

FIABILIDADE ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS EXISTENTES DE BETÃO ARMADO SEM DIMENSIONAMENTO SISMORRESISTENTE

Romain Sousa

Bolseiro de Investigação
Laboratório Nacional de
Engenharia Civil

Alfredo Campos Costa

Investigador Principal
Laboratório Nacional de
Engenharia Civil

Aníbal Costa

Professor Catedrático
RISCO, DECivil,
Universidade de Aveiro

Paulo Candeias

Investigador Auxiliar Convidado
Laboratório Nacional de
Engenharia Civil

SUMÁRIO

Até à introdução e disseminação do atual regulamento de dimensionamento sismorresistente em 1983, o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), a generalidade dos edifícios de betão armado eram dimensionados para resistir apenas a cargas gravíticas. O presente estudo pretende caracterizar o comportamento sísmico destes edifícios bem como quantificar a fiabilidade estrutural quando avaliados à luz do Eurocódigo 8 - Parte 3.

Por forma a criar um contexto representativo desta classe de edifícios, foram gerados centenas de modelos numéricos que refletem as principais características geométricas e mecânicas dos materiais, e que obedecem às regras e disposições construtivas definidas nos regulamentos nacionais anteriores à introdução do RSA. A análise probabilística dos resultados obtidos para os níveis de perigosidade associados às diferentes regiões do território nacional fornece indicações de quais as combinações edifícios/zonas sísmicas que apresentam uma maior vulnerabilidade face à ação sísmica.

ABSTRACT

Until the introduction and dissemination of the current seismic design code in 1983, the Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSA), reinforced concrete buildings were in general designed to withstand only gravitational loads. The present study aims to characterize the seismic behavior of these buildings as well as to quantify the structural reliability when evaluated according with the Eurocode 8 - Part 3

In order to create a representative context of this class of buildings, hundreds of numerical models were generated, reflecting the main geometric and mechanical characteristics of the materials and following the design rules defined in the national regulations prior to the introduction of the RSA. The probabilistic analyses of the results obtained for the different hazard levels found in Portugal provide indications of the combinations of buildings classes / seismic zones that are more vulnerable to the seismic action.

PALAVRAS-CHAVE: Fiabilidade estrutural, Comportamento sísmico, Edifícios existentes, Betão armado

1. INTRODUÇÃO

O risco sísmico em Portugal tem sido documentado ao longo dos últimos anos através de diversos estudos, *e.g.* [1] ou [2]. Além de refletir a significativa perigosidade sísmica existente em regiões com alguma densidade populacional, nomeadamente o Algarve e as zonas de Lisboa e Vale do Tejo, este risco sísmico também reflete as debilidades estruturais decorrentes do facto da maioria do edificado em Portugal ter sido dimensionado sem considerar a ação sísmica. Com base no gráfico apresentado na Fig. 1, que estratifica os edifícios existentes em Portugal por década de construção, estima-se que cerca de 50 % a 70 % desses edifícios tenham sido construídos antes da introdução e disseminação do atual regulamento de dimensionamento sismorresistente de 1983, o Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes [3].

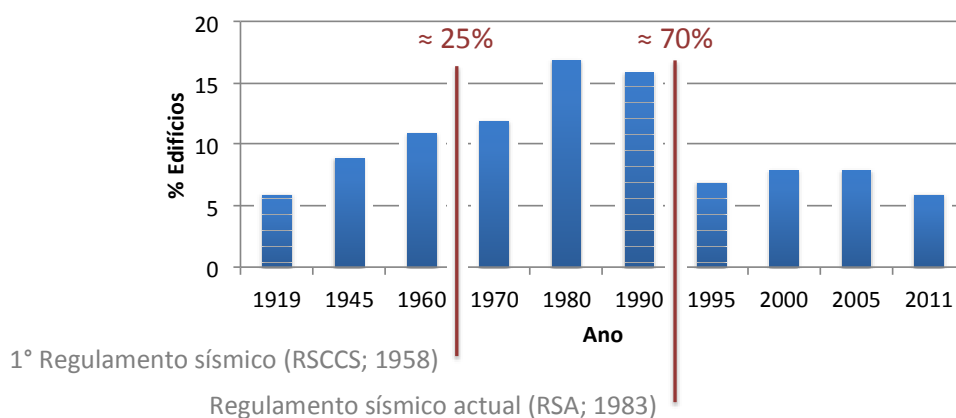


Fig. 1 - Evolução da construção de edifícios de betão armado ao longo do último século com a introdução da regulamentação de dimensionamento sismorresistente em Portugal

O presente estudo pretende caracterizar o comportamento sísmico de edifícios de betão armado sem dimensionamento sísmico bem como quantificar a fiabilidade estrutural quando avaliados à luz da NP EN 1998-3, 2017 [4], que estabelece procedimentos com vista à avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes.

As análises de fiabilidade apresentadas neste artigo foram desenvolvidas no âmbito de um trabalho mais alargado e que visa a definição de metodologias expeditas de avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes. Os resultados globais deste trabalho podem ser consultados em [5]. Neste documento são apresentados apenas os resultados das análises de fiabilidade estrutural, e que fornecem indicações sobre o comportamento estrutural previsível dos edifícios dimensionados sem disposições sísmicas, bem como as suas principais debilidades face à ação sísmica regulamentar.

