

ANÁLISE SÍSMICA DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO COM PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO COM ABERTURAS INCLUINDO EFEITOS FORA DO PLANO E DIFERENTES INTENSIDADES SÍSMICAS

PAULO JORGE VIEIRA DA ROCHA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

Coorientador: Professor Doutor André Filipe Castanheira Alves Furtado

JUNHO DE 2021

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2020/2021

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

☐ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

☐ feup@fe.up.pt

☐ <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2020/2021 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2021.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais

Conhecimento não é aquilo que sabemos, é o que se faz com o que sabemos

Aldous Huxle

AGRADECIMENTOS

Se queres ir depressa vai sozinho, mas se queres ir longe vai com companhia. Em todas as etapas que já concluí na minha vida, nenhuma delas o teria conseguido sem todas as pessoas que me ajudaram ao longo do caminho.

Em primeiro lugar, um agradecimento muito grande ao Professor Arêde, pela grande capacidade de partilha de conhecimento de forma uma forma muito elucidativa, por toda a disponibilidade demonstrada e apoio prestado e, acima de tudo, por nunca me deixar ceder ao desânimo e atirar a toalha ao chão. Todos estes conselhos, não só dados no âmbito dos trabalhos realizados, mas também da vida em geral, acompanhar-me-ão por toda a minha vida.

Ao professor André Furtado, em primeiro lugar, pelos modelos matemáticos, desenvolvidos e fornecidos pelo mesmo, que serviu de base a todo o trabalho desenvolvido ao longo desta dissertação. Agradeço ainda a disponibilidade demonstrada em todos os momentos, a forma simples e eficaz como foi capaz de transmitir conhecimento e também as palavras de ânimo que me foi dirigindo ao longo de todo o trabalho.

Aos meus pais, que tanto se têm esforçado e sacrificado para que eu pudesse entrar e permanecer neste percurso. São sem dúvida alguma o meu porto seguro e o meu maior apoio e a eles devo tudo o que sou.

À minha irmã e ao meu cunhado, pelo apoio prestado no início desta caminhada, por me terem acolhido em sua casa de braços abertos, fazendo-me sentir sempre em casa e não permitindo que me sentisse sozinho.

Às duas casas da família Bateira, a minha família de coração, que também eles sempre me apoiaram e acreditaram em mim. Por todo o apoio e carinho que sempre me deram, recebendo-me também eles em sua casa de braços abertos e me fizeram sentir como um deles. Lembrar de forma especial a Márcia, que está lá em cima a olhar por mim, e, tenho a certeza, com uma alegria enorme por me ver concluir este trabalho.

À minha namorada, Inês Esteves, por todo o apoio moral e motivação que me foi dando ao longo do trabalho, mas principalmente pela ajuda prestada nos últimos dias, em que foi incansável a ajudar a corrigir erros feitos ao longo do trabalho.

À minha tia Irene e restante família, pelas refeições e pelo amparo que sempre me proporcionaram.

E por último mas não menos importante, aos amigos que fiz na faculdade, o José, o Artur, o Hugo, o Pedro Gomes, o Pedro Oliveira e ao Tiago, por todos os bons momentos de camaradagem passados, pelas tardes de estudo partilhadas e apontamentos disponibilizados.

RESUMO

Nos últimos anos, tem crescido o interesse no aprofundar do conhecimento da influência que as paredes de enchimento de alvenaria têm na resposta sísmica de um edifício, nomeadamente em edifícios porticados de betão armado.

Os relatórios de dano pós sismo são unânimes em reconhecer que, as paredes de enchimento de alvenaria desempenham um papel importante na forma como um edifício se comporta perante uma acção sísmica. Apontam também que, o colapso destas para fora do seu plano tem sido responsável por diversas fatalidades e ainda inúmeras perdas de bens e património.

A presença, ausência e também a forma como as paredes de enchimento de alvenaria são distribuídas num edifício, pode introduzir irregularidades quer em planta quer em altura, que podem ter como consequência a formação de mecanismos de rotura globais. O mesmo acontece quando há o colapso destas durante uma acção sísmica. Assim, é cada vez mais unânime que as paredes de enchimento de alvenaria, não devem ser consideradas como elementos “não estruturais”, como o são hoje em dia aos olhos dos regulamentos nacionais e internacionais, devendo passar a ser consideradas na avaliação de vulnerabilidade sísmica dos edifícios. Tendo em conta o número ainda algo limitado de estudos quer numéricos, quer experimentais, torna-se essencial efectuar estudos que permitam melhor interpretar quer o comportamento sísmico destes elementos, quer a influência que a sua presença e distribuição tem no comportamento perante acção sísmica de edifícios porticados de betão armado, sabendo também a prevalência deste tipo de edifícios em Portugal, mas também em muitos outros países.

É nessa temática que se enquadra o presente trabalho. Após um breve trabalho de pesquisa nesta área, avançou-se para um estudo numérico com o intuito de perceber a influência que as paredes de enchimento de alvenaria têm na resposta sísmica de um edifício porticado de betão armado. Para isso foi utilizado o *software OpenSees* (Mckenna *et al.* 2000), para o qual foi desenvolvido um modelo numérico simplificado que permitisse simular o comportamento sísmico das paredes de enchimento de alvenaria, envoltas por um pórtico de betão armado, calibrado para o efeito através de dados experimentais, obtidos a partir de ensaios, em tamanho real, realizados no LESE da FEUP. Neste modelo numérico foi aplicado o modelo desenvolvido por Furtado *et al.* (2016), para simular o comportamento das paredes, tendo sido feita a calibração para paredes totalmente preenchidas, e paredes com uma abertura central.

Tendo por base esta calibração, avançou-se para o estudo de um edifício de betão armado, tendo como objectivo perceber como a presença das paredes de enchimento de alvenaria influenciam a resposta sísmica do edifício tendo em conta o comportamento das paredes para fora do plano. Para isso foram desenvolvidos três modelos numéricos de três dimensões de um mesmo edifício. Trata-se de um edifício de 24 metros de altura, com uma implantação em planta de 12 por 25 metros. Os modelos numéricos consistiram na simulação do edifício: i) constituído por pórticos vazados, ii) com a presença de paredes de enchimento de alvenaria, iii) com a presença de paredes de enchimento de alvenaria com abertura central.

Tendo por base os resultados destas análises, efectuou-se um estudo comparativo de vários parâmetros para os três cenários.

PALAVRAS-CHAVE: ANÁLISE SÍSMICA; MODELAÇÃO NUMÉRICA; EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO; PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO; COMPORTAMENTO FORA-DO-PLANO

ABSTRACT

In recent years, there has been a growing interest in deepening the knowledge of the influence that masonry infill walls have on the seismic response of a building, namely in reinforced concrete frame buildings.

Post-seismic damage reports are unanimous in recognizing that masonry infill walls play an important role in the way a building behaves in the face of seismic action. They also point out that the collapse of these out of their plan has been responsible for several fatalities and even numerous losses in terms of assets.

The presence, absence and also the way in which the masonry infill walls are distributed in a building, can introduce irregularities both in plan and in height, which can result in the formation of global failure mechanisms. The same happens when these collapse during a seismic action. Thus, it is increasingly unanimous that masonry infill walls should not be considered as "non-structural" elements, as they are today in the framework of national and international regulations and should be considered in the seismic vulnerability assessment of the buildings. Considering the still somewhat limited number of studies, both numerical and experimental, it is essential to carry out studies that allow a better interpretation of both the seismic behaviour of these elements and the influence that their presence and distribution has on the behaviour against seismic action of buildings reinforced concrete frames, also knowing the prevalence of this type of buildings in Portugal and also in many other countries.

It is in this theme that the present work fits. After a brief research work in this area, we proceeded to a numerical study to understand the influence that masonry infill walls have on the seismic response of a reinforced concrete frame building. For this, the OpenSees software (Mckenna et al. 2000) was used, for which a simplified numerical model was developed to simulate the seismic behaviour of the masonry infill walls, surrounded by a reinforced concrete frame, calibrated for this purpose through of experimental data, obtained from tests, in real size, carried out at the LESE of FEUP. In this numerical model, the model developed by Furtado (Furtado et al. 2016) was used to simulate the behaviour of infills, having been calibrated for fully filled infills and for infills with a central opening.

Based on this calibration, it was carried out the study of a reinforced concrete building, with the aim of understanding how the presence of masonry infill walls influences its seismic response. For this, three numerical models of three dimensions of the same building were developed. It is a 24-meter-high building, with a 12 x 25 m² plan implantation. The numerical models consisted of simulating the building: i) constituted by hollow frames, ii) with the presence of masonry infill walls, iii) with the presence of masonry infill walls with central opening.

Based on the results of these analyses, a comparative study of several parameters for the three scenarios was carried out.

KEYWORDS: SEISMIC ANALYSIS, NUMERICAL MODELING, REINFORCED CONCRETE BUILDINGS, MASONRY INFILL WALLS, OUT-OF-PLANE BEHAVIOR

ÍNDICE GERAL

Índice de Tabelas.....	xiv
Índice De Equações	xiv
Introdução.....	1
1.1 Preâmbulo	1
1.2 Objetivos.....	2
1.3 Organização da Dissertação	2
2 Revisão do estado de arte	5
2.1. Impacto dos sismos como catástrofes naturais.....	5
2.2. Danos pós-sismo em edifícios.....	6
2.3 Perdas económicas devidas a sismos relacionadas com as paredes de enchimento	19
2.4 Estratégias de modelação numérica.....	23
3 Calibração do modelo numérico	27
3.1 Introdução	27
3.2 Descrição da estratégia de modelação numérica.....	28
3.2.3 Parede de enchimento	31
3.3 Avaliação da eficiência da estratégia de simulação de pórticos de Betão Armado com paredes de enchimento	35
3.3.1 Apresentação dos ensaios simulados	35
3.3.1.1 Setup experimental e protocolo de carregamento	38
3.3.1.2 Resultados experimentais.....	39
3.3.3 Resultados numéricos	43
3.3.3.1 Pórtico sem parede	43
3.3.3.2 Pórtico com parede sem abertura.....	43
3.3.3.3 Pórtico com parede com abertura.....	45
3.4 Considerações finais	47
4 Caso de Estudo	49
4.1 Introdução	49
4.2 Estratégia de modelação.....	52
4.2.1 Propriedades dos materiais	53
4.2.1.1 Betão	53
4.2.1.2 Aço	53
4.2.1.3 Paredes de Alvenaria	54

4.3 Resultados preliminares	54
4.3.1 Frequências Naturais de vibração	54
4.3.2 Análise estática não linear – “pushover”	55
5 Análise dinâmica não linear incremental.....	63
5.1 Introdução.....	63
5.2 Apresentação e discussão dos resultados numéricos	64
5.2.1 Evolução ao longo da intensidade sísmica dos Gráficos “coeficiente sísmico vs <i>Drift</i> ” do sismo 1 para o piso 1 e para o piso 8	64
5.2.2 Evolução dos perfis de <i>drift</i> entre pisos em altura	69
5.2.3 Evolução do <i>drift</i> máximo entre pisos para fora do plano com a intensidade sísmica	75
5.2.4 Evolução do colapso das paredes de enchimento com o aumento da intensidade sísmica	81
6 Conclusões	85
6.1 Conclusões gerais.....	85
6.2 Desenvolvimentos futuros	86
Referências Bibliográficas.....	87

