

Caracterização do comportamento sísmico de edifícios de betão armado representativos do edificado português sem dimensionamento sismorresistente

Characterization of the seismic behaviour of reinforced concrete buildings representative of the Portuguese building stock designed without seismic provisions

Romain Sousa
Anibal Costa
Alfredo Campos Costa
Xavier Romão
Paulo Candeias

Resumo

Uma parte significativa do edificado em Portugal não foi dimensionada para resistir a ações sísmicas. Como tal, o recente impulso do sector da reabilitação pode representar uma oportunidade única para promover a redução da vulnerabilidade sísmica dos edifícios existentes. Neste contexto, o presente trabalho apresenta uma metodologia para avaliar a vulnerabilidade sísmica duma classe de edifícios de betão armado que permite estabelecer indicadores simplificados do seu desempenho estrutural expectável. A metodologia proposta baseia-se num estudo numérico detalhado do comportamento sísmico de edifícios de betão armado com características representativas duma parte significativa do edificado deste tipo em Portugal, simulando de forma adequada os principais aspetos da sua resposta estrutural. Os resultados obtidos pela metodologia desenvolvida permitem identificar as principais vulnerabilidades do edificado e quantificar indicadores de desempenho estrutural que permitem avaliar de forma expedita a sua segurança estrutural.

Palavras-chave: Reabilitação / Betão armado / Comportamento sísmico / Indicador de desempenho estrutural

Abstract

A significant part of the Portuguese building stock was not designed considering seismic provisions. As such, the recent growth of the building rehabilitation sector may represent a unique opportunity to reduce the seismic vulnerability of existing buildings, and consequently the associated earthquake risk. In this context, the present work presents a methodology to evaluate the seismic vulnerability of a class of reinforced concrete buildings and allows the definition of simplified indicators representing their expected structural performance. The proposed methodology is based on a detailed numerical study of the seismic behaviour of reinforced concrete buildings with representative characteristics of a significant part of the Portuguese building stock that adequately simulates the main aspects of the buildings' structural response. The results obtained by the methodology highlight the main vulnerabilities of the chosen building class and enable the quantification of structural performance indicators that can be used for the simplified structural safety assessment of similar structures.

Keywords: Rehabilitation / Reinforced concrete / Seismic behaviour / Structural performance indicator

Romain Sousa

Bolseiro
LNEC / SPES
Lisboa, Portugal
rrsousa@lnec.pt

Aníbal Costa

Professor Catedrático
RISCO, DECivil, Universidade de Aveiro
Aveiro, Portugal
agc@ua.pt

Alfredo Campos Costa

Investigador Principal
LNEC
Lisboa, Portugal
alf@lnec.pt

Xavier Romão

Professor Auxiliar
CONSTRUCT-LESE, Faculdade de Engenharia,
Universidade do Porto
Porto, Portugal
xnr@fe.up.pt

Paulo Candeias

Investigador Auxiliar Convocado
LNEC
Lisboa, Portugal
pcandeias@lnec.pt

Aviso legal

As opiniões manifestadas na Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas são da exclusiva responsabilidade dos seus autores.

Legal notice

The views expressed in the Portuguese Journal of Structural Engineering are the sole responsibility of the authors.

SOUSA, Romain [et al.] – Caracterização do comportamento sísmico de edifícios de betão armado representativos do edificado português sem dimensionamento sismorresistente. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**. Ed. LNEC. Série III. ISSN 2183-8488. (março 2017) 105-114.

1 Introdução

O risco sísmico em Portugal tem sido documentado ao longo dos últimos anos através de diversos estudos, e.g., [1] e [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 de a maioria do edificado em Portugal ter sido dimensionada sem considerar a ação sísmica. Com base no gráfico apresentado na Figura 1, que estratifica os edifícios de betão armado existentes em Portugal por década de construção, estima-se que cerca de 50% desses edifícios tenham sido construídos até 1985, i.e., 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 (RSA) [3]. Além disso, de acordo com a informação recolhida pelo Censos 2011 [4], aproximadamente 30% destes edifícios (i.e. cerca de 1 milhão) necessitavam de algum tipo de reparação. Assim, apesar de o sector da reabilitação apenas representar cerca de 6,5 % da atividade do sector da construção em 2014 [5], a reabilitação tem demonstrado uma dinâmica crescente que resulta da necessidade de responder à degradação natural do edificado.

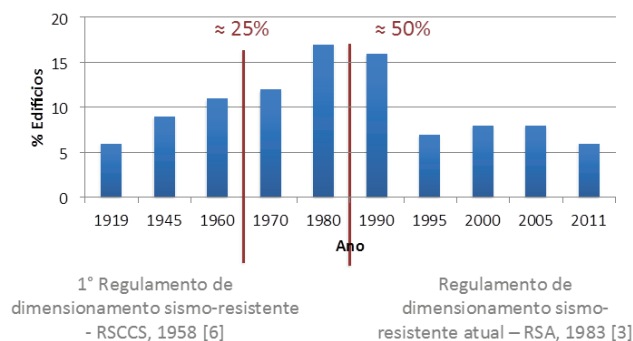


Figura 1 Evolução da construção de edifícios de betão armado ao longo do último século com a introdução da regulamentação de dimensionamento sismorresistente em Portugal

Neste contexto, o presente trabalho apresenta uma metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de betão armado (BA) cujos resultados permitem estabelecer indicadores simplificados do seu desempenho estrutural. A metodologia proposta envolve um estudo numérico detalhado do comportamento sísmico de edifícios de BA com características representativas duma parte significativa do edificado desta categoria em Portugal, simulando de forma adequada os principais aspetos da sua resposta estrutural. Com base nos resultados obtidos, foram identificadas as principais vulnerabilidades do edificado e foram estabelecidos indicadores de desempenho estrutural que permitem avaliar de forma expedita a segurança estrutural deste tipo de edifícios, sem necessidade de recorrer a análises mais complexas que requerem conhecimentos de base em engenharia sísmica.

2 Descrição da metodologia de avaliação da vulnerabilidade sísmica considerada

A avaliação da vulnerabilidade sísmica de estruturas passa cada vez mais pelo recurso a modelos numéricos. Na ausência de dados empíricos, resultantes da avaliação estrutural em cenários pós-sismo, esta solução tem sido privilegiada em detrimento de ensaios experimentais devido à facilidade, flexibilidade e aos custos associados às duas opções. Assim, a metodologia desenvolvida envolve um estudo numérico que permite identificar as principais vulnerabilidades sísmicas numa categoria de edifícios de BA dimensionados considerando apenas cargas gravíticas, quando analisados à luz da regulamentação sismorresistente atual (*i.e.* RSA 1983).