2. CARACTERIZAÇÃO DOS EDIFÍCIOS DE BA SEM DIMENSIONAMENTO SISMORRESISTENTE

Por forma a ter uma amostra significativa do edificado português, foram gerados 1200 edifícios de betão armado (4 grupos, com 300 cada um, com 1, 2, 3 e 4 pisos) que conduziram a 2400 modelos numéricos (considerando as análises segundo as duas direções principais). Foram considerados apenas edifícios com menos de 5 pisos dado que, de acordo com o Censos de 2011 [6], estes representam aproximadamente 97 % dos edifícios em Portugal.

Dada a dimensão da amostra de edifícios analisados, foi desenvolvido um algoritmo em Matlab [7] que permite dimensionar automaticamente a estrutura dos edifícios 3D considerados. Após uma revisão da literatura, foram estabelecidos os parâmetros necessários com base nas distribuições estatísticas destas propriedades, os quais possibilitam proceder ao dimensionamento automático dos edifícios.

Os principais elementos da estrutura resistente (i.e. pilares, vigas e laje) foram dimensionados com base nas disposições estabelecidas no RBA [8], REBA [9] e REBAP [10], admitindo procedimentos convencionais adotados antes da disseminação de métodos de cálculo automático. A escolha destes regulamentos prende-se com o objetivo de simular o comportamento de edifícios existentes dimensionados apenas para cargas gravíticas, sem disposições sismorresistentes.

Por forma a criar um contexto mais diversificado do parque habitacional, a base de dados de edifícios contempla ainda edifícios que apresentam uma sobrerresistência para as cargas gravíticas e, portanto, uma maior resistência a cargas laterais, resultante de um aumento de secção e de armaduras longitudinais dos pilares.

É importante notar que o dimensionamento das estruturas não contemplou qualquer disposição construtiva para atender a ações sísmicas. Uma descrição mais detalhada dos critérios de dimensionamento adotados bem como dos modelos numéricos considerados pode ser consultado em [11].

2.1. Propriedades geométricas

A configuração em planta dos edifícios foi definida considerando uma matriz de base com 5 e 3 vãos iguais em cada direção ortogonal. O comprimento dos vãos em cada direção (L_x e L_y) é variável e foi estabelecido com base nos dados obtidos por [12] e [13] após inspeções em cerca de 300 edifícios. Os mesmos autores constataram ainda que a altura média do primeiro piso (H_1) é de 3.2 m, com um coeficiente de variação (CV) de 10 %, enquanto para os restantes pisos (H_n) este valor é de 2.8 m com um CV = 6 %. Para ambas as alturas, os seus valores foram simulados aleatoriamente de acordo com distribuições normais truncadas cujo valor mínimo é de 2.5 m e máximo de 5 m e 4 m para o primeiro e restantes pisos, respetivamente.

2.2. Propriedades dos materiais

A resistência média do betão (f_{cm}) foi definida de acordo com [12] onde é proposto um valor de 23.8 MPa com um CV = 49 %. O mesmo autor verificou ainda que após o aparecimento do RSA, os aços A400 e A500 tendem a ser usados com idêntica frequência nas armaduras. No entanto, para períodos anteriores a esta data, deve ser igualmente considerada a presença do aço A235 (A24) e uma distribuição alternativa da utilização dos três tipos de aço em que 50% corresponde a A400 (A40), 25 % a A500 e 25 % ao A235.

De acordo com [13], a percentagem de armadura longitudinal (ρ_l) média observada em 500 pilares dos edifícios inspecionados é de apenas 0.608%, com um CV = 32.4 %. Este valor reduzido pode ser explicado pelo facto de tanto o REBA como o REBAP admitirem percentagens mínimas de armadura longitudinal de 0.4 % (para aço A24 ou A235) e 0.3 % (para aço A400 e A500) se a área de betão for suficiente para resistir ao esforço normal de cálculo. Contudo, num estudo realizado pelos autores deste documento com base nos dados de um levantamento de mais de 500 pilares de edifícios existentes que abrangem diferentes épocas construtivas (de 1950 a 2000), observaram-se valores consideravelmente superiores, obtendo-se um valor médio próximo de 1.27 % e um CV = 40 %. Assim, o dimensionamento da armadura longitudinal foi efetuado admitindo que a percentagem de armadura longitudinal varia entre 0.5 % e 3.5 %, sendo o valor médio igual a 1 % e o CV = 40 %.

2.3. Ações gravíticas

A definição das ações para o pré-dimensionamento para cargas gravíticas foi efetuada com base num valor médio de peso próprio (G) de 8 kN/m² que resulta da consideração de:

- 3.5 kN/m² para o peso da laje;
- 1.5 kN/m² para o peso das paredes divisórias;
- 1.0 kN/m² para o peso dos revestimentos;
- 2.0 kN/m² para o peso dos pilares e vigas.

De forma a considerar alguma dispersão dos valores de pré-dimensionamento do peso próprio admitiu-se uma distribuição normal com o valor médio indicado e com um desvio padrão de 1 kN/m², limitando porém os seus valores a um mínimo de 6 kN/m² e um máximo de 10 kN/m². Este carregamento considerou ainda uma componente variável (*Q*) igual a 2 kN/m² correspondente a uma utilização do tipo habitação. Esta opção tem por base os referidos dados do Censos 2011 [6], segundo os quais apenas 0.7 % dos edifícios da categoria considerada envolvem uma utilização principalmente não residencial.