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 - Catástrofes naturais de 1980-2012, adaptado de Paupério <i>et al.</i> (2013).	5
Fig. 2 - Perdas económicas por catástrofes naturais entre 1980 e 2012, adaptado de <i>et al.</i> (2013).....	6
Fig. 3 - Localização dados trabalhos de reconhecimento pós sismo (adaptado de Furtado (2020)).....	7
Fig. 4 - a) L'Aquila, Itália, 2009; b) Lorca, Espanha, 2012; c) Gorkha, Nepal, 2015.....	9
Fig. 5 - Danos associados a amarrações inadequadas e/ou devido ao uso de armaduras lisas, bem como erros na dobragem de estribos, observados no após-sismo de a) Gorkha, Nepal, 2015; b) México, 2017; c) L'Aquila, Itália, 2009	10
Fig. 6 - Danos em pilares associados ao descrito anteriormente, observados no após-sismo no México, 2017	11
Fig. 7 - a), b), c), d) Danos associados a ligação viga-pilar com fraca capacidade resistente, observados no após-sismo L'Aquila, Itália, 2009	12
Fig. 8 - Danos associados à formação de viga forte- pilar fraco, observados no após-sismo: a) L'Aquila, Itália, 2009; b) Gorkha, Nepal, 2015	12
Fig. 9 - Danos associados a mecanismo de pilar curto, observados no após-sismo: a) L'Aquila, Itália, 2009; b) Gorkha, Nepal, 2015; c) esquema estrutural de mecanismo de pilar curto	13
Fig. 10 - Esquemas estruturais representativos de variação de rigidez (em altura): a) piso flexível; b) piso flexível com descontinuidade de pilares; c) piso flexível com pilares de maior altura	14
Fig. 11 - Danos associados a irregularidades estruturais, quer em planta quer em altura, resultando em problemas de torção e piso flexível, no-após sismo de: a) L'Aquila, Itália, 2009 e b) Gorkha, Nepal, 2015	14
Fig. 12 - Danos observados no após-sismo de Gorkha, Nepal, 2015	15
Fig. 13 - a), b), c) e d) Danos associados Lorca à “colisão” de edifícios adjacentes e muito próximos, Espanha, 2011 - México, 2017	16
Fig. 14 - Danos nos elementos estruturais secundários Lorca, Espanha, 2011 - México, 2017	16
Fig. 15 - Danos associados a elementos estruturais secundários: a) L'Aquila, Itália, 2009; b) Lorca, Espanha, 2011.....	17
Fig. 16 - Lorca, Espanha, 2011	17
Fig. 17 - Danos em paredes de alvenaria no próprio plano: a) Destacamento do painel (2011); b) fissuração diagonal (2009); c) esmagamento de canto e fissuração diagonal (2009) e d) fissuração devido a deslizamento na zona central do painel (2015).....	18
Fig. 18 - Colapso de paredes de alvenaria para fora do plano: a) Painel completo; b) Pano exterior de um painel.....	19
Fig. 19 - Formulário, AeDES de avaliação de usabilidade e dano pós-sismo De Martino <i>et al.</i> (2017)20	
Fig. 20 - Correspondência entre o formulário AeDES e EMS-98.....	21
Fig. 21 - Extensão da intervenção para cada ação elementar e custo unitário relacionado	22

Fig. 22 - Modelo de: a) uma; b) duas e c) três bielas diagonais equivalentes	24
Fig. 23 - Modelo de Crisafulli (adaptado de Crisafulli et al. (2000))	25
Fig. 24 – a) Esquema de discretização do Modelo de Kadysiewski e b) curva de interação de comportamento no plano e fora do plano.....	26
Fig. 25 - Modelo de simulação da parede.....	28
Fig. 26 - Secção transversal de elementos de betão armado.....	29
Fig. 27 - Lei de comportamento do betão (Adaptado de OpenSees Mckenna et al. (2000) e Yassen (1996)).....	30
Fig. 28 - Lei de comportamento do aço (Adaptado de OpenSees Mckenna et al. (2000) e Menegotto et al. (1973))	30
Fig. 29 - Modelo de simulação do comportamento da parede de enchimento proposto por Furtado et al. (2016).	31
Fig. 30 - Lei de comportamento de uma parede de enchimento no seu plano (Adaptado de OpenSees Mckenna et al. (2000))	32
Fig. 31 - Lei de comportamento do material "pinching 04", adaptado de OpenSees Mckenna et al. (2000).	33
Fig. 32 - Dimensões do pórtico com parede com abertura	35
Fig. 33 - Dimensões do pórtico com parede com abertura	36
Fig. 34 – Dimensões do pórtico com parede sem abertura (unidades em metros): a) dimensões gerais; b) detalhe de armaduras do pórtico de RC; secção transversal de c) pilar e d) viga	36
Fig. 35 - Parede sem abertura <i>in situ</i>	37
Fig. 36 - Parede com abertura <i>in situ</i>	37
Fig. 37 - Lei do carregamento.....	38
Fig. 38 –Gráfico Corte basal – Deslocamento no topo, Parede sem abertura - resultados experimentais (Adaptado de Furtado (2020)).....	39
Fig. 39 - Gráfico Corte basal – Deslocamento no topo, Parede com abertura - resultados experimentais (Adaptado de Furtado (2020)).....	39
Fig. 40 - Gráfico comparativo - dados experimentais (Adaptado de Furtado (2020))	39
Fig. 41 - Cálculo gráfico da rigidez inicial.....	40
Fig. 42 - Cálculo gráfico da rigidez inicial.....	40
Fig. 43 - Comparação da rigidez inicial.....	40
Fig. 44 - Comparação da força máxima em deslocamentos positivos	41
Fig. 45 - Comparação da força máxima em deslocamentos negativos.....	41
Fig. 47 Gráfico "pushover" do pórtico sem parede	43

Fig. 48 – Parede sem abertura: comparação do gráfico de comportamento experimental vs numérico	44
Fig. 49 – Parede sem abertura: comparação do gráfico de dissipação de energia experimental vs numérico.....	44
Fig. 50 - Comparação da força máxima em deslocamentos positivos experimental vs numérico	45
Fig. 51 - Comparação da força máxima em deslocamentos negativos experimental vs numérico	45
Fig. 52 – Parede com abertura: comparação do gráfico de comportamento experimental vs numérico	45
Fig. 53 – Parede com abertura: comparação do gráfico de dissipação de energia experimental vs numérico.....	46
Fig. 54 - Comparação da força máxima em deslocamentos positivos experimental vs numérico.....	46
Fig. 55 - Comparação da força máxima em deslocamentos negativos experimental vs numérico	46
Fig. 56 - Disposição em Planta do edifício PT8.....	49
Fig. 57 – Numeração do tipo de pilar.....	50
Fig. 58 – Numeração do tipo de viga	51
Fig. 59 – Gráfico da interção linear do comportamento da parede de enchimento no plano e fora do plano adotado para simular o comportamento fora do plano (adaptado de Furtado (2020).	54
Fig. 60 – Frequências naturais dos modelos numéricos.....	55
Fig. 60 – Cálculo da Rigidez inicial do Modelo 1 na direcção X.....	56
Fig. 61 – Gráfico comparativo do corte basal máximo.....	57
Fig. 62 – Gráfico Comparativo da rigidez lateral inicial.....	57
Fig. 63 - Gráfico Comparativo do Coeficiente Sísmico	58
Fig. 64 - Gráficos Comparativos Coeficiente sísmico vs <i>Drift</i>	58
Fig. 65 - Gráficos Comparativos Coeficiente sísmico vs <i>Drift</i>	59
Fig. 66 - <i>Drift</i> em altura do modelo 1 na direcção X	59
Fig. 67 - Deslocamento em altura do modelo 1 na direcção X	59
Fig. 68 - <i>Drift</i> em altura do modelo 1 na direcção Z	60
Fig. 69 - Deslocamento em altura do modelo 1 na direcção Z.....	60
Fig. 70 - <i>Drift</i> em altura do modelo 2 na direcção X	60
Fig. 71 - Deslocamento em altura do modelo 2 na direcção X	60
Fig. 72 - <i>Drift</i> em altura do modelo 2 na direcção Z	61
Fig. 73 - Deslocamento em altura do modelo 2 na direcção Z.....	61
Fig. 74 – <i>Drift</i> em altura do modelo 3 na direcção X.....	61

Fig. 75 – Deslocamento em altura do modelo 3 na direcção X.....	61
Fig. 76 – <i>Drift</i> em altura do modelo 3 na direcção Z.....	62
Fig. 77 - Deslocamento em altura do modelo 2 na direcção Z.....	62
Fig. 78 - Espectros de resposta elástica de tipo 1, na direcção X.....	63
Fig. 80 – Gráficos piso 1, modelo1, direcção X: a) Força Sísmica – Deslocamento; b) Coeficiente sísmico – <i>Drift</i>	65
Fig. 81 - Modelo 2, PGA 8, direcção X.....	69
Fig. 82 - Comparação das curvas médias de <i>Drifts</i> em altura na direcção X entre modelos para uma mesma intensidade sísmica: a) PGA 1; b) PGA 4 c) PGA 8.....	72
Fig. 83 - Comparação das curvas médias de <i>Drifts</i> em altura na direcção Z entre modelos para uma mesma intensidade sísmica: a) PGA 1; b) PGA 4 c) PGA 8.....	73
Fig. 84 - Evolução dos <i>drifts</i> máximos da estrutura ao longo da subida da intensidade sísmica: a) direcção X e b) direcção Z.....	73
Fig. 85 - Curvas de comparação da evolução do coeficiente sísmico médio com o aumento da intensidade sísmica: a) Direcção X; b) Direcção Z.....	75
Fig. 86 - Comparação das curvas médias de <i>Drifts</i> máximos em altura na direcção X ao longo das intensidades sísmicas: a) modelo 2; b) modelo 3;.....	79
Fig. 87 - Comparação das curvas médias de <i>Drifts</i> máximos em altura na direcção X do mesmo modelo e diferentes intensidades sísmicas: a) PGA 1; b) PGA 4 c) PGA 8	79
Fig. 88 - Comparação das curvas médias de <i>Drifts</i> máximos em altura na direcção Z ao longo das intensidades sísmicas: a) modelo 2; b) modelo 3;.....	80
Fig. 89 - Comparação das curvas médias de <i>Drifts</i> máximos em altura na direcção Z do mesmo modelo e diferentes intensidades sísmicas: a) PGA 1; b) PGA 4 c) PGA 8	80
Fig. 90 - Evolução dos <i>drifts</i> máximos da estrutura ao longo da subida da intensidade sísmica: a) direcção X e b) direcção Z.....	80

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros do “ <i>pinching 04</i> ”	34
Tabela 2 - Propriedades mecânicas da alvenaria	38
Tabela 3 - Parâmetros mecânicos do modelo numérico do betão	42
Tabela 4 - Parâmetros mecânicos para modelo numérico do aço	42
Tabela 5 - Parâmetros mecânicos da parede sem abertura para definir o modelo numérico	42
Tabela 6 - Parâmetros mecânicos da parede sem abertura para definir o modelo numérico	42
Tabela 7 – Detalhes das armaduras nos diferentes tipos de pilares	50
Tabela 8 – Detalhes das armaduras nos diferentes tipos de vigas	51
Tabela 9 – Propriedades mecânicas da alvenaria.....	52
Tabela 10 – Propriedades mecânicas do betão	53
Tabela 11 – Propriedades mecânicas do aço	54
Tabela 12 – Comparação das frequências naturais	55
Tabela 13 - Análise dinâmica – Descrição da ação sísmica utilizada	64
Tabela 14 – Coeficiente Sísmico – <i>Drifts</i> Piso 1	66
Tabela 15 - Coeficiente Sísmico – <i>Drifts</i> Piso 8	67
Tabela 16- Perfis de <i>drift</i> entre pisos em altura, direcção X	70
Tabela 17 - Perfis de <i>drift</i> entre pisos em altura, direcção Z	71
Tabela 18 Evolução do corte basal com a intensidade sísmica.....	74
Tabela 19 - Perfis de <i>drift</i> máximo no ponto médio das paredes, direcção X.....	77
Tabela 20 - Perfis de <i>drift</i> máximo no ponto médio das paredes, direcção Z.....	78
Tabela 21- Evolução do colapso das paredes de enchimento com o aumento da intensidade sísmica, sismo 5, modelo 2.....	82
Tabela 22 - Evolução do colapso das paredes de enchimento com o aumento da intensidade sísmica, sismo 5, modelo 3.....	83

ÍNDICE DE EQUAÇÕES

Equação 1	33
Equação 2	33
Equação 3	41
Equação 4	56

1

INTRODUÇÃO

1.1 PREÂMBULO

Grande parte do parque edificado em Portugal é constituído por estruturas porticadas de betão armado, constituídas por vigas e pilares, e na maioria das vezes por paredes estruturais de betão armado, presentes por exemplo em caixas de escadas ou de elevadores, sendo complementados em grande parte das vezes por paredes de alvenaria de enchimento.

Durante muito tempo, a acção destas paredes de enchimento, em fase de projecto, era apenas considerada na parte das acções, adicionando o seu peso à estrutura, sendo, portanto, desprezada a sua contribuição, no que à resistência e rigidez da estrutura diz respeito. Existia mesmo a ideia, de que, esta convenção, em fase de projecto, estava no lado da segurança, nomeadamente na parte de projecto de segurança sísmica, onde era considerado que a capacidade real de carga seria sempre superior àquela que saía do projecto, pelo acréscimo que a presença destas paredes de enchimento conferia à estrutura.

No entanto, a observação de danos após-sismo (Vicente *et al.* 2012, Romão *et al.* 2013, Varum *et al.* 2017) e os diversos estudos científicos realizados em edifícios com esta tipologia estrutural, tem vindo a mostrar que nem sempre é assim. Dependendo da regularidade da presença e da distribuição destas paredes de enchimento em planta e em altura, e mesmo dos seus detalhes geométricos, por vezes podem levar a mecanismos de rotura tanto globais como locais. O que se pode afirmar, é que a presença destes elementos altera as características da estrutura obtidas em projecto.