Como ilustrado na Figura 2, a metodologia divide-se em duas etapas principais: (1) a geração automática de estruturas tridimensionais (3D) de edifícios de BA representativos do parque habitacional português construído sem disposições sismorresistentes e (2) a avaliação do comportamento estrutural destes edifícios com base no resultado de análises estáticas (adaptativas) não-lineares.

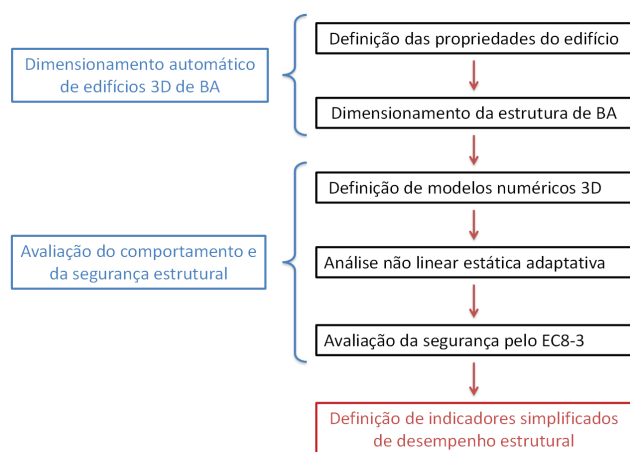


Figura 2 Fluxograma descritivo da metodologia considerada para a análise da vulnerabilidade sísmica

A geração automática de modelos numéricos das estruturas de BA pressupõe o conhecimento das propriedades geométricas e mecânicas representativas do edificado português. 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 com base em critérios definidos em diferentes regulamentos para estruturas de BA, nomeadamente o Regulamento do Betão Armado (RBA) de 1935 [7], o Regulamento de Estruturas de Betão Armado (REBA) de 1967 [8] e o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado (REBAP) de 1983 [9]. É importante notar que o dimensionamento das estruturas não contemplou qualquer disposição construtiva para atender a ações sísmicas.

Seguidamente, foram gerados modelos numéricos das estruturas dimensionadas (100, no total) os quais foram submetidos a análises estáticas (adaptativas) não-lineares. Cada estrutura foi analisada segundo as duas direções principais de forma independente. Pelo facto de serem adaptativas, estas análises permitem refletir as alterações no comportamento dinâmico do edifício de acordo com a evolução do dano estrutural. No final de cada análise, o comportamento de cada pilar dos edifícios foi avaliado à luz dos critérios definidos no Eurocódigo 8 – Parte 3 (EC8-3) [10], dedicado à avaliação da segurança sísmica de edifícios existentes. Salienta-se que a análise de segurança realizada centra-se no comportamento dos pilares atendendo à importância crítica destes elementos, em relação à das vigas, para a estabilidade global dum edifício, particularmente em edifícios sem dimensionamento sismorresistente.

De acordo com o EC8-3, a verificação da segurança para o estado limite último pressupõe a avaliação da resposta dos elementos estruturais em termos de resistência ao corte (V_R) e de rotação da corda última (θ_{um}), definidas através das equações apresentadas no Anexo A do mesmo documento. A definição das variáveis envolvidas foi omitida por limitações de espaço, podendo o leitor encontrar uma descrição detalhada no EC8-3 [10]. No entanto, é importante referir que o cálculo das resistências teve em consideração os diferentes fatores de segurança, nomeadamente do fator de confiança (CF). Este fator pretende afetar a resistência dos materiais com base no número de elementos estruturais avaliados e no número de testes realizados aos diferentes materiais. Neste trabalho foi adotado um valor conservativo ($CF = 1,35$), correspondente a um nível de conhecimento limitado. Por outro lado, o esforço axial (N) adotado corresponde ao esforço resultante apenas das cargas gravíticas, *i.e.*, sem considerar os efeitos do momento de derrubamento resultante da ação sísmica. Nota ainda para a consideração de um valor de ductilidade plástica (μ_{Δ}^p) unitário, dada a possibilidade de este tipo de rotura ocorrer antes da cedência do elemento.

Após a identificação das potenciais vulnerabilidades associadas aos dois parâmetros estruturais referidos, os resultados obtidos foram objeto duma análise estatística de forma a estabelecer indicadores de desempenho estrutural que permitam avaliar de forma expedita a segurança estrutural deste tipo de estruturas. As análises desenvolvidas neste sentido exploram a possibilidade de considerar parâmetros como a tensão transversal média dos pilares ou a deriva entre pisos.

3 Caracterização do edificado em Portugal

Apresenta-se, em seguida, uma breve descrição das principais propriedades que foram consideradas na geração automática das estruturas de BA que foram dimensionadas e analisadas pela metodologia descrita previamente. A maioria das propriedades consideradas foi simulada aleatoriamente admitindo que os seus valores seriam representados com distribuições normais truncadas. Esta opção permitiu evitar a consideração de valores excessivamente altos ou baixos das propriedades. Para cada uma das referidas propriedades, apresenta-se o valor médio, o coeficiente de variação (CV) e os limites de truncatura considerados.

3.1 Propriedades geométricas

O estudo realizado apenas considerou a análise de edifícios até 4 pisos de altura dado que, de acordo com o Censos de 2011 [4], estes representam aproximadamente 97% dos edifícios em Portugal. Ao mesmo tempo, para edifícios mais altos, a utilização de análises estáticas não lineares torna-se menos realista dada a inerente dificuldade em considerar a contribuição de modos de vibração superiores. De acordo com o mesmo documento, e focando apenas edifícios de BA até 4 pisos, existe um maior número de edifícios de 2 pisos (42%), seguido de 1 piso (28%) e, finalmente, de 3 e 4 pisos (cerca de 15% cada).

No que diz respeito à configuração em planta dos edifícios analisados, esta foi definida considerando uma matriz de base com 5 e 3 vãos iguais em cada direção ortogonal, como ilustrado nos exemplos apresentados na Figura 3. O comprimento dos vãos em cada direção (L_x e L_y) é variável e foi estabelecido com base nos dados obtidos por Silva *et al.*, 2014 [11] e Furtado *et al.*, 2015 [12] 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 CV de 10%, enquanto para os restantes pisos (H_n) este valor é de 2,8 m com um CV de 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.