2.4. Resumo das propriedades consideradas

A Tabela 1 apresenta um resumo das propriedades consideradas na simulação das estruturas analisadas. Estas propriedades são sorteadas na fase que antecede o dimensionamento e são mantidas constantes para os diferentes elementos de cada edifício. É importante notar que as propriedades foram sorteadas apenas para a definição de um grupo de 300 edifícios todos com o mesmo número de pisos, sendo que os restantes 900 apresentam as mesmas propriedades excetuando, naturalmente, o número de pisos. Esta opção foi tomada com o intuito de garantir que as diferenças de comportamento entre edifícios com diferentes números de pisos não refletem eventuais variações das suas propriedades. Na Tabela 1 são ainda indicados os estudos que permitiram definir as distribuições normais truncadas usadas para simular algumas destas propriedades, indicando-se ainda a média, o coeficiente de variação (CV) e os limites de truncatura (A e B) admitidos.

Tabela 1. Distribuições estabelecidas para as diferentes propriedades dos edifícios considerados

Variáveis	Média	CV (%)	A	B	Referências
G (kN/m ²)	8	12.5	6	10	-
H ₁ (m)	3.2	10	2.5	5	
H _n (m)	2.8	6	2.5	4	[12] e [13]
L _{Pórtico} (m)	4.4	16	2.5	6.5	
f _{cm} (MPa)	23.8	49	18.0	36.0	[12]
f _{yk} (MPa)	235/400/500	-	-	-	
ρ _l (%)	1	40	0.3	3.5	[13] *

G – Peso próprio

H₁ – Altura do primeiro pis

H_n – Altura dos pisos acima do primeiro

L_{Pórtico} – Comprimento dos vãos segundo as direções X e Y

f_{cm} – Valor médio da tensão de rotura do betão à compressão

f_{yk} – Valor característico da tensão de cedência das armaduras

ρ_l – Taxa total da armadura longitudinal

CV – Coeficiente de variação

A, B – Limite inferior e superior das distribuições truncadas

* Os valores apresentados para a taxa de armadura longitudinal refletem também os resultados obtidos pelos autores deste estudo com base na análise de edifícios existentes.

Os valores de truncatura adotados refletem, de um modo geral, os valores extremos apresentados nos diferentes estudos. No entanto, no caso do betão foram adotados valores mais próximos do valor médio uma vez que este parâmetro é fundamental para a definição

das secções dos pilares. Durante o dimensionamento de um edifício, a obtenção de um betão com uma tensão resistente de compressão muito baixa vai conduzir a uma secção muito robusta, uma vez que a secção do pilar depende apenas do esforço axial atuante e da tensão resistente do betão. Esta situação, assim como a que resultaria de um betão com uma tensão resistente muito elevada, não é expectável e, por esta razão, os valores médios da tensão de rotura à compressão do betão encontram-se limitados entre 18 MPa e 36 MPa.

3. ANÁLISE DE FIABILIDADE ESTRUTURAL

Como referido anteriormente, os resultados apresentados neste documento enquadram-se num estudo mais vasto que visa a definição de métodos expeditos para a avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes de betão armado. Neste estudo propõe-se que as metodologias expeditas assegurem o mesmo nível de fiabilidade estrutural para diferentes graus de perigosidade sísmica em Portugal, bem como um nível de segurança inversamente proporcional ao nível de complexidade das mesmas, tendo como referência os procedimentos definidos em [4]. Nas secções seguintes é apresentada a metodologia considerada para a estimativa da fiabilidade estrutural dos edifícios à luz dos critérios definidos em [4], assim como uma análise das principais vulnerabilidades encontradas nos edifícios de betão armado.

3.1. Probabilidade anual de excedência

A determinação da probabilidade anual de excedência de determinado estado limite de dano, DS , da resposta da estrutura, $P(DS \geq ds)$, baseia-se na formulação clássica da teoria da fiabilidade estrutural ([14] e [15]), que preconiza que determinado estado limite de dano é ultrapassado quando as exigências estruturais máximas, E , induzidas pela ação do sismo, excedem a capacidade resistente da estrutura, C , o que se traduz pela expressão seguinte:

$$P_{\text{dano}} = P_{\text{anual}}(E \geq C) = \int_0^{+\infty} P_{\text{anual}}(E \geq C | C = a) P(C = a) da = \int_0^{+\infty} [1 - F_E(a)] f_c(a) da \quad (1)$$

em que $F_E(a)$ é a função cumulativa da distribuição de probabilidades anuais de não-excedência de um determinado valor de exigência estrutural e $f_c(a)$ é a função densidade de probabilidade da capacidade estrutural expressa em termos da aceleração espectral horizontal da estrutura a .

3.2. Definição da capacidade do edifício

No âmbito do estudo cujo objetivo é avaliar a capacidade resistente global de edifícios existentes de uma forma expedita faz sentido que tal avaliação seja feita em termos de forças horizontais, tendo-se optado por considerar a resistência horizontal máxima do edifício como estado limite a considerar na avaliação da segurança sísmica.

A escolha do ponto de resistência horizontal máxima, e não a de outro nível de força ou deformação, prende-se com o facto de este limite ser de certa forma representativo, com alguma margem de confiança, do estado limite de Danos Severos, adotado em [4], para a verificação da segurança de edifícios existentes. Para este estado limite é admitido que a estrutura se encontra severamente danificada, com rigidez e resistência horizontal residual, e que os elementos verticais conseguem sustentar as cargas verticais.

Por forma a traduzir as incertezas na estimativa das propriedades da estrutura em avaliação, introduziu-se uma incerteza na determinação da capacidade da estrutura em termos da variável de controlo da fiabilidade que, no presente contexto, é a força horizontal máxima que a estrutura pode resistir.