É necessário ter em conta, que um sismo transmite à estrutura uma série de carregamentos cíclicos e intensos. Este tipo de acção, quando transmitidas às paredes de alvenaria de enchimento, leva a que a sua resistência e a rigidez lateral se vá degradando, ou seja, a sua contribuição para o comportamento da estrutura, vai-se modificando ao longo da acção sísmica.

Com o evoluir do conhecimento existente sobre este tipo de estruturas, hoje em dia é possível simular através de modelos numéricos (simplificados ou mais complexos), o comportamento sísmico de estruturas de betão armado com paredes de enchimento com grande precisão. Estas ferramentas numéricas têm vindo a ser desenvolvidas e validadas com base em campanhas experimentais existentes na literatura, (Furtado 2020), desenvolve, na sua tese de doutoramento, um estudo sobre a avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de betão armado, com a consideração das paredes de enchimento de alvenaria e tendo em conta o seu comportamento fora do plano. Faz, também aí, um

grande apanhado da evolução dos modelos numéricos utilizados para a simulação do comportamento das paredes, quer no plano, quer para fora do plano.

Surge assim o interesse em aprofundar o conhecimento acerca do impacto que a presença das paredes de enchimento têm na segurança sísmica das estruturas, nomeadamente de que forma a presença de aberturas nas paredes de enchimento afetam a resposta global dos edifícios de betão armado.

1.2 OBJETIVOS

O presente trabalho tem como principal objectivo o estudo do efeito das aberturas nos painéis de alvenaria na resposta estrutural de uma estrutura de betão armado para diferentes cenários de intensidade sísmica. Nesse sentido, será realizada uma comparação com a resposta estrutural considerando a presença de paredes sem aberturas e considerando apenas pórticos vazados.

Para tal, foi estudado um edifício porticado de betão armado, de 8 andares, projectado pelo LNEC. Derivou-se a partir deste, três modelos numéricos tridimensionais no software *OpensSee* (Mckenna *et al.* 2000), simulando os três cenários acima descritos. Previamente a este estudo foi realizada a calibração da estratégia de simulação numérica adoptada, nomeadamente simulando ensaios de pórticos de betão armado preenchidos com paredes de enchimento sem e com aberturas realizados numa campanha de ensaios realizada no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estruturas (LESE) da FEUP, (Furtado 2020).

Como objetivos complementares foram definidos os seguintes pontos:

- Simulação do comportamento sísmico de estruturas de betão armado, considerando a sua resposta não-linear;
- Calibração de um macro-modelo que simula o comportamento sísmico no plano e fora-do-plano de paredes de alvenaria de enchimento;
- Análise e discussão da resposta sísmica em termos de modos de vibração, frequências naturais, respostas força-deslocamento, coeficientes sísmicos, dissipação de energia e colapso das paredes durante o evento sísmico.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este relatório de dissertação está organizado em seis capítulos. No presente capítulo é apresentada a motivação do presente trabalho, os seus objetivos e a organização do documento.

No capítulo 2, é efectuado um enquadramento geral do tema, ressaltando o impacto que os sismos têm na nossa sociedade. É feito um apanhado de várias missões de reconhecimento de danos pós sismo, de forma a demonstrar de que forma a presença e disposição das paredes de enchimento de alvenaria influenciam a resposta sísmica de edifícios porticados de betão armado. É igualmente apresentado um resumo das estratégias de simulação numérica existentes que visem simular o comportamento sísmico de paredes de alvenaria de enchimento, nomeadamente os macro modelos simplificados.

No capítulo 3, é feita a descrição da estratégia de modelação numérica de simulação do comportamento sísmico das paredes, nomeadamente a descrição do modelo numérico utilizado. É descrita a estratégia de modelação dos elementos de betão armado e as leis de comportamento dos materiais adoptados no programa de cálculo. Faz-se, também, a descrição da modelação da parede de

enchimento, bem como a correspondente lei de comportamento. A partir do modelo numérico desenvolvido, e tendo como base os resultados experimentais obtidos a partir de uma campanha de ensaios realizados no Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE), procedeu-se à sua calibração e validação.

Após concluída a calibração e validação da estratégia de simulação numérica, é feita a descrição do caso de estudo no Capítulo 4 que serviu de base ao desenvolvimento dos três modelos numéricos que serão sujeitos a diversas análises não-lineares. Os modelos desenvolvidos diferem entre si cenários relativos à presença das paredes de enchimento. O modelo 1 representa o edifício porticado vazado, isto é, onde apenas são simulados os elementos de betão armado. O modelo 2 simula o edifício de betão armado com a presença de paredes de enchimento completamente preenchidas (sem abertura), e o modelo 3 simula o edifício com estas paredes como tendo uma abertura (janela) central. São efectuadas análises modais e análises estáticas não lineares, obtendo-se alguns resultados preliminares e uma primeira comparação entre os três modelos.

No capítulo 5, é realizado um estudo exaustivo do comportamento sísmico dos três modelos em estudo recorrendo a análises não lineares dinâmicas incrementais. Para cada modelo são efectuadas análises de 5 sismos diferentes, sendo cada sismo escalado em oito intensidades crescentes. Com esses resultados é feita um estudo comparativo de vários parâmetros, nomeadamente de coeficientes sísmicos, *drifts* entre pisos, *drifts* para fora do plano na cota média das paredes e colapso das paredes para fora do plano.

Finalmente, no capítulo 6, são expressas as conclusões deste trabalho, bem como sugestões para trabalhos futuros.

2

REVISÃO DO ESTADO DE ARTE

2.1. IMPACTO DOS SISMOS COMO CATÁSTROFES NATURAIS

As catástrofes naturais têm sido, infelizmente, uma presença assídua nos dias que correm. Associadas a estas, estão logicamente avultadas perdas, quer materiais e económicas mas acima de tudo perdas de vidas humanas, (Paupério *et al.* 2013). Desde 1980 estes eventos têm vindo a crescer, principalmente desde 1995, como se pode observar na Fig. 1.

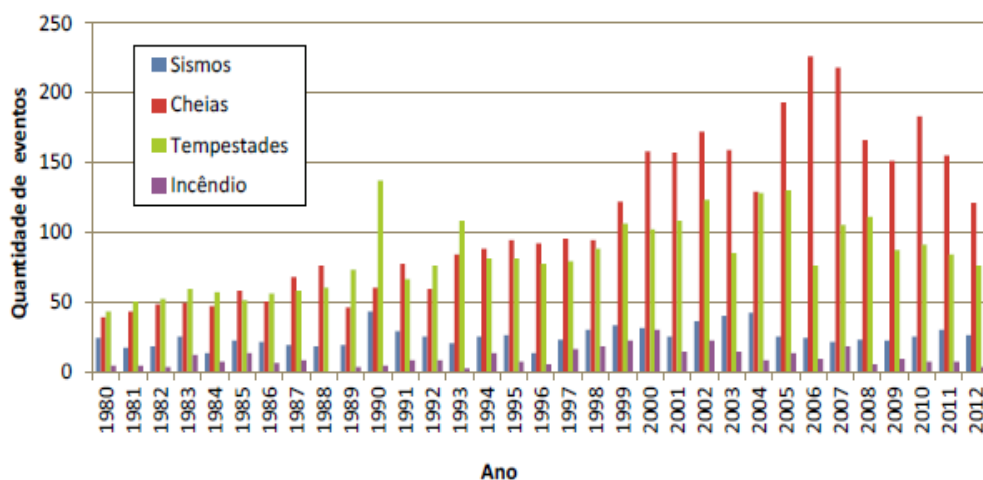


Fig. 1 - Catástrofes naturais de 1980-2012, (adaptado de Paupério *et al.* 2013).

As perdas económicas também vieram a crescer, principalmente desde 1995 como se pode ver na Fig. 2, sendo que, uma das de perdas mais avultadas se conclui serem associadas a sismo.

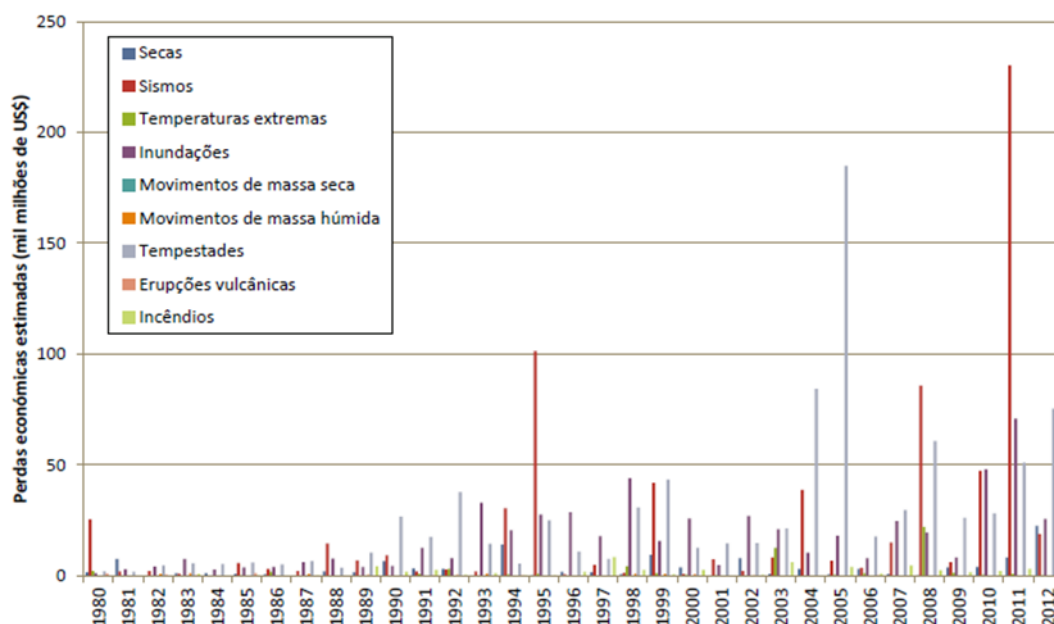


Fig. 2 - Perdas económicas por catástrofes naturais entre 1980 e 2012, (adaptado de Paupério et al. 2013).

No que toca a perdas Humanas, basta olhar para sismos ocorridos da última década para percebermos o quão devastador estes sismos podem ser. No Nepal, em 2015 ocorreram dois sismos, um a 25 de Abril e 12 de maio, em que o número de mortes ascendeu aos 9182, sendo que ficaram desalojadas mais de três milhões e meio de pessoas. No Haiti, no dia 12 de janeiro de 2010, um sismo retirou a vida a mais de trezentas mil pessoas. Também em 2010, no Chile, morreram 795 pessoas. No Japão, em 2011, um sismo seguido de *tsunami*, matou mais de quinze mil pessoas. Mas também por cá na Europa, estas fatalidades se fazem sentir. Em 2009, em Itália, um sismo em L'Aquila vitimou 305 pessoas, sendo que mais de 70000 pessoas ficaram desalojadas. Também em Itália, em 2012 na região de Emilia-Romagna, foram registados 27 mortos e pelo menos 15 mil desalojados. Percebe-se assim o grande impacto que os sismos podem ter quer na perda patrimonial, nomeadamente a forma como danificam os edifícios, quer na perda da vida humana.

2.2. DANOS PÓS-SISMO EM EDIFÍCIOS

Tanto em Portugal com noutros países da Europa, tem-se tornado comum ao longo das últimas décadas, a construção de edifícios de estrutura porticada de betão armado, com paredes de alvenaria de tijolo furado de enchimento. Assim é de alto interesse perceber como estes edifícios se comportam perante a ocorrência de actividade sísmica.

O Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE), tem, através dos seus membros, realizado várias missões de reconhecimento de danos pós-sismo. Podemos ver, em (Furtado 2020), uma compilação destas mesmas missões, sendo que na Fig. 3, podemos observar a localização destas missões à volta do mundo.



Fig. 3 - Localização dados trabalhos de reconhecimento pós sismo (adaptado de Furtado (2020))

Nestas missões, foi possível concluir que os danos provocados por sismos nos edifícios de betão armado se dividem essencialmente em 10 tipos, como apontado por (Furtado 2020), e suportado por (Vicente *et al.* 2012, Romão *et al.* 2013, Varum *et al.* 2017), nas suas missões de reconhecimento. De referir, que códigos Estruturais, tal como o Eurocódigo 8 (CEN 2005), dividem um edifício em elementos, classificando estes elementos em estruturais ou não estruturais. Os elementos estruturais são subdivididos em elementos primários e elementos secundários, sendo que os elementos primários são os considerados como parte do sistema estrutural responsável por resistir às solicitações sísmicas e são modelados na análise sísmica, sendo projectados e detalhados para resistir à acção sísmica. Já os elementos secundários são elementos que não são considerados como parte do sistema estrutural que resiste à acção sísmica e como tal a sua rigidez e resistência não são consideradas para esta acção. São, no entanto, projectados e detalhados para resistir às cargas gravíticas quando sujeitas ao deslocamento provocado pela acção sísmica. Os elementos não estruturais são aqueles considerados componentes arquitectónicos, mecânicos e/ou eléctricos e não são considerados como elementos resistentes a nenhum tipo de cargas. De referir que as paredes de enchimento de alvenaria, foco deste trabalho, são considerados como elementos não estruturais, não sendo, portanto, consideradas nos passos de cálculo estrutural.