Relativamente à espessura da laje (h_{laje}), foi considerado um valor médio de 0,23 m e um CV de 24%. Estes parâmetros correspondem aos determinados por Furtado *et al.*, 2015 [12], e estão dentro do intervalo estimado por Silva *et al.*, 2014 [11], para valores encontrados em estruturas dimensionadas antes e após a publicação do RSA.

3.2 Propriedades mecânicas dos materiais

A resistência média do betão (f_{cm}) foi definida de acordo com Silva *et al.*, 2014 [11], segundo o qual a resistência à compressão média do betão admitida é de 23,8 MPa com um CV de 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 de 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. O presente estudo considera esta distribuição alternativa para definir a tensão de cedência característica das armaduras (f_{yk}), visto ser mais adequada para descrever edifícios dimensionados sem disposições sismorresistentes.

De acordo com Furtado *et al.*, 2015 [12], a percentagem de armadura longitudinal (ρ_l) média observada em 500 pilares dos edifícios inspecionados é de apenas 0,608%, com um CV de 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. No entanto, num estudo feito pelos autores deste artigo com base no 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 de 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 igual a 40%.

3.3 Ações gravíticas

A definição das ações para o dimensionamento para cargas gravíticas foi efetuada com base numa variação do peso próprio (G) entre 6 e 10 kN/m², sendo o seu valor médio obtido considerando um valor de 3,5 kN/m² para o peso da laje, de 1,5 kN/m² para o peso das paredes divisórias, de 1 kN/m² para o peso dos revestimentos e de 2 kN/m² para o peso dos pilares e vigas adjacentes. 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 já referidos resultados do Censos 2011 [4], segundo os quais apenas 0,7 % dos edifícios da categoria considerada envolvem uma utilização principalmente não residencial.

3.4 Resumo das propriedades consideradas

A Tabela I 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. A tabela refere ainda os estudos que permitiram definir as distribuições normais truncadas usadas para simular algumas destas propriedades, indicando-se ainda a média, o CV e os limites de truncatura (A e B) admitidos para as diferentes propriedades necessárias para dimensionar os edifícios de BA. Ao contrário da maioria das variáveis, o parâmetro número de pisos (N° pisos) e a tensão de cedência (f_{yk}) foram definidos aleatoriamente a partir das percentagens estabelecidas, e apresentados na terceira coluna da tabela.

Tabela I Distribuições estabelecidas para as diferentes propriedades dos edifícios considerados

Variáveis	Média	CV (%)	A	B	Referência
G (kN/m ²)	8	12,5	6	10	-
N.º pisos	1/2/3/4	28/42/15/15	-	-	[4]
H_1 (m)	3,2	10	2,5	5	[11] e [12]
H_n (m)	2,8	6	2,5	4	
$L_{x/y}$ (m)	4,4	16	2,5	6,5	
h_{laje} (m)	0,23	24	0,1	0,35	
f_{cm} (MPa)	23,8	49	5,0	80,0	[11]
f_{yk} (MPa)	235/400/500	25/50/25	-	-	[11]
ρ_l (%)	1	40	0,3	3,5	[12]*

* Os valores apresentados nesta linha refletem também os resultados obtidos pelos autores e apresentados na Secção 3.2

4 Dimensionamento e modelação de estruturas de betão armado

Dada a dimensão da amostra de edifícios que se pretende analisar (*i.e.* um total de 100 edifícios), foi desenvolvido um algoritmo em Matlab [13] que permite dimensionar automaticamente a estrutura dos edifícios 3D considerados. Os principais elementos da estrutura resistente (*i.e.* pilares, vigas e laje) foram dimensionados com base nas disposições estabelecidas no RBA de 1935 [7], REBA de 1967 [8] e REBAP de 1983 [9], admitindo procedimentos convencionalmente 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.

É reconhecido que a contribuição das paredes de alvenaria ou que o efeito das irregularidades em planta podem alterar o comportamento dinâmico global dos edifícios. No entanto, estes parâmetros não foram considerados no estudo numérico desenvolvido uma vez que este se centra na análise do comportamento individual dos pilares, não apresentando, assim, uma análise integrada do comportamento global dos edifícios. Salienta-se ainda outro aspeto não tido em conta no estudo realizado e que está relacionado com a possível existência de armaduras lisas em edifícios antigos. É reconhecido que a presença destes tipo de armaduras pode ter um efeito muito relevante na deformação lateral dos elementos verticais, nomeadamente devido à consequente flexibilidade adicional que se observa nos elementos e que resulta do escorregamento das armaduras longitudinais. Neste caso, este aspeto não foi considerado na modelação devido à dificuldade em encontrar modelos numéricos que permitam simular os consequentes fenómenos do comportamento estrutural de uma forma precisa através de elementos de viga com discretização por fibras.

O dimensionamento de cada um dos edifícios começa pela simulação aleatória (não correlacionada) dum valor de cada uma das variáveis presentes na Tabela I. Uma vez estabelecida a geometria base da estrutura através do comprimento dos vãos para cada direção ortogonal (este valor é mantido constante em cada direção), do número e da altura dos diferentes pisos, são determinadas as ações e as secções transversais para cada viga e pilar com base na área de influência de cada elemento e na resistência de cada material (os valores de cálculo das tensões resistentes dos materiais usados para dimensionamento foram obtidos dividindo os respetivos valores característicos por fatores parciais de segurança de 1,5 e 1,15 para o betão e para o aço, respetivamente). As secções seguintes apresentam uma breve descrição dos critérios considerados no dimensionamento dos principais elementos da estrutura resistente dos edifícios.