Por esta razão, foi considerada uma incerteza através de um coeficiente de variação $CV = 20\%$ da variável aleatória associada aos valores de aceleração espectral máxima. Esta dispersão, pretende refletir as incertezas epistémicas que existem na avaliação da sua resposta e que decorrem das limitações dos modelos numéricos, nomeadamente na definição dos modelos constitutivos dos materiais, irregularidades ao nível da massa ou rigidez que conduzam a efeitos de torção, comportamento dinâmico da estrutura e do próprio processo estocástico associado às realizações temporais da ação sísmica, entre outros.

3.3. Definição da exigência sísmica

No que respeita à determinação da resposta da estrutura para um determinado nível de ação sísmica, começa-se por relembrar que esta foi definida por um espectro de resposta associado a um período de retorno, T_R , ou seja a uma probabilidade anual de excedência aproximadamente igual a $1/T_R$. No presente trabalho foram considerados os espectros de resposta regulamentares definidos no Eurocódigo 8 – Parte 1 [16] associados a diferentes períodos de retorno.

Admitindo que a perigosidade sísmica, H_Z , pode ser definida com base na correspondente aceleração espectral S_a , como é o caso regulamentar, é tradicionalmente utilizada uma aproximação analítica à curva de perigosidade, na região de interesse do nível de ação sísmica, dada por:

$$H_Z(a) = P_{anual}(S_a \geq a) = k_0 a^{-k} \approx \frac{1}{T_R} \quad (2)$$

em que k_0 e k são os parâmetros de ajuste da curva analítica.

As exigências estruturais são representadas neste trabalho pelos pontos de resposta ou desempenho, na curva de capacidade de deformação da estrutura, associados a um determinado período de retorno, e determinados de acordo com o *Método N2* sugerido em [16].

4. AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL FACE À AÇÃO SÍSMICA

4.1. Análise do comportamento global do edifício

Cada uma das estruturas modeladas foi submetida a análises estáticas (adaptativas) não-lineares através do *software* de análise numérica SeismoStruct [17]. Este tipo de análise adapta o perfil de carga, deslocamentos no presente estudo, a cada passo da análise em função da deformada modal da estrutura o que, por sua vez, permite simular de uma forma mais precisa a degradação progressiva dos diferentes elementos estruturais. De acordo com [18] esta solução permite obter estimativas significativamente mais precisas para diferentes níveis de deformação estrutural quando comparada com outras análises estáticas não lineares, inclusivamente análises adaptativas com perfil de forças.

Os resultados das análises permitiram verificar que os mecanismos de formação de rótulas plásticas de flexão ocorrem predominantemente ao nível da extremidade dos pilares, uma vez que estes tendem a apresentar uma resistência e rigidez inferior à que é observada nas vigas, comprovando o bem conhecido mecanismo *viga forte-pilar fraco* associado ao comportamento de edifícios sem dimensionamento sísmico adequado e que não respeita os princípios de *capacity design*. Adicionalmente, dado que os pilares podem apresentar diferentes secções em altura, verificou-se que para uma quantidade significativa de edifícios, as derivas nos pisos superiores são mais elevadas que no piso térreo.

A Fig. 2 apresenta as curvas de capacidade, expressas em termos de deslocamentos e acelerações espectrais, para os grupos de edifícios de 1, 2, 3 e 4 pisos, segundo as duas direções ortogonais. Para cada curva é ainda indicado o ponto correspondente à resistência horizontal máxima do edifício.

Estes pontos revelam que a aceleração espectral tende a diminuir com o aumento do número de pisos. Este efeito está relacionado com o facto de, em estruturas de pequeno porte, as secções dos elementos tendem a ser controladas por dimensões mínimas, levando a uma sobre resistência dos elementos estruturais para as ações gravíticas e, conseqüentemente, para as ações sísmicas. Por outro lado, as estruturas mais altas tendem, naturalmente, a apresentar um deslocamento lateral crescente.