Os danos sofridos por edifícios porticados de betão armado decorrentes de sismos podem ser agrupados nos dez tipos seguintes:

- Tipo 1: Danos associados ao inadequado dimensionamento, pormenorização e execução de armaduras transversais no que toca à ductilidade exigida;
- Tipo 2: Danos associados às ligações, ancoragens, amarrações e escorregamento de armaduras;
- Tipo 3: Danos associados a insuficientes capacidades de resistência em flexão e corte;

- Tipo 4: Danos associados a insuficiente capacidade de resistência ao corte dos nós viga-pilar;
- Tipo 5: Mecanismo viga forte – pilar fraco;
- Tipo 6: Mecanismo de pilar curto;
- Tipo 7: Danos associados a irregularidades estruturais, quer em planta quer em altura, resultando em problemas de torção e piso flexível respectivamente;
- Tipo 8: Danos associados à “colisão” de edifícios adjacentes e muito próximos;
- Tipo 9: Danos nos elementos estruturais secundários;
- Tipo 10: Danos nos elementos não estruturais.

Em seguida descreve-se em maior pormenor os diferentes tipos de danos acima elencados:

- Tipo 1: Danos associados ao inadequado dimensionamento, pormenorização e execução de armaduras transversais no que toca à ductilidade exigida;

Quando o betão é sujeito a grandes esforços de compressão, ocorre uma rotura frágil ao longo do eixo do carregamento. Ora, os estribos dotam o betão de um efeito de confinamento, prevenindo ou, pelo menos, atrasando fortemente, a separação do betão. Para além do efeito de confinamento, os estribos dotam também o betão de uma maior resistência e melhoram significativamente a sua ductilidade. O efeito de confinamento depende do diâmetro dos estribos bem como da sua forma e do seu espaçamento, da armadura longitudinal e da qualidade do aço, (Varum 2003).

Este conhecimento não era tão claro há algumas décadas atrás, o que levava a um tratamento não adequado deste assunto nos projetos de estruturas de edifícios, fazendo com que sejam encontrados um número elevado de edifícios, com este problema, no património edificado.

A não execução da dobragem dos estribos conforme o recomendado no Eurocódigo 8 (CEN 2005), que recomenda dobragem a 135 graus, resulta muitas vezes numa maior ineficiência da acção dos estribos, podendo levar à rotura do estribo aquando da acção sísmica.

Na zona de rótula plástica, zona onde geralmente se concentram grande parte das forças de corte durante um sismo, o betão deve ter um confinamento adequado, de forma a dotar esta zona de uma forte resistência ao corte e flexão. Esta necessidade é ainda maior quando são conjugados altos níveis de esforço axial e de corte. Quando é feito o reforço e distribuição adequado das armaduras transversais considerado a acção sísmica, pode ser atingido um comportamento dúctil, reduzindo assim a probabilidade de rotura frágil nas zonas de rótula plástica.

As Fig. 4 a), b) e c), ilustram exemplos de danos observados após sismos, associados à inadequada pormenorização de armadura transversal.

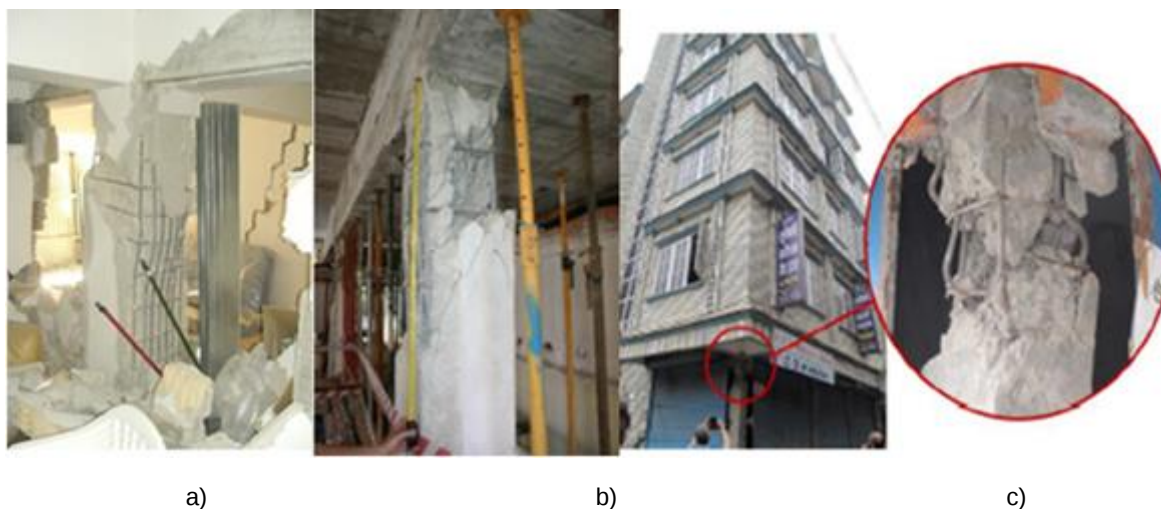


Fig. 4 - a) L'aquila, Itália, 2009; b) Lorca, Espanha, 2012; c) Gorkha, Nepal, 2015 (adaptado de Vicente *et al.* 2012, Romão *et al.* 2013, Varum *et al.* 2017)

- Tipo 2: Danos associados às ligações, ancoragens, amarrações e escorregamento de armaduras;

Uma adequada ligação entre o betão e as armaduras, permite que estes formem uma estrutura compósito, sendo que para isso tem que ser definido uma boa pormenorização das armaduras. A ligação entre os dois materiais é ainda mais importante na presença de carregamentos dinâmicos e quando utilizados varões lisos. Assim é fundamental a execução das ligações de acordo com o especificado nos Eurocódigos 2 e 8 (CEN 2005), sendo que no caso de novas construções, já não vem especificado nos códigos o uso de varões lisos.

Se a área do betão circundante for demasiado reduzida pode ocorrer o destacamento do betão de recobrimento.

Seguidamente são apresentados alguns cuidados a ter na pormenorização de amarrações de armaduras e ancoragens:

- Devem ser evitadas amarrações e ancoragens em zonas de expectável rotula plástica, por ser uma zona onde se espera a ocorrência de fissuras no betão envolvente;
- Nas zonas com amarrações e ancoragens deve haver um forte confinamento de forma a prevenir a expulsão do betão;
- Compressão perpendicular à amarração tem um efeito benéfico, impedindo igualmente a expulsão do betão
- Quando são utilizados varões de diâmetros superiores, é difícil garantir o comprimento de ancoragem exigido porque a força no varão aumenta proporcionalmente ao quadrado do diâmetro e a força de ligação é linearmente proporcional ao diâmetro do varão.

Nas Fig. 5 a), b) e c), é possível observar danos pós sismo associados a amarrações inadequadas e/ou devido ao uso de armaduras lisas, bem como erros na dobragem de estribos.



Fig. 5 - Danos associados a amarrações inadequadas e/ou devido ao uso de armaduras lisas, bem como erros na dobragem de estribos, observados no após-sismo de a) Gorkha, Nepal, 2015; b) México, 2017; c) L'Aquila, Itália, 2009 (adaptado de Varum *et al.* 2017, Furtado 2020, Vicente *et al.* 2012)

De referir que ao longo dos últimos anos foram realizados estudos experimentais, recorrendo ao dimensionamento de acordo com os regulamentos prévios à década de 70, a maioria relacionados a armaduras nervuradas mas também alguns a armaduras lisas, donde foi possível concluir que a capacidade resistente de elementos construídos com varões lisos é inferior, observando-se também uma maior degradação da ligação ao longo das armaduras.

- Tipo 3: Danos associados a insuficiente capacidade resistente em flexão e corte;

Em zonas com uma actividade sísmica de moderada a alta, o dimensionamento das estruturas para cargas gravíticas e da acção do vento resultam, por norma, numa resistência ao corte inferior quando comparada com as forças que podem ser exercidas no pilar durante uma acção sísmica. Para além disto, o processo de dimensionamento proposto pelo Eurocódigo 8 (CEN 2005) é baseado no conceito de ductilidade. Assim, para estruturas que potencialmente irão sofrer acções sísmicas, deve ser evitada a rotura frágil, evitando os estados limites de corte. Para tal, a resistência ao corte deve ser reforçada, ou as solicitações de corte devem ser limitadas. As exigências ao corte podem ser melhor controladas por processos de dimensionamento conforme a abordagem “*capacity design*”, e como esta ainda não foi adoptada por muitos projectistas, um grande número de estruturas ainda possui uma deficiente capacidade de resistência ao corte, o que leva a que um dos modos de rotura mais comuns, seja precisamente, a rotura por corte. Os projectistas usam factores globais de redução das forças sísmicas que afetam de igual forma as forças de flexão, associadas ao comportamento dúctil, e as forças de corte, associadas ao comportamento frágil, o que leva a que a capacidade de resistência ao corte seja atingida antes de se iniciar a cedência das armaduras, o que impossibilita a dissipação de energia. De forma a melhorar a capacidade de resistência ao corte podem ser adoptadas as seguintes medidas:

- Uma adopção adequada do número de estribos e correta pormenorização, de forma a melhorar o mecanismo de biela;
- Uso suficiente de estribos, de forma a assegurar a integridade do betão e melhorar o mecanismo de interligação do agregado;

- Evitar a combinação de tração com corte;
- Utilização de um betão de qualidade superior;
- Adopção de armaduras diagonais de forma a evitar rotura por corte/deslizamento em elementos profundos.

Era mais usual o foco dos projectistas concentrar-se na capacidade de resistência e não tanto em relação à ductilidade.

De seguida, na Fig. 6, podem ser observados danos pós-sismo em pilares associados ao descrito anteriormente.



Fig. 6 - Danos em pilares associados ao descrito anteriormente, observados no após-sismo no México, 2017
(adaptado de Furtado 2020)

- Tipo 4: Danos associados a insuficiente capacidade de resistência ao corte dos nós viga-pilar;

Nas ligações viga-pilar pode ocorrer uma perda acentuada da rigidez fruto de uma insuficiente resistência ao corte e deficiente ancoragem nas armaduras. Isto deve-se essencialmente à deficiência de armaduras transversais nas zonas de ligação e a uma não correta pormenorização da ancoragem das armaduras principais na zona da ligação.

Durante um sismo pode ocorrer o colapso ou dano extenso em ligações viga-pilar com fraca capacidade resistente como se pode observar na Fig. 7.

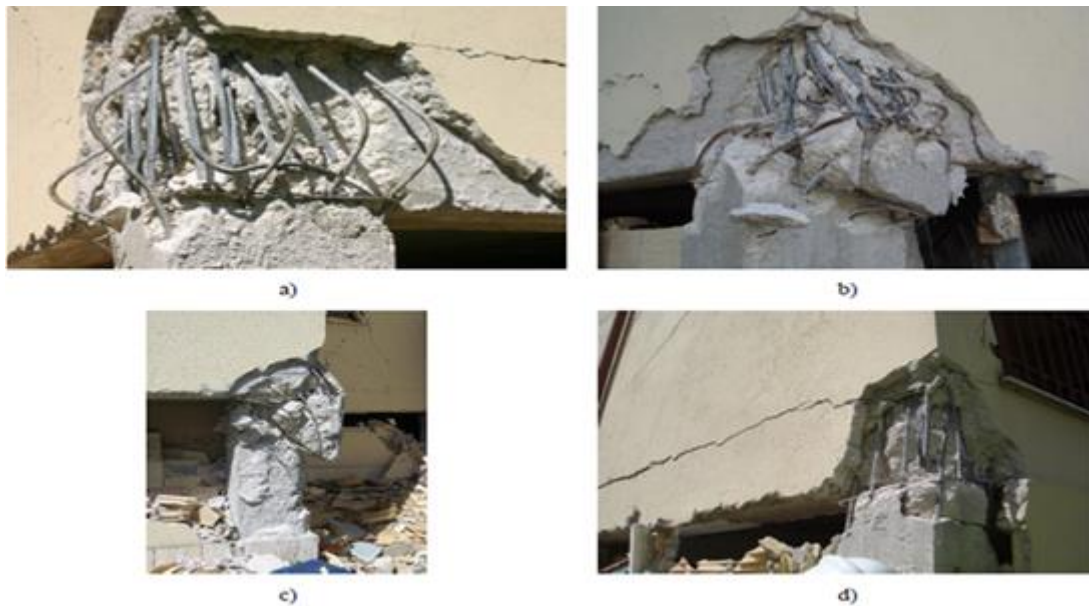


Fig. 7 - a), b), c), d) Danos associados a ligação viga-pilar com fraca capacidade resistente, observados no após-sismo L'Aquila, Itália, 2009 (adaptado de Vicente *et al.* 2012)

- Tipo 5: Mecanismo viga forte – pilar fraco;

De forma a desenvolver mecanismos que permitam a dissipação de energia durante um evento sísmico, deve-se definir na fase de projecto uma hierarquia para o aparecimento de rótulas plásticas. Uma vez que é reconhecido que em estruturas porticadas de betão armado a localização mais adequada para o aparecimento de rótulas plásticas é nas extremidades das vigas, os regulamentos atuais recomendam que, para se obterem estruturas dúcteis, em cada nó a resistência dos pilares seja superior à resistência das vigas. Como isto não acontecia em estruturas projectadas anteriormente aos atuais regulamentos, muitas estruturas colapsaram ou foram significativamente danificadas devido à formação de mecanismos de viga forte – pilar fraco, como se pode observar nas Fig. 8 a) e b).