4.1 Dimensionamento de pilares e vigas

O nível de carga axial de dimensionamento para cada pilar foi definido de acordo com a seguinte expressão:

$$N_{rd} = A_i W_d f_p n \quad (1)$$

onde A_i representa a área de influência associada a cada pilar, W_d representa o carregamento de dimensionamento por m^2 ,

determinado tendo em conta as cargas permanentes (G) e variáveis (Q) como definido anteriormente. O parâmetro f_p é um fator de ponderação que majora a área dos pilares sujeitos a maiores momentos fletores, nomeadamente os que estão localizados na periferia do edifício, dado o desequilíbrio de momentos nos nós de ligação com as vigas adjacentes, e que assume os valores de 1,3, 1,2 e 1,1 caso os pilares sejam de canto, da periferia ou interiores, respetivamente. O parâmetro n representa o número de pisos que contribuem para o esforço axial do pilar em análise. Assim, a secção de cada pilar (A_c) é determinada através da Equação (2), tendo em conta a resistência de cálculo do betão (f_{cd}) e do aço (f_{syd}), admitindo que este último representa cerca de 1% da área da secção. Nesta equação, o valor de N_{rd} é igualado ao esforço axial atuante calculado anteriormente (N_{sd}) através da equação (1).

$$N_{rd} = N_{sd} = A_c (0,85 f_{cd} + 0,01 f_{syd}) \quad (2)$$

Deve ser salientado que a contribuição do aço definida na equação anterior é apenas indicativa, tendo sido considerada somente para determinar a secção transversal mínima dos elementos. Uma vez definida a secção do pilar, as armaduras longitudinais foram calculadas com base no valor da percentagem de armadura simulada aleatoriamente, sendo que o número e o espaçamento dos varões estão condicionados às disposições estabelecidas no REBA e REBAP. As armaduras transversais foram definidas com base nas disposições regulamentares [7 e 8], salientando-se que os pilares não foram dimensionados para o esforço transversal.

No que diz respeito às vigas, a altura da sua secção transversal foi definida como sendo 1/10 do seu vão (l), enquanto que a largura da secção foi mantida constante para cada edifício e corresponde à menor dimensão da secção dos pilares, não podendo no entanto ser inferior a 0,2 m. As armaduras longitudinais das vigas foram determinadas considerando como condição de dimensionamento a existência dum momento fletor atuante (M_{sd}) positivo e negativo dado por:

$$M_{sd} = \frac{p_{sd} l^2}{12} \quad (3)$$

sendo p_{sd} a ação linearmente distribuída na viga calculada de acordo com o valor do carregamento definido anteriormente. Tendo em conta a igualdade de momentos positivos e negativos, as armaduras de tração foram calculadas de acordo com as expressões definidas em [14]. No que diz respeito à armadura de compressão (*i.e.*, face superior a meio vão e face inferior nos apoios) foi considerado que esta não pode ser inferior a $\frac{1}{4}$ daquela definida na mesma face para as armaduras de tração correspondentes ao momento máximo [9]. Além da condicionante anterior, a armadura de compressão compreende sempre pelo menos dois varões com o mesmo diâmetro daquele admitido na mesma face para o momento máximo.

As armaduras de esforço transversal nas vigas foram determinadas de acordo com as expressões propostas no REBA e REBAP, para os níveis de esforço transversal previamente estimado. A definição destas armaduras obedece ainda às disposições construtivas definidas no REBA, relativamente à percentagem mínima e espaçamentos máximos dos estribos.

4.2 Simulação da flexibilidade da laje no seu plano

As lajes podem desempenhar um papel importante no comportamento dos edifícios sujeitos à ação sísmica, permitindo uma distribuição apropriada das forças de inércia pelos diferentes elementos verticais. A rigidez no plano da laje é naturalmente função da altura e da tipologia da própria laje – uma laje maciça apresenta uma maior rigidez no plano do que uma realizada com vigotas prefabricadas. Na ausência de estudos mais detalhados sobre as propriedades das lajes em Portugal, foi admitido que a contribuição da altura da laje para a sua rigidez no plano seria variável de acordo com uma distribuição normal truncada de média igual a 50% (i.e. assumindo que apenas 50% da altura da laje contribui para a rigidez no seu plano) e um CV de 20%. Os limites de truncatura da distribuição considerados foram de 30% e 90%, sendo que o limite superior pretende ter em conta uma eventual redução de rigidez devido à fendilhação da laje.

Estes valor da rigidez global da laje no seu plano foi usado para derivar um sistema de bielas equivalentes que simulam essa rigidez (considerando a contribuição por flexão e por corte). Admitindo uma associação em série dos dois tipos de comportamento, a rigidez da laje de comprimento (L) e de área de secção transversal (A), pode ser determinada de acordo com a seguinte expressão:

$$K_{Laje} = \frac{1}{\frac{L^3}{12E_c I} + \frac{L}{A_t G_c}} \quad (4)$$

em que o módulo de elasticidade (E_c) e o módulo de deformabilidade transversal (G_c) do betão podem ser estimados de acordo com as seguintes equações:

$$E_c = 4700\sqrt{f_c} \quad G_c = \frac{E_c}{2(v+1)}, \text{ com } v=0,2 \quad (5)$$

Por fim, após o cálculo da rigidez no plano das lajes, as propriedades das bielas equivalentes podem ser determinadas igualando a rigidez da laje à rigidez axial das bielas dada pela equação seguinte:

$$K_{Biela} = \frac{E_s A_{Biela}}{L_{biela}} \quad (6)$$

em que E_s , A_{Biela} e L_{biela} são o módulo de elasticidade, área da secção, e comprimento da biela, respetivamente.

4.3 Definição dos modelos numéricos dos edifícios

Uma vez concluído o dimensionamento de cada edifício, é desencadeado um outro algoritmo desenvolvido em Matlab [13] que gera os modelos numéricos correspondentes. É importante notar que apesar de o dimensionamento ter sido realizado considerando valores característicos das propriedades resistentes dos materiais, o modelo numérico gerado para proceder à avaliação do comportamento sísmico foi definido considerando valores médios dessas mesmas propriedades. Assim, no que diz respeito às propriedades do betão, a resistência à compressão média (f_{cm}) foi considerada como sendo 8 MPa superior à resistência característica

(f_{ck}) [9 e 15], enquanto que a tensão de cedência média do aço (f_{ym}) foi considerada como sendo 10% superior ao correspondente valor característico (f_{yk}) [16].