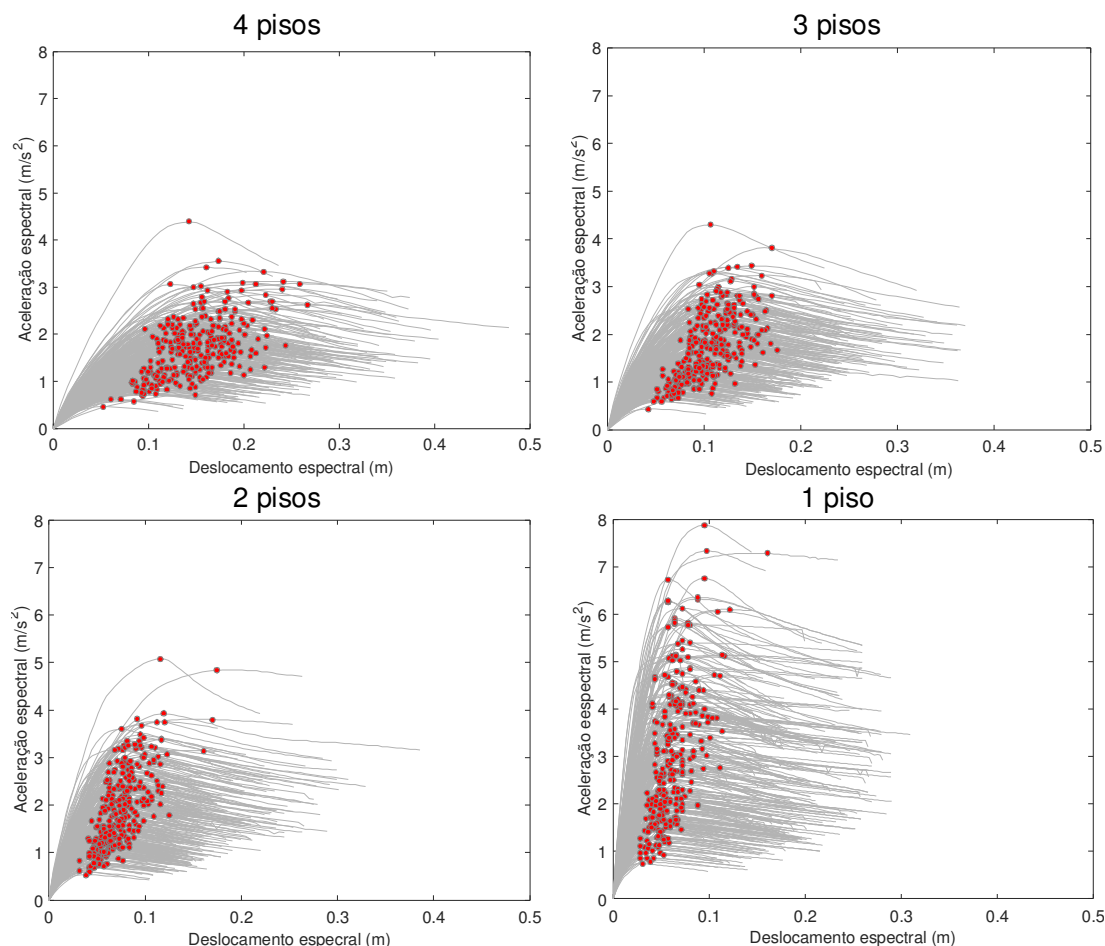


Fig. 2 - Curvas de capacidade e respetivos pontos de resistência horizontal máxima determinados para os edifícios de 1, 2, 3 e 4 pisos.

4.2. Relação entre fiabilidade estrutural e coeficiente sísmico

Para assegurar os objetivos descritos anteriormente, procurou-se identificar uma variável de controlo que apresentasse uma boa correlação com a fiabilidade estrutural (ou probabilidade de excedência) e que, simultaneamente pudesse ser estimada facilmente a partir de propriedades geométricas e mecânicas gerais do edifício. O objetivo passa por estabelecer uma relação entre estas propriedades dos edifícios e o índice de fiabilidade estrutural face à ação sísmica. Após a análise de diferentes propriedades, verificou-se que o coeficiente sísmico, definido como o rácio entre a resistência horizontal do edifício e o peso do mesmo, satisfaz este pressuposto.

A Fig. 3 apresenta a relação entre o coeficiente sísmico e o índice de fiabilidade para a zona sísmica 3 (Sismo Tipo I), terreno tipo 2 e edifícios de 1 a 4 pisos. A boa correlação apresentada na figura resulta do facto do coeficiente sísmico ser um bom indicador da resistência horizontal da estrutura. No presente estudo, esta correlação tende a ser otimizada uma vez que o próprio índice de fiabilidade foi estimado tomando a resistência horizontal máxima dos edifícios como estado limite.

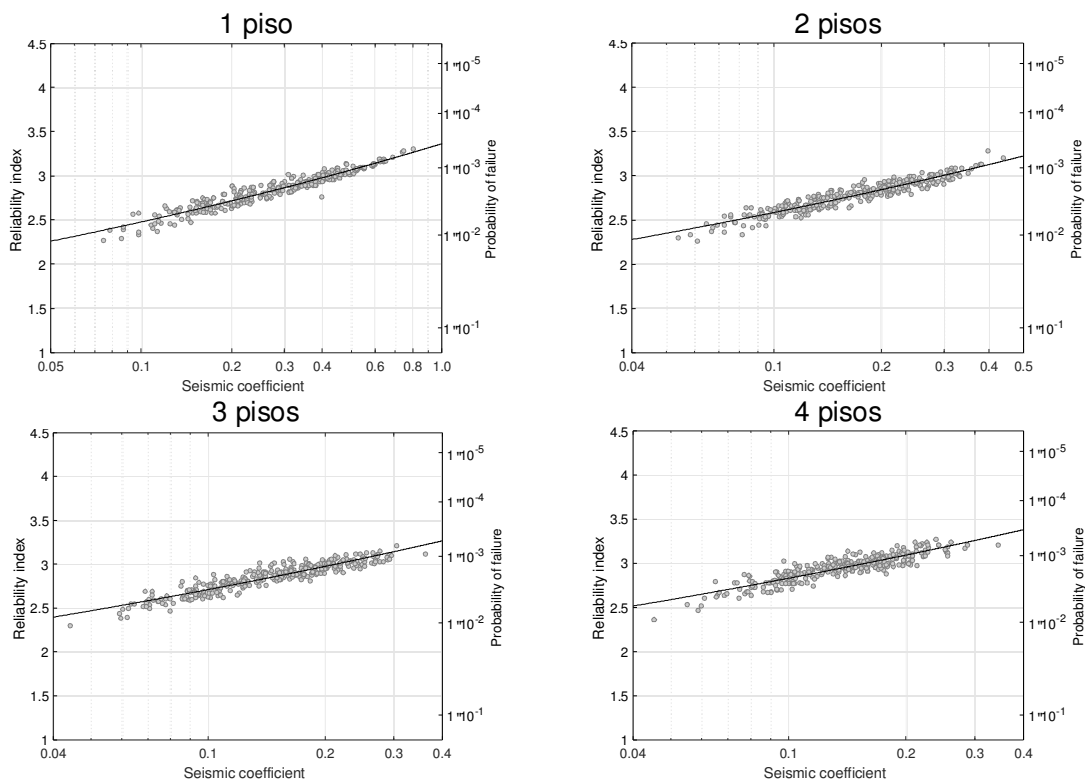


Fig. 3 - Relação entre coeficiente sísmico e índice de fiabilidade para a zona sísmica 3 (Tipo I), terreno tipo 2 e edifícios de 1 a 4 pisos.