Fig. 8 - Danos associados à formação de viga forte- pilar fraco, observados no após-sismo: a) L'Aquila, Itália, 2009; b) Gorkha, Nepal, 2015 (adaptado de Vicente *et al.* 2012, Varum *et al.* 2017)

- Tipo 6: Mecanismo de pilar curto;

Como já referido, as paredes de alvenaria de enchimento não são tidas por norma como elementos estruturais, isto é, a sua contribuição na resposta estrutural de um edifício é desprezada e apenas é tida em conta a sua carga gravítica. No entanto, na observação de sismos recentes, foi possível concluir que as paredes de enchimento de alvenaria podem alterar a resposta estrutural, modificando a rigidez da estrutura e a distribuição de forças, levando a que determinados elementos tenham que resistir a forças para as quais não foram projectados, (Hermanns *et al.* 2014), Luca *et al.* 2014). Como por vezes as paredes de enchimento não preenchem completamente a altura do andar, através da presença de portas e/ou janelas, deixam exposta parte do pilar, o que origina maiores esforços de corte, que podem não ter sido tidos em conta no cálculo estrutural, potenciando assim a rotura por corte nestes pilares configurando, os chamados mecanismos de pilar curto, como se pode verificar nas Fig. 9. Este tipo de mecanismo de rotura, pode ser evitado, identificando as zonas onde possam potencialmente ser desenvolvidos, dotando estas zonas de maior resistência de corte.



Fig. 9 - Danos associados a mecanismo de pilar curto, observados no após-sismo: a) L'Aquila, Itália, 2009; b) Gorkha, Nepal, 2015; c) esquema estrutural de mecanismo de pilar curto (adaptado de Vicente *et al.* 2012, Varum *et al.* 2017, Furtado 2020)

- Tipo 7: Danos associados a irregularidades estruturais, quer em planta quer em altura, resultando em problemas de torção e piso flexível respectivamente;

Variações bruscas de rigidez, resistência, massa da estrutura e/ou propriedades dos elementos de um edifício, quer em altura, quer em planta, podem resultar numa distribuição de forças horizontais e deformações, bastante diferentes das que surgem em estruturas regulares. Uma irregularidade muito frequente em edifícios existentes observa-se ao nível dos pisos inferiores, onde muitas vezes há uma ausência quase total de paredes de alvenaria de enchimento. Isto faz com que ocorra uma grande concentração das deformações nestes pisos, o que leva ao surgimento de mecanismos de piso-flexível, que ocorre pela rotura por corte dos pilares existentes nesse piso “vazado” e acabando o mesmo por colapsar.

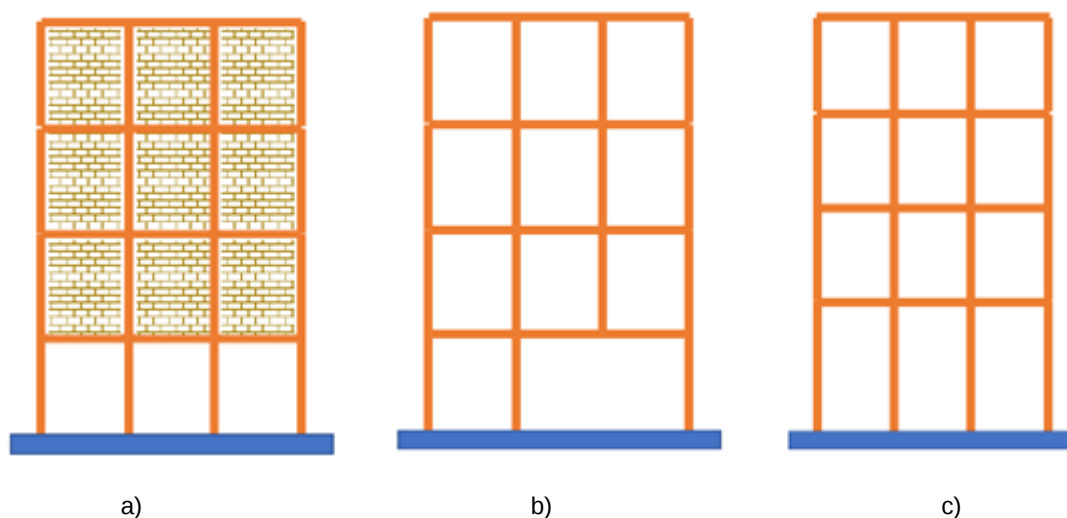


Fig. 10 - Esquemas estruturais representativos de variação de rigidez (em altura): a) piso flexível; b) piso flexível com descontinuidade de pilares; c) piso flexível com pilares de maior altura (adaptado de Furtado 2020)

Muitas vezes pode ocorrer apenas o colapso destes pisos, sem que os pisos superiores apresentem danos ou que apresentem danos reduzidos, como se pode observar na Fig. 11.



Fig. 11 - Danos associados a irregularidades estruturais, quer em planta quer em altura, resultando em problemas de torção e piso flexível, no-após sismo de: a) L'Aquila, Itália, 2009 e b) Gorkha, Nepal, 2015 (adaptado de Vicente *et al.* 2012, Varum *et al.* 2017)

Também foi possível observar o colapso de pisos deste tipo mesmo em pisos superiores, onde havia uma grande disparidade na presença de paredes de enchimento quando comparada com os restantes pisos, como se pode observar na Fig. 12. Este mecanismo de rotura pode também aparecer com a variação nos pilares em altura, quer em termos de redução de secção transversal, quer mesmo pela

alteração de posição, não só dos pilares, mas também de elementos não estruturais, como se ilustrou na Fig. 10.



Fig. 12 - Danos observados no após-sismo de Gorkha, Nepal, 2015 (adaptado de Varum *et al.* 2017)

Para além da irregularidade em altura, também uma irregularidade em planta pode gerar mecanismos de rotura por torsão, pois pode introduzir esforços adicionais nos pilares de canto, para os quais não estavam devidamente dimensionados.

- Tipo 8: Danos associados à “colisão” de edifícios adjacentes e muito próximos;

Este tipo de danos ocorre devido à falta de planeamento, no que ao espaçamento entre edifícios diz respeito. Isto leva a que durante a acção sísmica, edifícios adjacentes interajam entre si. Edifícios separados, mas, com espaçamento insuficiente, durante a acção sísmica podem ter diferentes respostas dinâmicas e colidir entre si, e edifícios adjacentes, sem espaçamento entre eles, mas com diferentes alturas, podem acumular um excesso de tensões nos pontos comuns. Podem ser observados na, Fig. 13, exemplos deste tipo de danos.



a)



b)



Fig. 13 - a), b), c) e d) Danos associados Lorca à “colisão” de edifícios adjacentes e muito próximos, Espanha, 2011 - México, 2017 (adaptado de Romão *et al.* 2013, Varum *et al.* 2017)

- Tipo 9: Danos nos elementos estruturais secundários;

Relativamente a este tipo de elementos, os mais observados estão relacionados ao colapso de varandins, deformação excessiva de consolas, resultando na fissuração das paredes de alvenaria de enchimento ali presentes.



Fig. 14 - Danos nos elementos estruturais secundários Lorca, Espanha, 2011 - México, 2017 (adaptado de Romão *et al.* 2013, Furtado 2020)

Foram também registados danos em elementos de escada e/ou rampas, particularmente nos pisos inferiores, que pareciam estar associados a deficiente pormenorização da armadura e também ausência de ligação específica ao sistema de elementos estruturais principais.



a)



b)

Fig. 15 - Danos associados a elementos estruturais secundários: a) L'Aquila, Itália, 2009; b) Lorca, Espanha, 2011 (adaptado de Vicente *et al.* 2012, Romão *et al.* 2013)

De referir ainda a queda de parapeitos de alvenaria, que no sismo de Lorca, em Espanha, foi uma das principais causas para as fatalidades registadas, uma vez que os mesmos, com falta de ligações aos elementos estruturais, sofreram colapso para fora do seu plano, caindo do topo dos edifícios, atingindo pessoas e bens que estavam na vizinhança.



Fig. 16 - Lorca, Espanha, 2011 (adaptado de Romão *et al.* 2013)

- Tipo 10: Danos nos elementos não estruturais.

Relativamente aos danos sofridos nas paredes de enchimento, que se enquadram nos danos do tipo 10 referido acima, estes podem ser devidos a acções ao longo do seu plano, perpendiculares ao seu plano ou a uma combinação de acções nas duas direcções. Relativamente aos danos sofridos por acções ao longo do seu plano, foram observados o destacamento do painel de enchimento dos elementos de betão armado adjacentes, fissuração diagonal, esmagamento dos cantos e deslizamento da zona central do painel. Nas Fig. 17 e Fig. 18, são apresentados alguns exemplos deste tipo de danos.

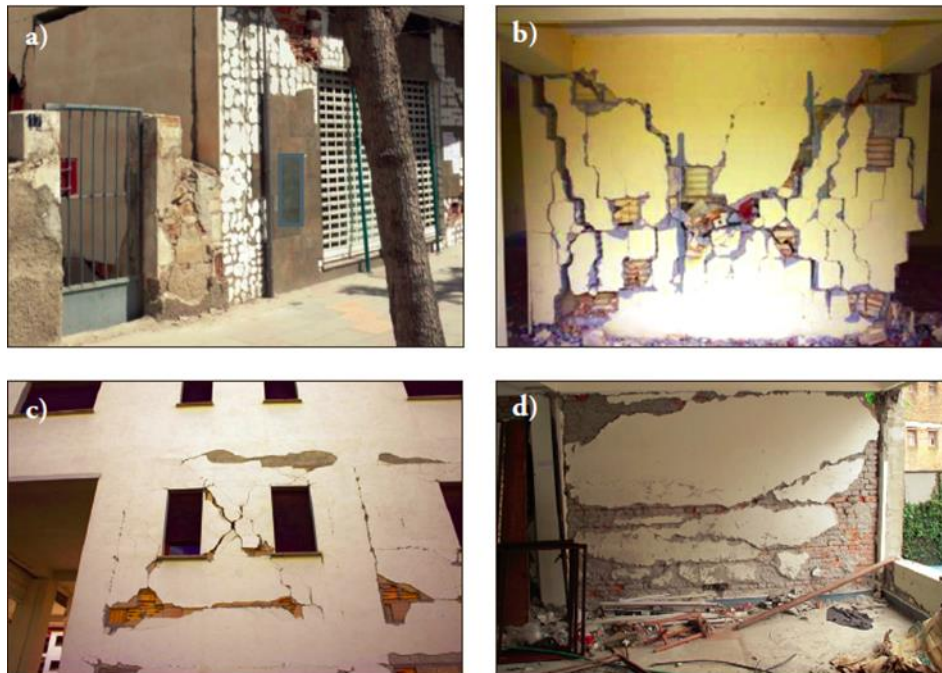


Fig. 17 - Danos em paredes de alvenaria no próprio plano: a) Destacamento do painel (2011); b) fissuração diagonal (2009); c) esmagamento de canto e fissuração diagonal (2009) e d) fissuração devido a deslizamento na zona central do painel (2015) (adaptado de Furtado 2020)

No que diz respeito ao comportamento dos painéis de alvenaria quando sujeitos a acções para fora do seu plano, ou combinadas no plano e fora do plano, foram registados inúmeros colapsos devido a diferentes causas, nomeadamente a falta de ligação entre o painel de alvenaria e os elementos de betão armado, existência prévia de dano resultantes de acções no próprio plano, deficientes condições de apoio do painel, deficiência na execução do fecho do painel, alterando as condições-fronteira previstas no projecto, inexistência de ligação, no caso de paredes duplas, entre os panos interior e exterior, e, por fim, uma elevada esbelteza do painel. A estes colapsos estão associados inúmeras perdas humanas e elevados prejuízos económicos. Estudos recentes mostram que este tipo de colapsos podem dar origem a diferentes tipos de mecanismos de rotura globais, e, por consequência, contribuir para o colapso contínuo do edifício, (Furtado *et al.* 2016, Trapani *et al.* 2018). Na Fig. 18 seguinte é possível observar painéis de alvenaria que colapsaram para fora do plano.