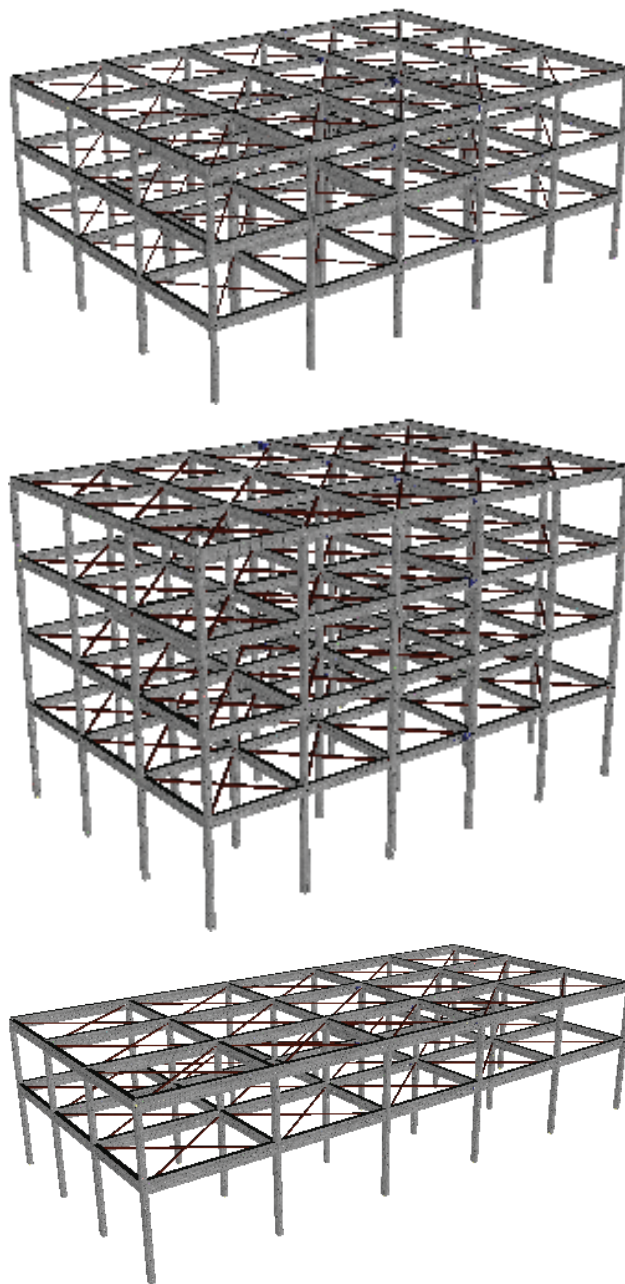


Figura 3 Exemplos dos modelos numéricos 3D dos edifícios gerados aleatoriamente

O comportamento dos materiais foi representado através das leis constitutivas propostas por Menegotto e Pinto, 1973 [17] e Mander *et al.*, 1988 [18], para as armaduras e para o betão, respetivamente. No que diz respeito às armaduras, além da tensão de cedência mencionada anteriormente, foi considerado um módulo de elasticidade de 200

GPa e um fator de endurecimento pós-cedência de 0,005. Quanto ao betão, o módulo de elasticidade foi calculado através da equação (5) com base na tensão de compressão sorteada, enquanto que a extensão correspondente à tensão máxima foi mantida constante com um valor de 0,002. O fator de confinamento foi determinado automaticamente para cada elemento estrutural pelo software considerado para a análise dos edifícios (SeismoStruct [19]).

Ainda no que diz respeito à definição do modelo numérico, os membros de BA (vigas e pilares) foram modelados através de elementos de fibras com formulação baseada em forças, vulgo *force-based (FB) element*, com 5 pontos de integração (PIs), permitindo uma adequada representação da distribuição de plasticidade ao longo do elemento. Uma vez que a secção de cada pilar não varia em altura (ao longo de cada piso), os PIs de cada pilar apresentam a mesma secção transversal. Por outro lado, nos elementos de viga, os 2 PIs mais próximos das extremidades são definidos com as características correspondentes às secções junto aos apoios. Esta discretização conduz a que as secções de extremidade se desenvolvam ao longo de aproximadamente $\frac{1}{3}$ do comprimento da viga a partir de cada extremidade. É importante notar que, ao contrário do que foi admitido no dimensionamento para cargas gravíticas, as ações consideradas nos modelos numéricos foram definidas com base na combinação de ações para a ação sísmica estabelecida pelo Eurocódigo 0 para edifícios de habitação [20].

Cada modelo numérico é então sujeito a análises estáticas não-lineares adaptativas realizadas através do software de análise numérica SeismoStruct [19]. A Figura 3 apresenta três exemplos de edifícios gerados aleatoriamente de acordo com os pressupostos admitidos nas secções anteriores.

5 Comportamento estrutural dos edifícios analisados

Os resultados apresentados seguidamente foram obtidos com base em 200 análises estáticas não-lineares, correspondentes às análises realizadas segundo as duas direções principais para cada um dos 100 edifícios considerados. A partir dos resultados das análises realizadas, foram obtidas aproximadamente 10 000 curvas de capacidade representativas do comportamento de cada um dos pilares dos edifícios. A Figura 4 apresenta uma descrição da amostra de resultados em termos do número de edifícios simulados e do número de pilares analisados por cada classe de edifício. Os gráficos permitem verificar que, embora as proporções relativas ao número de edifícios simulados para cada classe de número de pisos sejam bastante próximas das percentagens preestabelecidas (Tabela I), o número de pilares analisados não segue a mesma proporção. Esta diferença deve-se ao facto de o número de pilares por edifício crescer com o número de pisos dos edifícios.

A análise preliminar dos resultados obtidos relativamente ao comportamento dos pilares revelou que o comportamento destes é condicionado essencialmente pela ocorrência de roturas por corte para níveis de carregamento relativamente baixos. Assim, a análise de segurança destes elementos apresentada em seguida apenas foca o seu comportamento do ponto de vista da segurança ao esforço transversal, a qual foi analisada com base nas curvas de

capacidade obtidas. Se o valor de esforço transversal atuante (V_s) for normalizado pelo valor da resistência ao esforço transversal ($V_{r,EC8}$) calculada de acordo com o EC8-3, é possível determinar um fator de segurança ($F_{s,v}$) que permite avaliar a evolução do nível de segurança de cada pilar ao longo do carregamento. Para o caso das análises efetuadas, observa-se que este fator varia entre 0 e valores máximos entre 2 e 2,5, sendo que valores superiores a 1 representam os casos em que a solicitação dum elemento é superior à sua resistência. De modo a ilustrar os resultados obtidos, a Figura 5 apresenta a evolução do fator de segurança de todos os pilares segundo as duas direções e para deslocamentos laterais crescentes. No mesmo gráfico é ainda representada a linha horizontal correspondente à condição limite $F_{s,v} = 1$ que identifica o nível de deformação lateral para o qual os pilares atingem a rotura por corte de acordo com a condição regulamentar do EC8-3.

