas do EC8 – Parte 3. Também a verificação dos elementos frágeis foi efectuada de acordo com o estipulado no regulamento, isto é, com a exigência dependente do elemento dúctil. Definiu-se, para tal, que os mecanismos dúcteis correspondem aos esforços de flexão e os frágeis ao esforço transversal. Por fim, outro *output* é o valor do ρ ($\rho = D_i/C_i$) e a verificação da regra que limita o máximo valor (de 2 a 3) para a relação entre ρ_{\max} e ρ_{\min} .

A análise dos dados resultantes da primeira avaliação sísmica do edifício, embora não tenha constituído uma verdadeira surpresa, permitiu abarcar a real dimensão da deficiência global de que padece a estrutura deste edifício. O que se concluiu foi que alguns pilares não têm a capacidade de acompanhar a deformação imposta pela acção regulamentar e raros são os capazes de suportar o esforço transversal actuante. Mais concretamente, 16% não suportam a deformação e 83% o esforço transversal. Como se observou, as deficiências são especialmente graves a nível do esforço transversal, sendo a média total dessa insuficiência dos elementos de 31%, com variados pilares a apresentarem deficiências superiores a 80%. Para agravar o problema, os pilares apresentam comportamentos muito diferenciados entre si, com uma relação ρ_{\max}/ρ_{\min} de 10, não se verificando sequer os critérios de aceitabilidade do método.

Uma questão a ser definida prendeu-se com a necessidade de definir um critério de verificação global da segurança da estrutura. Isto é, recorrendo apenas a uma solução de reforço global, seria virtualmente impossível verificar deformações e esforço transversal em todos os pilares (especialmente se se mantiver em atenção a vertente económica e arquitectónica do reforço). A opção tomada foi definir que uma deficiência média global inferior a 5% não corresponderia ao colapso da estrutura, desde que nenhum pilar na base apresentasse problemas (isto é, verifica-se indirectamente o esforço de corte basal). É possível aceitar um nível de carência na ordem dos 5% porque para os pilares cujas capacidades se encontrarem significativamente abaixo das exigências, definir-se-ão soluções de reforço local.

Tendo como base uma amostra de elementos estatisticamente significativa e com base num processo iterativo concluiu-se que o edifício no seu estado actual verifica a segurança apenas para 25% da acção regulamentar. Esta acção apresenta uma probabilidade de excedência em 50 anos de 69%. Se existissem mais informações sobre o edifício seria possível reavaliar a segurança sísmica do edifício com base numa análise não linear.

Uma solução de reforço global baseada na introdução de paredes de betão armado em pórticos da fachada e no núcleo de escadas permite garantir a verificação da segurança para uma acção 25% inferior à regulamentar a que corresponde uma probabilidade de excedência de 3,6%, para um período de vida útil de 50 anos. Poderá fazer sentido efectuar a verificação da segurança para um tempo de vida útil reduzido, por exemplo, de 30 anos. Nesse caso a probabilidade de excedência é de 2,1% (período de retorno de 1400 anos). Para as condições originais do edifício é legítimo afirmar que houve uma melhoria significativa na segurança sísmica, atingindo-se valores estatísticos bastante satisfatórios.

4.3 Conclusões

Este exemplo julga-se ser característico dos edifícios construídos em Portugal no período de 1960-1980, constatando-se assim que a sua capacidade para suportar a acção sísmica será bastante inferior a 50% em relação ao que é actualmente exigido.

A intervenção de reforço sísmico neste tipo de estruturas poderá não exigir os actuais níveis de segurança para viabilizar técnica e economicamente tal intervenção. A possibilidade de se considerar o período de vida residual permite reduzir o nível da acção.

5. REFERÊNCIAS

- [1] – *Censos 2001*; Instituto Nacional de Estatística.
- [2] – CARVALHO, E. C.; COELHO, Ema; CAMPOS-COSTA, A.; SOUSA, M.L.; CANDEIAS, P.; *Classificação Tipológica do Parque Habitacional de Portugal Continental para o Estudo da sua Vulnerabilidade Sísmica*; 5º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica; 2001.
- [3] – LARANJA, Roberto, BRITO, Jorge; *Avaliação da Segurança em Estruturas Existentes de Betão Armado – 1ª Parte: Quantificação das Acções*; Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas nº52; LNEC; Setembro de 2003.
- [4] – *Pré-Norma Portuguesa – Documento Nacional de Aplicação do Eurocódigo 8 – Disposições para Projecto de Estruturas Sismo-Resistentes, Parte 1-1 – Regras Gerais, Acções Sísmicas e Requisitos Gerais para as Estruturas (NP ENV 1998-1-1)*; LNEC; 2000.
- [5] – *Versão Final da Norma Europeia – Eurocódigo 8 – Disposições para Projecto de Estruturas Sismo-Resistentes, Parte 3 – Avaliação e Reforço de Edifícios (prEN 1998-3)*; Comité Europeu Para a Normalização; 2004.
- [6] – *Versão Final da Norma Europeia – Eurocódigo 8 – Disposições para Projecto de Estruturas Sismo-Resistentes, Parte 1 – Regras Gerais, Acção Sísmica e Regras para Edifícios (prEN 1998-1)*; Comité Europeu Para a Normalização; 2003.