Fig. 18 - Colapso de paredes de alvenaria para fora do plano: a) Painel completo; b) Pano exterior de um painel (adaptado de Furtado 2020)

Uma das principais conclusões que se retira deste apanhado de danos pós sismos é o quanto as paredes de enchimento de alvenaria alteram a resposta que uma estrutura tem perante uma acção sísmica, pois tem uma interferência deveras relevante, nomeadamente no que diz respeito à rigidez adicional que confere à estrutura e é desprezada nos códigos estruturais como o Eurocódigo 8 (CEN 2005), bem como, através da sua pormenorização, que pode atrair esforços para uma determinada zona que não foi dimensionada para resistir a estes esforços.

2.3 PERDAS ECONÓMICAS DEVIDAS A SISMOS RELACIONADAS COM AS PAREDES DE ENCHIMENTO

Como já visto anteriormente, a acção sísmica tem sido responsável por um elevado número de perdas humanas, bem como grandes perdas económicas. Os danos observados em edifícios habitacionais para sismos recentes, demonstram que os danos nos elementos não estruturais representam uma contribuição substancial para o acumular de perdas económicas. Métodos de estimativas de perdas são ferramentas importantes, quer para governos, quer para companhias de seguro preverem as consequências que poderão advir de um sismo. Podem ser seguidos diferentes procedimentos para relacionar o risco sísmico, a resposta de edifícios sob acções sísmicas e a perdas económicas que daí provêm. De (Martino *et al.* 2017) realizaram um estudo preliminar, com o intuito de relacionar os danos observados *in-situ* e os custos de reparação no processo de reconstrução pós-sismo. O estudo foi baseado nos dados recolhidos em edifícios residenciais de betão armado após o sismo de L'Aquila em Itália. Os especialistas em engenharia sísmica inspeccionaram 74254 edifícios com danos severos, ligeiros ou sem dano. Foi construída uma base de dados através da observação visual, onde foram registadas características como as características geométricas dos edifícios, idade de construção e/ou renovação e tipo de dano nos elementos quer estruturais quer não estruturais. Os danos foram classificados recorrendo ao formulário AeDES (Agibilità e Danno nell'Emergenza Sismica, i.e. usabilidade e dano em emergência pós sismo), apresentado na Fig. 19, e onde os danos nas paredes de enchimento são realçados no ponto 5. O nível de dano é também dividido em seis intensidades, nomeadamente: sem dano (*null*), dano ligeiro (D1), dano de médio a severo (D2 – D3) e dano muito

severo (D5 – D6). É registada ainda a extensão do dano, em cada componente estrutural, avaliando se a extensão do dano é inferior a 1/3, entre 1/3 e 2/3, ou superior a 2/3.

Level - extension Structural component Pre-existing damage		DAMAGE								
		D4-D5 Very heavy			D2-D3 Medium-severe			D1 Slight		
		> 2/3	1/3 - 2/3	< 1/3	> 2/3	1/3 - 2/3	< 1/3	> 2/3	1/3 - 2/3	< 1/3
		A	B	C	D	E	F	G	H	I
1	Vertical structures	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐
2	Floors	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐
3	Stairs	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐
4	Roof	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐
5	Infills-partitions	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐
6	Pre-existing damage	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐

Fig. 19 - Formulário, AeDES de avaliação de usabilidade e dano pós-sismo De Martino *et al.* (2017)

O autor relata que os danos mais frequentes registados para as paredes de enchimento foram de médio a severo (D2 – D3) e apresentavam extensões nos três espectros descritos em cima. Foram registadas paredes de enchimento com danos muito severos em 28% dos edifícios. O autor também levou a cabo o estudo dos custos relacionados com intervenções de reparação, e concluiu que o custo total de reparação de edifícios de betão armado é principalmente afectado pelos danos nas paredes de enchimento e pelos elementos estruturais verticais. Neste estudo não é mencionado, no entanto, o custo relacionado exclusivamente das paredes de enchimento.

Posteriormente, (Sousa *et al.* 2018) efectuou um estudo relativo ao impacto das paredes de enchimento, com funções de divisão, nas perdas em edifícios devido a acções sísmicas, com o intuito de perceber o impacto que o reforço nestas paredes podia ter na redução das perdas económicas. Para tal, desenvolveu um estudo numérico, baseado em seis diferentes configurações de edifícios, com edifícios de 3, 6 e 9 pisos e com diferente distribuição das paredes de enchimento, sendo dimensionamento sísmico específico. O autor procedeu à avaliação da vulnerabilidade sísmica dos edifícios, relacionando os custos da implementação do reforço com a redução das perdas provenientes da presença destes reforços. O autor concluiu assim, que as perdas económicas anuais associadas ao reforço nos elementos não estruturais, são semelhantes para edifícios com a presença ou não de pisos flexível, estando compreendidas entre 10% e 40% quando comparadas com as perdas apresentadas para as estruturas sem reforço, além disso concluiu que arranha-céus sem a presença de um piso flexível, são menos afectadas pelas soluções de reforço, no que toca a redução de perdas comparativamente a edifícios sem a adopção destas soluções.

Mais recentemente, (De Risi *et al.* 2019) desenvolveu um trabalho de análise das perdas económicas devidas a danos nas paredes de enchimento em estruturas porticadas de betão armado, seleccionando apenas para o estudo edifícios ligeiramente danificados, após o sismo de L'Aquila (Itália) de 2009, onde só se verificasse dano nas paredes de enchimento. O autor primeiramente estimou os custos de reparação das paredes de enchimento, tendo em conta os danos, comparando esta estimativa com o

real valor de reparação presente na literatura. O autor recorreu à escala de dano baseada no formulário (AeDES Baggio *et al.* 2007), que detalha com mais precisão cada estado de dano, nomeadamente:

- Ligeiro, D1, é um estado onde se observam ligeiros destacamentos, inferiores a 1 mm, da parede de enchimento em relação aos elementos estruturais circundantes, com possíveis fendas também elas com largura inferior a 1 mm. A não ser que seja observado um risco de colapso para fora do plano, este nível de dano contribui para a definição de dano total do edifício como baixo;
- Médio – Severo, D2 – D3, corresponde a fendas por destacamento dos elementos estruturais entre 1 a 5 mm, fendas diagonais com “alguns” mm, esmagamento evidente nos cantos, com potencialmente a expulsão de alguns tijolos localizados. Se um largo número de paredes de enchimento for afectado por este nível de dano, o risco estrutural pode ser alto.
- Risco muito severo, D4 – D5, danos com larguras e extensões ainda maiores que os do ponto anterior.

Neste estudo foram apenas considerados edifícios, em que no seu formulário, foram reportados danos em paredes de enchimento, interiores ou exteriores, e nenhum dano em nenhum outro componente estrutural.

O autor apresentou ainda, a correspondência entre os níveis de dano, dos formulários AeDES e EMS-98 (Grunthal 1998), “European Macroseismic Scale”, que foram usados para a restante quantificação dos custos. A apresentação da relação dos danos tipo DS0, DS1, DS2 e DS3 (de AeDES) e os danos tipo D0, D1, D2, D3, D4 e D5 (de EMS-98), são apresentados na Fig. 20.

DS	EMS-98	AeDES form	
	Damage Description	Damage Severity	Damage Extent
DS0	No Damage	D0—Null Damage	None
DS1	Negligible to Slight damage: Fine cracks in partitions and infills.	D1:	<1/3
		Slight	1/3–2/3 >2/3
DS2	Moderate damage: Cracks in partition and infill walls	D2–D3:	<1/3
		Medium—Severe	1/3–2/3 >2/3
DS3	Substantial to Heavy damage: Large cracks in partition and infill walls, failure of individual infill panels	D4–D5:	<1/3
		Very Heavy	1/3–2/3 >2/3

Fig. 20 - Correspondência entre o formulário AeDES e EMS-98 (adaptado de Furtado 2020)

A operação principal de reparação dos danos e os respectivos custos são apresentados na tabela abaixo, e listados de “a)” a “g)”, com as acções necessárias para reabilitar as paredes ao seu estado antes de sofrerem danos. No formulário, H_w representa a altura da parede, L_w o comprimento, e s_w a espessura. H_{op} e L_{op} são a altura e largura, respectivamente, das aberturas, $A_{j,DS1}$, $A_{j,DS2}$ e $A_{j,DS3}$ representa a área de intervenção para um dado estado de dano e c_j é o custo unitário, sendo que não foi encontrada informação no que toca ao parâmetro d.

Desta análise resultaram 1943 edifícios no nível de dano DS1, 555 no estado DS2 e apenas 191 nível de dano DS3. Foi determinado o custo de reparação das paredes de enchimentos e acordo com a tabela. Em termos de valores médios, resultaram em custos entre 37 €/m² até 230 €/m², desde DS1 a DS3.

Os custos previstos para a reparação de paredes de enchimento, resultam, em média, a 50% dos custos totais de reparação, calculados estes em (Dolce *et al.* 2015), realçando assim a elevada importância da consideração das paredes de enchimento na avaliação sísmica de edifícios de betão armado.

Grupos de atividades	Ações elementares	Unidade	Custo de unidade (€)	$A_{j,DS1}$	$A_{j,DS2}$	$A_{j,DS3}$
a. Operações preliminares	Instalação de andaimes com andaimes de aço e roseatas ringlock multidirecionais	€/m ²	25.72	$(H_n \times L_n)$	$(H_n \times L_n)$	$(H_n \times L_n)$
b. Atividades de demolição	Demolição de tijolo único de alvenaria com equipamento mecânico	€/m ³	13.84	$(0.20m) \times d$	$10\% (H_n \times L_n)$	$(H_n \times L_n)$
	Reboco ou remoção do gesso com até 5 cm de espessura (incluindo escovamento da superfície da área afetada)	€/m ²	8.58		$30\% (H_n \times L_n)$	$(H_n \times L_n)$
c. Atividades de construção	Construção de painéis de enchimento	€/m ²				
	Construção de parede de alvenaria com cavidade de folha dupla (tijolo oco de argila 12x25x25 para folha externa e folha interna de tijolo oco 8x25x25)	€/m ²	72.58		$10\% (H_n \times L_n)$	$(H_n \times L_n)$
d. Acabamentos	Isolamento térmico de cavidade com lã mineral de vidro	€/m ²	22.78			$(H_n \times L_n)$
	Reboco de cobertura ou gesso (3 camadas) com argamassa de cimento	€/m ²	23.86	$(0.20m) \times d$	$(30+10\%) (H_n \times L_n)$	$(H_n \times L_n)$
	Aplicação primária à base de água	€/m ²	2.53	$(H_n \times L_n)$	$(H_n \times L_n)$	$(H_n \times L_n)$
	Pintura de revestimento (3 camadas) para cada lado de intúrus à base de água	€/m ²	13.19	$(H_n \times L_n)$	$(H_n \times L_n)$	$(H_n \times L_n)$
e. Janelas ou emolduras de portas	Instalação de nova ou velha janela ou abertura de porta	€/m ²				
	instalação de nova janela ou abertura de porta com moldura de madeira maciça com douglas	€/m ²	542.6			$(H_n \times L_n)^*$
	instalação de nova janela ou abertura de porta com moldura de madeira maciça, vidros e venezianas	€/m ²	62.36			$(H_n \times L_n)^*$
f. Aterro	remoção de moldura de madeira maciça, caixa e veneziana	€/m ²	34.12			$(H_n \times L_n)^*$
	Transporte de aterro	€/m ³	26.24	$(0.20m) \times d \times (0.10m)$	$30\% (H_n \times L_n) \times (s_w \times (0.10m) + 10\%)$	$(H_n \times L_n) \times (s_w + 0.10m)$
	Disposição de aterro	€/l	15.18		$(H_n \times L_n) \times (s_w^{**} + 0.10m)$	
g. Custo técnico	Custo técnico	%	8.00	$\sum_j c_j A_{j,DS1}$	$\sum_j c_j A_{j,DS2}$	$\sum_j c_j A_{j,DS3}$

Fig. 21 - Extensão da intervenção para cada ação elementar e custo unitário relacionado (adaptado de De Risi *et al.* 2019)

2.4 ESTRATÉGIAS DE MODELAÇÃO NUMÉRICA

Para a avaliação da segurança sísmica de estruturas porticadas de betão armado com paredes de enchimento, é importante adotar modelos numéricos capazes de simular com adequado rigor o efeito que as paredes de enchimento têm na resposta da estrutura. Dentro destes modelos numéricos, na literatura surgem várias abordagens, que se podem agrupar em dois grandes grupos: macro-modelos simplificados, e micro-modelos detalhados, sendo que para a análise não linear de estruturas complexas, quando sujeitas a acção sísmica, em muitos casos não é viável a adopção de modelos detalhados. Sendo que assim torna-se aconselhável optar por modelos simplificados, que se baseiam no entendimento do comportamento físico que as paredes de enchimento têm na estrutura. Para isto, geralmente é usado um modelo de bielas, que pretendem representar o efeito que as paredes de enchimento têm na estrutura porticada, quando esta é sujeita a cargas laterais. A grande vantagem desta estratégia em relação ao uso de micro-modelos detalhados, que faz uso de malhas de elementos finitos para caracterizar a parede de enchimento, é que a primeira exige um esforço computacional muito inferior.