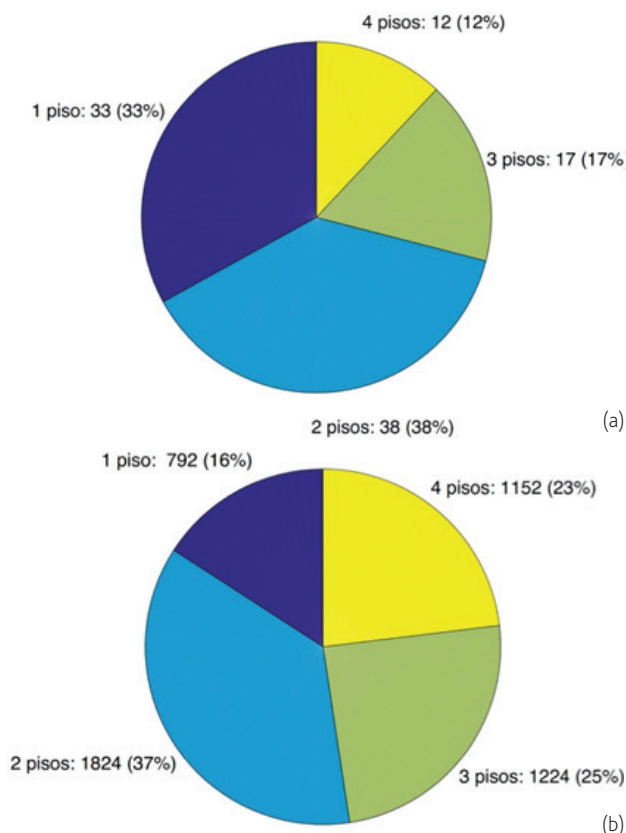


Figura 4 Número de edifícios simulados (a) e número de pilares analisados (b) e por cada classe de número de pisos considerada (1 a 4 pisos)

Os resultados revelam que, contrariamente ao desejado num dimensionamento sismorresistente, existe uma quantidade significativa de pilares que poderão desenvolver rotura por corte (resultando numa perda abrupta de resistência e rigidez do elemento). Este cenário é agravado pelo facto de, simultaneamente, outros pilares apresentarem fatores de segurança ($F_{s,v}$) significativamente superiores a 1, o que indica que este tipo de rotura pode ocorrer em fases bastante precoces de carregamento, *i.e.* muito antes de

explorarem completamente a sua capacidade de deformação em flexão. Apesar de os pilares terem sido submetidos a níveis de deformação bastante elevados para estruturas com ductilidade reduzida, os resultados apresentados seguidamente focam essencialmente a resistência ao corte dos pilares. Esta opção resulta do facto de este tipo de rotura frágil condicionar o comportamento estrutural dos edifícios para níveis de carregamento lateral substancialmente inferiores àqueles necessários para desenvolver roturas dúcteis.

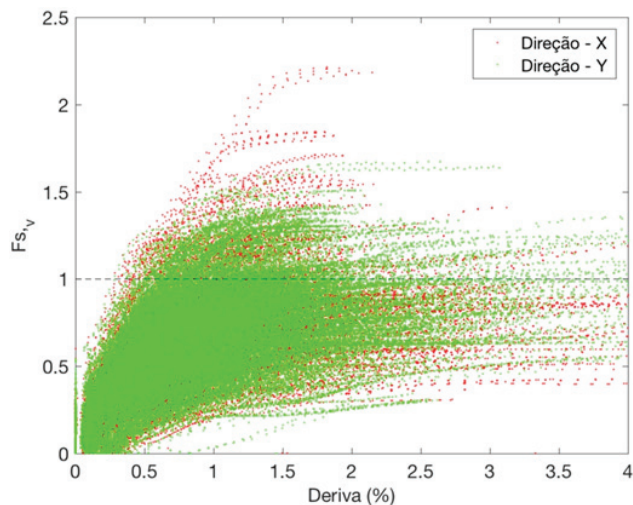


Figura 5 Curvas de evolução do fator de segurança ao corte de todos os pilares segundo as duas direções principais

A análise dos fatores de segurança obtidos para os pilares em função do número de pisos dos edifícios onde se encontram permite estabelecer os resultados apresentados na Figura 6 (a) a partir dos quais se verifica que a percentagem de edifícios nos quais ocorrem roturas em pelo menos um pilar cresce com o número de pisos (percentagem essa determinada em relação ao número de edifícios com o mesmo número de pisos). A evolução das roturas torna-se mais evidente quando estes resultados são analisados em função do número total de pilares da amostra. Dessa forma, os resultados apresentados na Figura 6 (b) revelam que apenas 7% dos pilares são suscetíveis de desenvolver rotura por corte nos edifícios de 1 piso. Por outro lado, em edifícios de 3 e 4 pisos, os resultados indicam que 25% e 34% dos pilares, respetivamente, poderão desenvolver este tipo de rotura.

Esta observação parece estar diretamente relacionada com a redução da percentagem de armadura transversal dos pilares, como se pode observar na Figura 7. À medida que a percentagem de armadura de esforço transversal diminui, a diferença entre a resistência ao corte e a resistência à flexão do mesmo elemento torna-se cada vez mais acentuada. Isto acontece porque as armaduras de esforço transversal foram definidas apenas com base nas disposições construtivas (sem consideração da ação sísmica), as quais são essencialmente estabelecidas para evitar a ocorrência de encurvadura das armaduras longitudinais. Paradoxalmente, este efeito pode conduzir a que o aumento da secção transversal e diâmetro de armaduras

longitudinais (resultado do aumento do número de pisos) conduza a uma redução dos requisitos relativamente à armadura de esforço transversal.