Note-se que os índices de fiabilidade, e correspondentes probabilidades de excedência, apresentados não devem ser interpretados como probabilidades de excedência em sentido meramente estatístico, mas sim como a verosimilhança de ser excedido um determinado nível de força tendo em consideração as incertezas das propriedades aleatórias.

4.3. Avaliação da segurança sísmica de acordo com o EC8-Parte 3

Por forma a avaliar o comportamento dos edifícios de BA de uma forma mais objetiva, os mesmos foram avaliados à luz dos critérios definidos em [4]. De acordo com esta norma, a avaliação da segurança sísmica pressupõe a verificação da resistência de todos os elementos estruturais relativamente a mecanismos de corte e de flexão definida através da Equação (3) e (4), e cuja descrição pode ser encontrada na mesma norma.

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_V} \min(N, 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(5, \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot \left[0.16 \max(0.5, 100\rho_{tot}) \left(1 - 0.16 \min\left(5, \frac{L_V}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (3)$$

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 (0.3^v) \left[\frac{\max(0.01, w')}{\max(0.01, w)} f_c \right]^{0.225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0.35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100} f_d) \quad (4)$$

Na determinação da resistência foram considerados todos os coeficientes de segurança, nomeadamente o coeficiente de conhecimento (KF). Este parâmetro pretende afetar a resistência dos materiais com base no número de elementos estruturais avaliados e no número de testes realizados aos diferentes materiais para identificação das suas propriedades médias. Neste trabalho foi adotado um valor conservativo ($CF = 1.35$), correspondente a um nível de conhecimento limitado. O valor de resistência relativo à rotação da corda foi ainda multiplicado por um fator de $\frac{3}{4}$, como proposto para o estado limite de danos severos, aquele a considerar para na verificação da segurança de edifícios existentes [4].

Por outro lado, os efeitos da ação sísmica são determinados com base num espectro de resposta, associado a todas as combinações de zonas sísmicas (considerando Ação sísmica Tipo 1 e Tipo 2) e tipo de terreno (A, B ou C), relativo a um período de retorno $T_R = 308$ anos (e que reflete uma redução de 75 % da ação sísmica relativamente ao período de retorno de referência de 475 anos), como definido em [4]. Para cada edifício considerado no estudo de fiabilidade foi determinado o ponto de desempenho através do *N2 Method* com base na sua curva de capacidade e no espectro de resposta associado a uma dada zona sísmica e tipo de terreno.

Uma vez definido o nível de solitação sísmica imposta ao edifício, verificou-se a existência de roturas, tendo sido considerado que um edifício não verifica a segurança se pelo menos um pilar apresentar um nível de solitação superior à sua resistência. Esta opção não pretende menosprezar a importância das vigas para a resistência sísmica, tendo sido adotada devido ao enquadramento específico deste estudo que visa definir metodologias de avaliação expeditas. Em última análise, os pilares são os elementos essenciais para garantir a integridade estrutural dos edifícios e o suporte das cargas gravíticas. Por outro lado, deve ser notado que a verificação da segurança nestes métodos é aferida relativamente ao ponto de resistência horizontal máxima dos edifícios, e, portanto com reduzida exploração de ductilidade dos seus elementos estruturais.

Uma vez identificados os edifícios que não verificam a segurança, foi analisado qual o índice de fiabilidade e o coeficiente sísmico associado a cada um destes edifícios. A Fig. 4 apresenta os resultados referentes aos edifícios de 4 pisos localizados em terrenos do tipo B, para as zonas sísmicas 1 e 3 para a ação sísmica tipo 1 de acordo com [4]. Nos gráficos desta figura, os pontos a vermelho indicam os edifícios em que se verificou que pelo menos um pilar não verificou a segurança relativamente à rotação da corda última (gráficos da esquerda) e rotura por corte (gráficos da direita).

Da análise dos resultados Foi possível observar que os edifícios apresentaram excesso de deformações em elementos estruturais apenas quando sujeitos a ações sísmicas superiores àquelas definidas para a Zona Sísmica 1.4. Por outro lado, no que diz respeito a roturas frágeis, apenas na Zona Sísmica 1.6 não foram observadas roturas por corte

Após uma análise global dos resultados, os apresentados na Fig. 4 são apenas indicativos, foi possível verificar que, para probabilidades de excedência inferiores a aproximadamente 1×10^{-3} , os edifícios não apresentam roturas por rotação da corda. Esta observação é relevante uma vez que permite, para cada zona sísmica, tipo de terreno e número de pisos, identificar qual o coeficiente sísmico que o edifício deve apresentar por forma a satisfazer os requisitos da NP EN 1998-3 [4].