O macro-modelo com o uso de uma biela diagonal equivalente, foi desenvolvido originalmente, para dotar os modelos de análise numérica de pórticos, de uma maior rigidez ao corte. Da sua evolução para modelos de escoras múltiplas, foi possível representar os esforços de corte e tração ao longo do comprimento de contacto entre a parede e o pórtico. Os modelos foram-se tornando mais complexos, com alguns a conseguirem captar a redução de rigidez e resistência da parede de enchimento, quando esta é sujeita a uma carga dinâmica, ou outros equivalentes onde é considerada a rotura por corte no centro das paredes de enchimento. Um aspecto ainda por desenvolver prende-se com a simulação do comportamento para fora do plano das paredes de enchimento, um aspecto que ainda ganha mais relevância quando conjugado com dano prévio no próprio plano da parede.

Em meados da década de 50, (Polyakov 1956) propôs simular o comportamento de uma parede de enchimento envolta numa estrutura porticada, através de uma biela diagonal. Esta proposta foi baseada num estudo experimental realizado em pórticos de estrutura metálica, com ênfase no registo das tensões normais e de corte da parede de enchimento; os autores concluíram que os esforços eram transferidos dos elementos do pórtico para a parede de enchimento apenas através dos cantos comprimidos. Mais tarde, (Holmes 1963) desenvolveu este estudo, propondo mesmo uma formulação para a biela diagonal. Esta formulação, consistia em calcular uma largura equivalente da biela, que é, no entanto, uma abordagem simplificada, calibrada para pórticos metálicos com paredes de enchimento de alvenaria. Este estudo impulsionou diversos outros, de forma a definir, de modo mais preciso, a largura equivalente da biela. Tendo, já tinha em consideração a deformação e resistência máxima da parede de enchimento. Posteriormente, (Statford-Smith 1962) comparou vários resultados experimentais de paredes de enchimento em pórticos metálicos, concluindo que a largura equivalente da biela depende da superfície de contacto da parede com os elementos do pórtico, sendo que, uma maior superfície de contacto conduz a uma maior rigidez. A partir dali, Statford-Smith propôs várias larguras equivalentes para a biela equivalente, conforme a geometria da parede de enchimento. Outros estudos foram posteriormente desenvolvidos com o objectivo de calibrar a largura equivalente da biela e a rigidez lateral da parede de enchimento (Statford-Smith 1968, Statford-Smith *et al.* 1969, Mainstone *et al.* 1970, Mainstone 1971).

Foi em 1974 que, Abdul-Kadir propôs considerar o efeito que uma abertura na parede de enchimento tem na sua rigidez lateral, desenvolvendo uma equação para reduzir a mesma.

O modelo de uma dupla biela surge através de (Klingner *et al.* 1978), onde o comportamento da parede é simulado através de duas bielas equivalentes diagonais. Este estudo foi dos primeiros a considerar, para além da rigidez e resistência laterais, o comportamento histerético em resposta a acções cíclicas e a incluir o comportamento não linear das bielas. O autor desenvolveu ainda uma nova formulação para o cálculo da largura equivalente da biela. Leuchars (Leuchars *et al.* 1976) propôs uma modelação capaz de simular a resposta de paredes de enchimento com potencial de rotura de corte por deslizamento. Nos anos seguintes, vários autores (Hendry 1973, Liauw *et al.* 1977, Bazan *et al.* 1980, Tassios 1984) direccionaram estudos de forma a calcular e relacionar a largura equivalente, a rigidez e a resistência laterais, baseados em resultados experimentais.

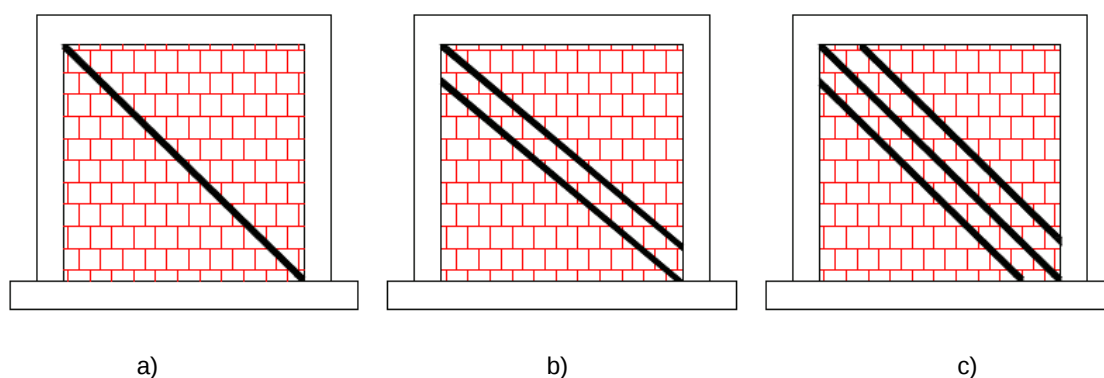


Fig. 22 - Modelo de: a) uma; b) duas e c) três bielas diagonais equivalentes (adaptado de Furtado 2016)

O conceito de múltiplas bielas foi introduzido por (Thiruvengadam 1985), com o objectivo de melhor simular o comportamento de paredes e sua interação com os elementos de betão armado, nomeadamente no cálculo de esforços de corte e flexão. Não foi proposto um número limite de bielas, nem a sua configuração, tendo apenas em conta a capacidade de o modelo simular o efeito de aberturas na parede de enchimento. Syrmakizis (Syrmakizis *et al.* 1986) propôs um modelo com cinco bielas paralelas em ambas as diagonais, com o intuito de estudar a rigidez e resistência laterais de paredes de enchimento em estruturas porticadas de betão armado. Posteriormente, (Chrysostomou 1991) propôs um modelo com três bielas em cada diagonal, definindo o comprimento de contacto de cada biela com o elemento de betão armado, como sendo igual ao comprimento de rótula plástica, tendo também em conta a degradação de resistência e rigidez laterais, ao longo de uma acção cíclica. Posteriormente, (Hamburguer *et al.* 1993) desenvolveu um modelo de múltiplas bielas, considerando os efeitos das aberturas.

Saneinejad (Saneinejad *et al.* 1995) propôs um modelo com duas bielas diagonais e paralelas entre si em cada direcção, transmitindo as cargas entre pilares. Este modelo capta bem a limitação de ductilidade do pórtico de betão armado, as tensões de corte nas regiões de contacto da parede de enchimento com os elementos de pórtico, bem como a diferença de resistência entre vigas e pilares.

Já na década de 2000, surge um dos modelos mais bem conhecidos, proposto por (Crisafulli *et al.* 2007). O modelo combina a presença de bielas e molas, com o objectivo de representar dois fenómenos distintos: a fendilhação diagonal e esmagamento de canto, bem como o deslizamento por corte. O modelo consiste em 6 bielas, duas diagonais paralelas em cada diagonal, responsáveis por representar as cargas axiais da parede de enchimento, mais duas adicionais, que simulam os esforços

de corte e são activadas sempre que há compressão no seu plano. Todas as bielas são representadas através de regras histeréticas. Já anteriormente, em 1997, o mesmo autor fez um estudo comparativo de modelos de uma, duas e três bielas diagonais, concluindo que os modelos de dupla biela eram aqueles que mais aproximavam o comportamento da parede de enchimento, sem uma grande complexidade de calibração do modelo e não exigindo um grande esforço computacional; a principal limitação do modelo, detectada pelo autor, prende-se com o facto de não representar correctamente o desenvolvimento de momentos flectores nos nós pilar-viga, bem como a transmissão de esforços de corte para os elementos estruturais do modelo.

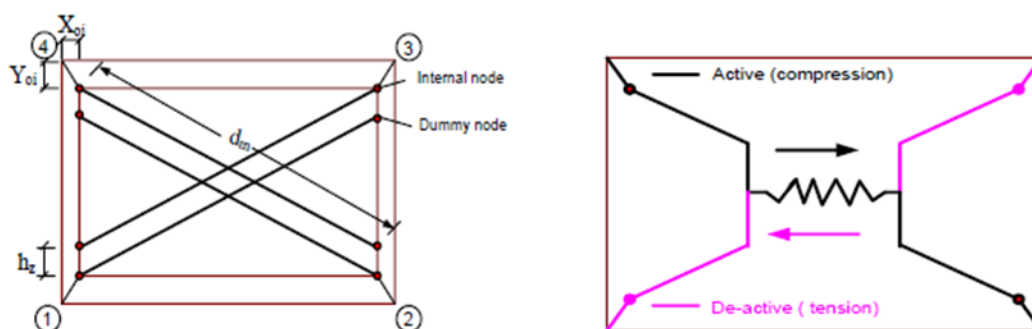


Fig. 23 - Modelo de Crisafulli (adaptado de Crisafulli et al. 2000)

Mais tarde, (Furtado *et al.* 2016) desenvolveu um modelo equivalente a um modelo de dupla biela, que consiste em quatro bielas diagonais, com um elemento central que simula o comportamento combinado o plano e fora do plano, assumindo o autor um comportamento linear elástico fora do plano da parede, sendo a massa distribuída nos nós centrais. Este modelo foi o seleccionado para desenvolver este trabalho, e encontra-se descrito mais em pormenor no capítulo 3.

No que toca à presença de abertura nas paredes de enchimento, isto é, paredes ou janelas, esta é uma variável difícil de controlar, uma vez que há vários factores que podem alterar de forma significativa o comportamento das mesmas, nomeadamente que as aberturas podem possuir diferentes posições e dimensões. Mohamed e Romão (Mohamed e Romão 2020) referem que o principal efeito que as aberturas têm no comportamento das paredes de enchimento é a redução da sua resistência lateral, tendo consequentemente uma redução proporcional da sua rigidez lateral, portanto, da sua capacidade de dissipar energia. Os autores desenvolveram um estudo comparativo com o intuito de chegar a uma conclusão acerca da fiabilidade e consistência dos factores de redução mais relevantes, apontando as expressões desenvolvidas nos estudos experimentais estimam com rigor os valores de resistência e rigidez lateral obtida nos resultados experimentais. Referem ainda que é mais difícil de estimar a redução da rigidez do que da resistência.

Já no que toca ao comportamento fora do plano, foi só introduzido em 2009 combinado com o comportamento no próprio plano. Foi nesse ano que (Kadysiewski *et al.* 2009) propôs o primeiro modelo capaz de simular o comportamento de interacção de ambos os planos, que consistia numa biela diagonal com um nó central, onde fica concentrada a massa da parede, de forma a simular as forças de inércia para fora do plano. Com isto, foi desenvolvido um algoritmo, capaz de remover o efeito da parede numa análise em curso, quando o deslocamento para fora do plano atinja um deslocamento

previamente definido. O autor propõe ainda um gráfico de interacção do deslocamento como se pode ver na Fig. 24.