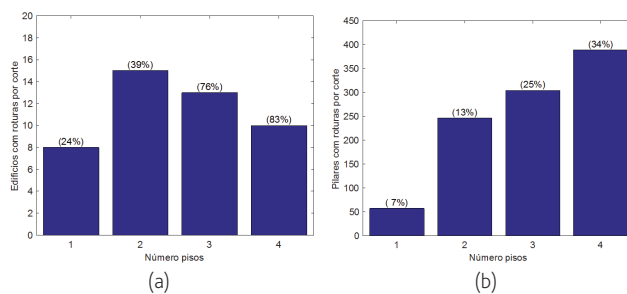


Figura 6 Variação do número de edifícios (a) e pilares (b) com rotura por corte em função do número de pisos

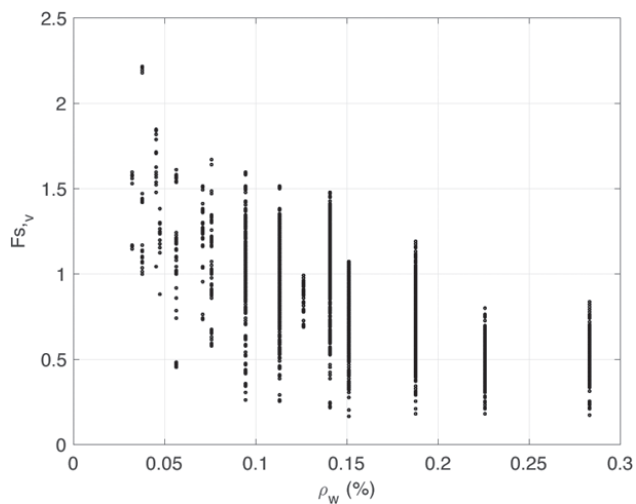


Figura 7 Variação do fator de segurança $F_{s,v}$ com a percentagem de armadura transversal

Os resultados analisados para definir os fatores de segurança ao corte permitem ainda avaliar a evolução de diferentes parâmetros da resposta à medida que os pilares se aproximam da rotura por corte. Neste contexto, foram analisados dois indicadores da resposta que correspondem à deriva e à tensão transversal média dos pilares. Atendendo ao tipo de análise não linear realizada e à tipologia dos edifícios considerados, observa-se que a deriva dos pilares corresponde à deriva entre pisos. A tensão transversal média dos pilares corresponde à força de corte num pilar dividida pela área da sua secção transversal. Ao analisar estes indicadores para o nível de deformação lateral observada nos pilares que atingem a rotura por corte ($F_{s,v} = 1$), obtêm-se os valores de tensão transversal média e de deriva entre pisos cujos histogramas se apresentam nas Figuras 8(a) e 8(b), respetivamente. Para ambos os histogramas, são ainda representadas as quatro distribuições estatísticas que melhor se aproximam do histograma de acordo com o Critério de Informação Bayesiano [21].

Com base nos resultados apresentados na figura anterior, foi possível determinar valores de referência para a tensão transversal

média dos pilares e para a deriva entre pisos. A Tabela II apresenta os valores estatísticos relativos à distribuição lognormal, dado que este modelo estatístico apresenta um bom ajuste às distribuições obtidas para os dois indicadores de resposta. Dado que, visualmente, as diferentes distribuições analisadas não apresentam diferenças significativas, optou-se por considerar a distribuição lognormal, tendo-se verificado que os dados seguem essa distribuição para um nível de significância de 5%, através do teste de Lilliefors [22]. Os resultados revelam que a mediana da tensão transversal média dos pilares e da deriva entre pisos associados à rotura por corte são próximos de $\tau_v = 0,5$ MPa e $\theta_v = 0,85\%$, respetivamente.

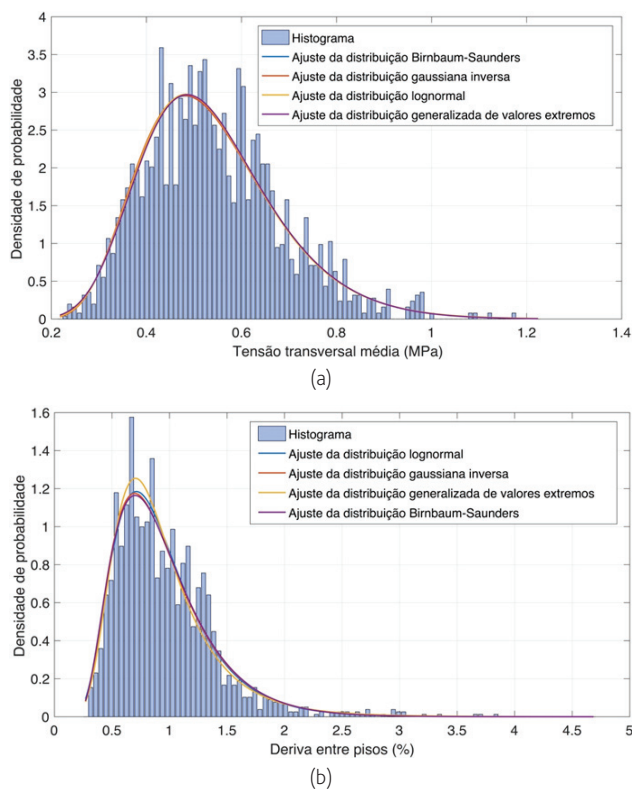


Figura 8 Distribuições associadas à tensão transversal média dos pilares (a) e à deriva entre pisos (b) para $F_{s,v} = 1$

Tabela II Parâmetros estatísticos de referência para a tensão transversal média dos pilares e para a deriva entre pisos

	Moda	Mediana	Média	CV (%)
τ_v (MPa)	0,48	0,52	0,54	26
θ_v (%)	0,71	0,86	0,94	45

Quando comparados com outros valores presentes na literatura, estes resultados aparentam ser um pouco conservativos. Nomeadamente, o regulamento japonês para a avaliação de edifícios existentes de BA [23] apresenta valores de referência para a tensão transversal média entre 0,7 e 1 MPa, enquanto o trabalho

de Miranda *et al.*, 2005 [24], identifica valores de deriva entre pisos próximos de 1%. Parte desta diferença está certamente relacionada com o facto de o critério de rotura ter sido estabelecido com base no critério de resistência ao corte definido pelo EC8-3 que incorpora diversos fatores de segurança, os quais podem conduzir a uma redução de aproximadamente 60% do valor médio da resistência.