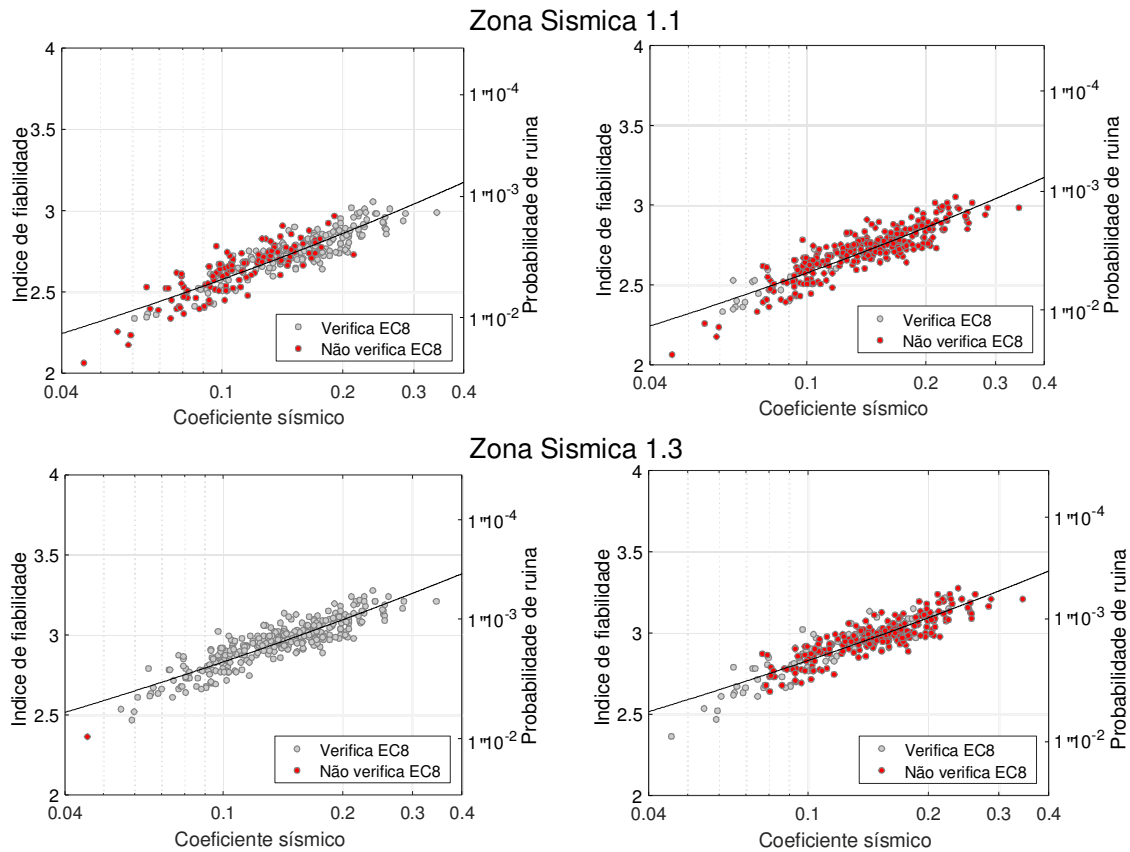


Fig. 4 - Comparação do índice de fiabilidade estrutural com os resultados de uma avaliação de acordo com a NP EN 1998-3 (2017) para diferentes zonas sísmicas, considerando roturas por flexão rotação da corda última (esquerda) e por corte (direita).

Assim, para cada zona sísmica, tipo de terreno e número de pisos do edifício, foi determinado qual o coeficiente sísmico necessário CS_D para satisfazer uma probabilidade de excedência do estado limite de 1×10^{-3} . Estes valores encontram-se resumidos na Tabela 2.

Tabela 2 - Valores de coeficiente sísmico exigidos para cada zona sísmica, tipo de terreno e número de pisos do edifício.

Zona Sísmica	1 piso			2 piso			3 piso			4 pisos		
	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C	Terreno A	Terreno B	Terreno C
1.1	0.71	0.87	1.00	0.48	0.59	0.68	0.35	0.43	0.51	0.27	0.33	0.39
1.2	0.55	0.71	0.83	0.38	0.49	0.57	0.28	0.35	0.42	0.21	0.27	0.32
1.3	0.39	0.53	0.63	0.27	0.37	0.44	0.20	0.27	0.32	0.15	0.20	0.24
1.4	0.23	0.33	0.41	0.16	0.23	0.29	0.12	0.17	0.21	0.08	0.12	0.15
1.5	0.11	0.17	0.21	0.08	0.12	0.15	0.05	0.09	0.11	0.04	0.06	0.08
1.6	0.04	0.08	0.10	0.03	0.06	0.07	0.02	0.04	0.05	0.01	0.03	0.04
2.1	0.26	0.33	0.38	0.18	0.21	0.24	0.13	0.15	0.17	0.09	0.11	0.13
2.2	0.18	0.25	0.30	0.13	0.17	0.20	0.09	0.12	0.14	0.06	0.08	0.10
2.3	0.13	0.19	0.23	0.10	0.13	0.16	0.07	0.09	0.11	0.04	0.06	0.08
2.4	0.05	0.10	0.13	0.05	0.08	0.10	0.03	0.05	0.07	0.02	0.03	0.04
2.5	0.03	0.06	0.08	0.02	0.05	0.06	0.02	0.03	0.04	0.01	0.02	0.03

Os valores de coeficiente sísmico exigido $CS_{D,j}$ a considerar ao nível de cada piso ($CS_{D,j}$) pode ser determinado através da Equação (5), multiplicando o valor de CS_D pelo valor do coeficiente η definido na Tabela 3, e que tem por base a consideração de uma distribuição triangular de forças ao longo da altura do edifício.

$$CS_{D,j} = \eta_j CS_D \quad (5)$$

Tabela 3 - Coeficiente η em função do número de pisos do edifício e do piso j em análise.