Por fim, é importante notar que os valores dos indicadores apresentados foram obtidos através de análises em que o carregamento lateral aumenta progressivamente até os elementos atingirem a sua capacidade última. Como tal, fornecem indicações relevantes sobre o comportamento das estruturas sob ação sísmica e representam indicadores equivalentes da capacidade última de edifícios compatíveis com condições de rotura por corte em pilares que apenas poderão ser usados comparando-os com níveis de resposta estrutural obtidos por ação duma solicitação compatível com uma determinada condição de estado limite.

6 Conclusões

O presente artigo apresenta um estudo numérico com vista à identificação de potenciais vulnerabilidades sísmicas numa classe de edifícios de BA do parque edificado português construído sem disposições sismorresistentes. Para tal, foi desenvolvida uma metodologia que se baseia num estudo numérico detalhado do comportamento sísmico dos edifícios considerados, simulando de forma adequada os principais aspetos da sua resposta estrutural.

Os resultados apresentados são representativos da análise de 100 edifícios cujo dimensionamento foi simulado e não considera disposições sismorresistentes. A análise de segurança apresentada centra-se apenas nos pilares, dada a importância destes elementos na estabilidade global das estruturas. Os resultados indicam que os pilares destes edifícios são potencialmente vulneráveis a desenvolver rotura por corte. Este tipo de vulnerabilidade parece estar diretamente relacionado com a baixa percentagem de armadura transversal identificada nestes elementos e que resulta dum dimensionamento apenas para cargas gravíticas sem disposições sismorresistentes. Os resultados obtidos indicam ainda que os elementos com percentagem de armadura transversal superior a 0,2% não são propensos a desenvolver este tipo de rotura. Apesar de apenas indicativo, este valor pode ser bastante útil para avaliar de uma forma expedita a potencial vulnerabilidade sísmica de pilares de BA.

Por fim, os resultados obtidos permitiram ainda estabelecer indicadores simplificados do desempenho estrutural dos edifícios. Os indicadores considerados foram a tensão transversal média dos pilares e a deriva entre pisos. Com base na análise da resposta de aproximadamente 10 000 pilares, verificou-se que a mediana destes indicadores, compatível com um cenário em que ocorre rotura por corte dos pilares, se aproxima de $\tau_v = 0,5$ MPa e de $\theta_v = 0,85\%$, respetivamente. Estes resultados diferenciam-se de outros existentes na literatura pelo facto de, no conhecimento dos autores, serem estimados pela primeira vez indicadores deste tipo com base nas características do edificado português.

No futuro, pretende-se analisar outros edifícios que incorporem a contribuição das paredes de alvenaria e que possuam configurações

irregulares de modo a obter resultados mais focados no comportamento global dos edifícios. Por outro lado, existe ainda a expectativa de conseguir modelar o efeito do escorregamento das armaduras longitudinais (aspeto principalmente relevante em situações em que existem armaduras lisas) através de um modelo capaz de simular este fenómeno de uma forma explícita, que irá ficar disponível, num futuro próximo, na versão comercial do software de análise numérica considerado.

Referências

- [1] Silva, V.; Crowley, H.; Varum, H.; Pinho, R. – “Seismic risk assessment for mainland Portugal”. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(2), 429-457, 2014.
- [2] Sousa, M. L. – *Risco Sísmico em Portugal Continental*. Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Portugal, 2006.
- [3] RSA – “Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes”. Decreto-Lei N.º 235/83, Lisboa, Portugal, 1983.
- [4] INE – “Censos 2011 Resultados Definitivos – Portugal”. Instituto Nacional de Estatística, Lisboa, 2012.
- [5] DL 53 – “Decreto Lei N.º 53/2014 de 8 de Abril do Ministério do Ambiente, Ordenamento do Território e Energia”. *Diário da República: Série I*, N.º 69, 2014.
- [6] RSCCS – “Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos”. Decreto-Lei N.º 41658, Lisboa, Portugal, 1958.
- [7] RBA – “Regulamento para o Emprego de Betão Armado”. Decreto-Lei N.º 4036, Lisboa, Portugal, 1935.
- [8] REBA – “Regulamento de Estruturas de Betão Armado”. Decreto-Lei N.º 47723, Lisboa, Portugal, 1967.
- [9] REBAP – “Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado”. Decreto-Lei N.º 349-C/83, Lisboa, Portugal, 1983.
- [10] CEN – “EN 1998-3. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings”. Comité Européen de Normalisation. Bruxelas, 2004.
- [11] Silva, V.; Crowley, H.; Varum, H.; Pinho, R.; Sousa, L. – “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, 2014.
- [12] Furtado, A.; Costa, C.; Arede, A.; Rodrigues, H. – “Geometric characterisation of Portuguese RC buildings with masonry infill walls”. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 20(4), 396–411, 2015.
- [13] Matlab – disponível em: <https://www.mathworks.com>
- [14] D’Arga e Lima, J.; Monteiro, V.; Mun, M. – “Betão Armado. Esforços Normais e de Flexão. (REBAP – 83)”, Publicação LNEC, 1985.
- [15] CEN – “EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings”. Comité Européen de Normalisation, Bruxelas, 2004.
- [16] Priestley, N.; Calvi, G. M.; Kowalsky, M. J. – “Displacement-Based Seismic Design of Structures”. IUSS Press, Pavia, Italy, 2007.
- [17] Menegotto, M.; Pinto, P. – “Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending”. *Symposium Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads*, Lisboa, Portugal, 1973.
- [18] Mander, J.; Priestley, N.; Park, R. – “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No.8, p. 1804–1826, 1988.
- [19] Seismosoft – “SeismoStruct 2016 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures” – disponível em: <http://www.seismosoft.com>, 2016.
- [20] NP EN 1990:2009 – “Eurocódigo 0: Bases para o projecto de estruturas”. IPQ-Instituto Português da Qualidade, 2009.
- [21] Schwarz, G. (1978) – “Estimating the dimension of a model”. *Annals of Statistics* 6(2), p. 461-464.
- [22] Lilliefors, H. W. – “On the Kolmogorov-Smirnov test for normality with mean and variance unknown”. *Journal of the American Statistical Association*. Vol. 62, 399–402, 1967.
- [23] JBDPA – “Standard for evaluation of seismic capacity of existing reinforced concrete buildings”. Japan Building Disaster Prevention Association, Tokyo, Japan, 2005.
- [24] Miranda, P.; Calvi, G.M.; Pinho, R.; Priestley, N. – “Displacement-Based Assessment of RC Columns with Limited Shear Resistance”. IUSS Press, Pavia, Itália, 2005.