Piso	Número pisos edifício			
	4	3	2	1
4	0.40	-	-	-
3	0.70	0.50	-	-
2	0.90	0.83	0.67	-
1	1.00	1.00	1.00	1.00

Refira-se ainda que este valor é um pouco superior aos valores propostos pelo *Probabilistic Model Code* [19], o que pode resultar do facto de, neste estudo, ter sido considerada uma estimativa conservativa da resistência dos elementos estruturais e de os índices de fiabilidade estarem associados à excedência do instante de resistência horizontal máxima, pelo que ainda apresenta alguma margem de segurança relativamente aos estados últimos “mais realistas” do edifício. Adicionalmente, é importante referir que a perigosidade foi definida com base em espectros regulamentares, que geralmente refletem uma envolvente da estimativa da real perigosidade e, como tal, conduzem a valores que tendem a ser sobrestimados em relação aos valores esperados.

Por fim, confirmou-se que o potencial desenvolvimento de roturas por corte não está relacionado com o coeficiente sísmico do edifício. À medida que aumenta a robustez dos pilares, e com ela o valor de coeficiente sísmico dos edifícios, os elementos que apresentem armaduras transversais definidas apenas com base em disposições construtivas para cargas gravíticas, são mais suscetíveis de apresentar roturas por corte.

5. CONCLUSÕES

O presente trabalho apresenta um estudo probabilístico com vista à definição de um procedimento expedito para a avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes de betão armado.

Para tal, foi criado um contexto representativo do edificado de betão armado existente em Portugal, sem dimensionamento sísmico, através do levantamento das principais propriedades geométricas bem como dos diferentes procedimentos de dimensionamento considerados desde meados do século XX. Estes edifícios foram posteriormente analisados através de análises estáticas não-lineares.

Quando analisados à luz dos princípios da NP EN 1998–3, observou-se que os edifícios podem apresentar excesso de deformações em elementos estruturais apenas quando sujeitos a ações sísmicas superiores àquelas definidas para a Zona Sísmica 1.4. Por outro lado, no que diz respeito a roturas frágeis, apenas na Zona Sísmica 1.6 não foram observadas roturas por corte. Apesar de serem apenas indicativos, dada a necessária generalização admitida nos modelos numéricos considerados, estes resultados fornecem indicações sobre a potencial vulnerabilidade sísmica apresentada por uma fração significativa do edificado português.

Com base nas análises de fiabilidade desenvolvidas, foi possível estabelecer uma relação entre o coeficiente sísmico e a fiabilidade estrutural. Esta relação permite identificar, para as diferentes zonas do território, os valores de coeficiente sísmico necessários para garantir um determinado nível de fiabilidade, bem como um limite a partir do qual, os edifícios apresentam uma margem de segurança relativamente aos procedimentos de avaliação definidos na NP EN 1998–3.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Sousa, M. L. (2006) Risco Sísmico em Portugal Continental. *Tese de Doutoramento*, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal.
- [2] Silva, V., Crowley, H., Varum, H. and Pinho, R. (2014) Seismic risk assessment for mainland Portugal. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(2), 429-457.
- [3] RSA (1983) Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes. *Decreto Lei nº 235/83 de 31 de Maio e Decreto Lei nº 357/85 de 2 de Setembro*. Imprensa Nacional - Casa da Moeda, Lisboa, Portugal.
- [4] NP EN 1998-3 (2017) – Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 3: Avaliação e reabilitação de edifícios. *Instituto Português da Qualidade*.
- [5] Sousa, R. Campos Costa, A., Costa A. and Candeias P. (2019) Proposta de uma metodologia para a avaliação expedita de edifícios de existentes de betão armado. *Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, Lisboa.
- [6] INE (2012) Censos 2011 - Resultados Definitivos – Portugal. *Instituto Nacional de Estatística*, Lisboa.
- [7] MATLAB (2016) Matlab R2016a. The MathWorks, Inc. *Disponível em: <https://www.mathworks.com>*
- [8] RBA (1935) Regulamento para o Emprego de Betão Armado. *Decreto-Lei N.º 4036*, Lisboa, Portugal.
- [9] REBA (1967) Regulamento de Estruturas de Betão Armado. *Decreto-Lei N.º 47723*, Lisboa, Portugal.
- [10] REBAP (1983) Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado. *Decreto-Lei N.º 349-C/83*, Lisboa, Portugal.
- [11] Sousa, R., Costa, A., Campos Costa, A., Romão, X. and Candeias P. (2017) Caracterização do comportamento sísmico de edifícios de betão armado representativos do edificado português sem dimensionamento sismorresistente. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, Série III, nº3.
- [12] Silva, V., Crowley, H., Varum, H., Pinho, R. and Sousa, L. (2014) Investigation of the characteristics of Portuguese regular moment-frame RC buildings and development of a vulnerability model. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(5), 1455–1490.
- [13] Furtado, A. Costa, C. Arede, A. and Rodrigues, H., (2015) Geometric characterisation of Portuguese RC buildings with masonry infill walls. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 20(4), 396–411.
- [14] Ferry Borges, J. and Castanheta, M. (1985) Structural safety. *Laboratório Nacional de Engenharia Civil*, Curso 101, 3ª Edição, Lisboa, Portugal.
- [15] Pinto, P. E., Giannini, R. and Franchin, P. (2004) Seismic reliability analysis of structures. IUSS Press. *Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia*, Pavia, Itália.
- [16] NP EN 1998-1 (2010) Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. *Instituto Português da Qualidade*.
- [17] Seismosoft – SeismoStruct (2016) A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. *Disponível em: <http://www.seismosoft.com>*.
- [18] Antoniou, S and Pinho, R. (2004) Development And Verification Of A Displacement-Based Adaptive Pushover Procedure. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(5), 643-661.
- [19] JCSS (2001) Probabilistic model code. *The Joint Committee on Structural Safety*.