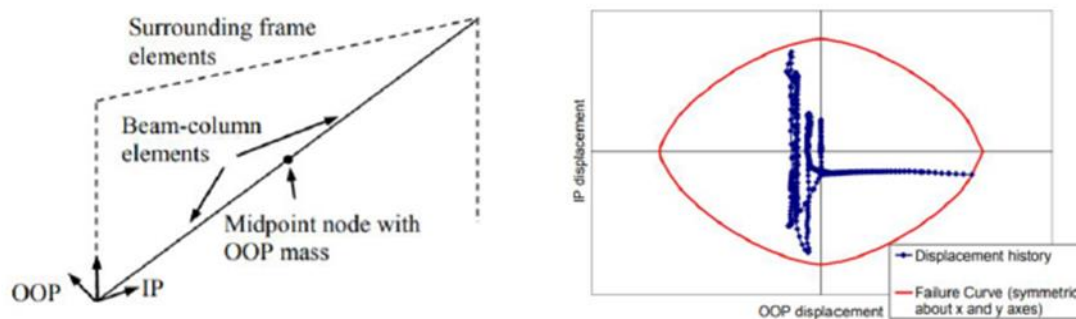


Fig. 24 – a) Esquema de discretização do Modelo de Kadysiewski e b) curva de interacção de comportamento no plano e fora do plano

3

CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO

3.1 INTRODUÇÃO

Quando se avalia uma estrutura de betão armado (B.A.) quanto à sua segurança sísmica, o comportamento não linear que esta acção cíclica induz na estrutura deve ser considerada (Dolsek *et al.* 2005, Asteris *et al.* 2013). Vários relatórios de levantamento de danos pós-sismo apontaram a importância das paredes de enchimento no desempenho sísmico de edifícios de B.A. O comportamento dos edifícios depende da sua resistência, rigidez, ductilidade e capacidade de dissipar energia durante a acção sísmica. Para os códigos estruturais, como é o caso do Eurocódigo 8 (CEN 2005), as paredes de enchimento são consideradas como elementos não estruturais e a sua contribuição para a resposta sísmica é descartada ou considerada apenas através de procedimentos muito simplificados. No entanto, após as observações feitas após sismos recentes, é possível observar que as paredes de enchimento desempenham, muitas vezes, um papel importante na resposta sísmica de edifícios porticados de betão armado, dotando-as de maior rigidez, resistência e até de capacidade de dissipação de energia, enquanto as paredes participarem na resposta estrutural. Assim, ao utilizar modelos numéricos de análise, é do mais alto interesse, desenvolver estratégias que simulem, com rigor, quer o comportamento das paredes de enchimento, quer a sua interacção com os elementos do pórtico que a envolvem.

Neste capítulo, procura-se então avaliar a eficiência de uma proposta de simulação para o comportamento sísmico que simule o comportamento sísmico de um pórtico simples com parede de enchimento de alvenaria, com e sem abertura, calibrando-o por comparação com resultados experimentais. Tentando-se assim aproximar, de forma satisfatória, parâmetros como a rigidez inicial, resistência máxima e energia dissipada, para uma solicitação cíclica ao longo do plano do pórtico.

No subcapítulo 3.2 apresenta-se a estratégia de modelação numérica, nomeadamente a descrição dos elementos do pórtico, as leis de comportamento dos materiais utilizados bem como o modelo utilizado para simular o comportamento da parede.

Em 3.3 avalia-se a eficiência do modelo de simulação numérico dos pórticos de betão armado com parede de enchimento, quer com abertura, quer sem abertura. Para isso, vai ser feita uma análise comparativa entre os resultados obtidos através dos modelos numéricos desenvolvidos e os resultados experimentais obtidos na campanha de ensaios realizados no Laboratório de Engenharia Sísmica e

Estrutural (LESE) do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) onde foram ensaiados dois pórticos simples de betão armado com parede de alvenaria de enchimento de tijolo cerâmico furado horizontalmente, de folha única, sendo que uma das paredes era totalmente preenchida e outra apresentava uma abertura centrada de $1.25 \times 1.25 \text{ m}^2$.

Finalmente em 3.4, são apresentadas algumas conclusões retiradas deste processo de calibração do modelo numérico de simulação de um pórtico de betão armado preenchido por um painel de alvenaria de tijolo, sem qualquer abertura e com abertura centrada.

3.2 DESCRIÇÃO DA ESTRATÉGIA DE MODELAÇÃO NUMÉRICA

Neste subcapítulo pretende-se apresentar o macro modelo simplificado que vai ser usado no programa de cálculo *OpenSees* (Mckenna *et al.* 2000), que é o modelo proposto por A. Furtado, H. Rodrigues, A. Arêde, e H. Varum (Furtado *et al.* 2016), e consiste num desenvolvimento do modelo da dupla biela diagonal equivalente. No caso deste modelo, a parede de enchimento é simulada por quatro bielas diagonais, com comportamento rígido e um elemento central, onde está concentrada a não linearidade histerética, ao passo que os elementos de betão armado são simulados por elementos de barra. A massa da parede está dividida pelos dois nós centrais. Na Fig. 25, pode observar-se uma visão do modelo.

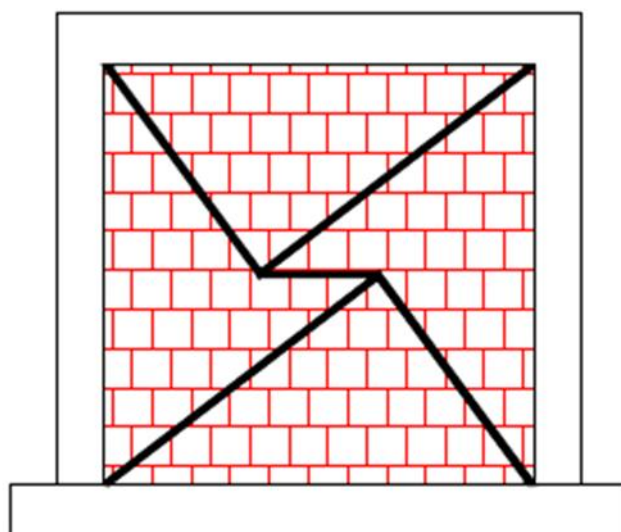


Fig. 25 - Modelo de simulação da parede (adaptado de Furtado *et al.* 2016)

O modelo numérico é definido através de elementos e materiais disponíveis no programa *OpenSees* (Mckenna *et al.* 2000).

3.2.1 ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

No que toca à simulação do comportamento sísmico dos elementos de betão armado do pórtico no *OpenSees* (Mckenna *et al.* 2000), pode-se optar por diferentes abordagens, nomeadamente: i) o uso de elementos em que o comportamento não linear está concentrado num determinado comprimento junto às extremidades, a designada rótula plástica, ou, ii) então fazer uso de elementos onde a não

linearidade está distribuída ao longo do elemento, podendo neste caso optar-se por uma formulação em rigidez (*displacement-based*), formulação esta que recorre a elementos finitos que interpolam o campo de deslocamentos ao longo do comprimento do elemento, ou por uma formulação de flexibilidade (*force-based*), que se baseia em funções de forma de força que são obtidas por condições de equilíbrio. A formulação em rigidez fornece um resultado aproximado, por se tratar da interpolação de deslocamentos o que, para comportamentos não lineares, pode apresentar problemas (Correia *et al.* 2008). Já na formulação por flexibilidade, as funções de forma, por serem obtidas através de condições de equilíbrio, mantêm-se exactas para qualquer estado do elemento, (Arêde 1997). Naturalmente é ainda possível, para elementos de viga-pilar, que se espera terem apenas comportamento elástico, defini-las como elementos elásticos viga-pilar (*elastic BeamColumn*).

No presente trabalho, são utilizados elementos de viga-pilar com formulação em flexibilidade (*force-based BeamColumn elements*).

Em *OpenSees* (Mckenna *et al.* 2000) a secção transversal de elementos pode ser definida através de secções uniaxiais, onde tem que se definir a sua área, momento de inércia e módulo de elasticidade, como se se tratasse apenas de um único material, ou definir a não linearidade material da secção através de uma discretização por fibras, onde a cada fibra é associada uma lei uniaxial tensão-deformação do material que esta representa. No presente caso adota-se o modelo de fibras, onde cada varão da armadura longitudinal é representado por uma fibra associada à lei de comportamento do aço e definida pelas coordenadas do varão em relação aos eixos locais da secção transversal; para o betão define-se uma malha de elementos finitos, em que cada elemento finito representa também uma fibra associada à lei de comportamento do betão, sendo que são definidas uma malha para o betão confinado, e uma malha para o betão não comprimido. Na Fig. 26, é possível ver esta descrição.

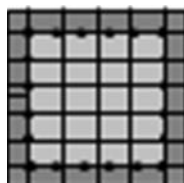


Fig. 26 - Secção transversal de elementos de betão armado

Relativamente aos materiais, para simular o comportamento do betão, foi seleccionado o modelo de material uniaxial “*Concrete01*” disponível em *OpenSees* que segue uma lei de comportamento histerética associada à curva de tensão-extensão da Fig. 27. Mais detalhes em relação ao modelo deste material uniaxial podem ser encontrados em (Yassin 1994).

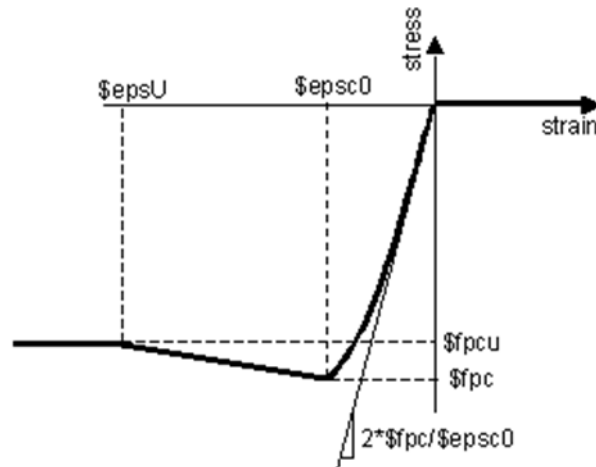


Fig. 27 - Lei de comportamento do betão (Adaptado de OpenSees Mckenna *et al.* (2000) e Yassen (1994))

Para a definição do modelo em *OpenSees* (Mckenna *et al.* 2000), é necessário fornecer os seguintes parâmetros:

- Resistência à compressão aos 28 dias - f_{pc}
- Extensão do betão para a resistência máxima - $epsc0$
- Resistência ao esmagamento do betão - f_{pcu}
- Extensão do betão na resistência ao esmagamento - $epsU$.

No que respeita ao aço das armaduras, foi seleccionado o modelo de material uniaxial “*Steel 02*”, proposto Menegotto (Menegotto *et al.* 1973), também conhecido como modelo de “Giuffrè-Menegotto-Pinto” com endurecimento isotrópico de resistência, com a lei de comportamento histerética apresentada na Fig. 28

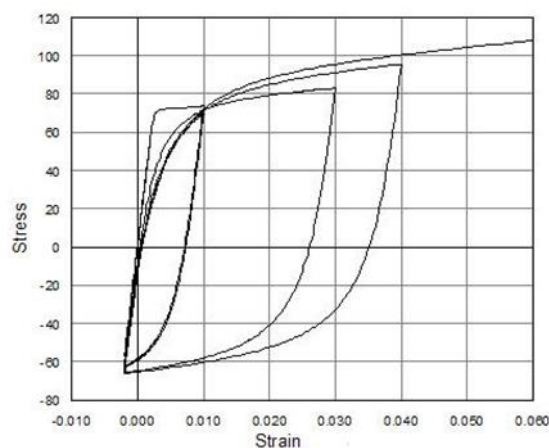


Fig. 28 - Lei de comportamento do aço (Adaptado de OpenSees Mckenna *et al.* (2000) e Menegotto *et al.* (1973))

Para a sua definição no programa de cálculo, é necessário definir os seguintes parâmetros:

- Tensão de cedência - f_y
- Módulo de elasticidade – E_s
- Parâmetro que controla o endurecimento - B_s
- Parâmetros que controlam a passagem do comportamento elástico para o comportamento plástico – R_0 , cR_1 e cR_2 .

3.2.3 PAREDE DE ENCHIMENTO

Como já foi referido anteriormente, o modelo usado para simular o comportamento da parede de enchimento, é o modelo proposto por (Furtado 2020). Neste modelo cada parede de enchimento é simulada através de quatro bielas diagonais com comportamento rígido e um elemento central onde a não linearidade histerética está concentrada. As quatro bielas diagonais são simuladas por quatro elementos elásticos “*Elastic Beam Element*”, com uma rigidez axial muito elevada. Para definir estes elementos o programa requer os dados da área, módulo de elasticidade e momento de inércia, para simular o comportamento rígido pretendido, os valores para a área e módulo de elasticidade são definidos como sendo muito altos e inércia muito baixa.

Já o elemento central é definido como um elemento não linear viga-pilar (*non linear BeamColumn*), que, como já foi também referido, tem como objectivo a simulação do comportamento não linear da parede de enchimento quando sujeita a acções cíclicas.

Pode ver-se, na Fig. 29, a disposição de todos os elementos do modelo de simulação do pórtico com a parede de enchimento.

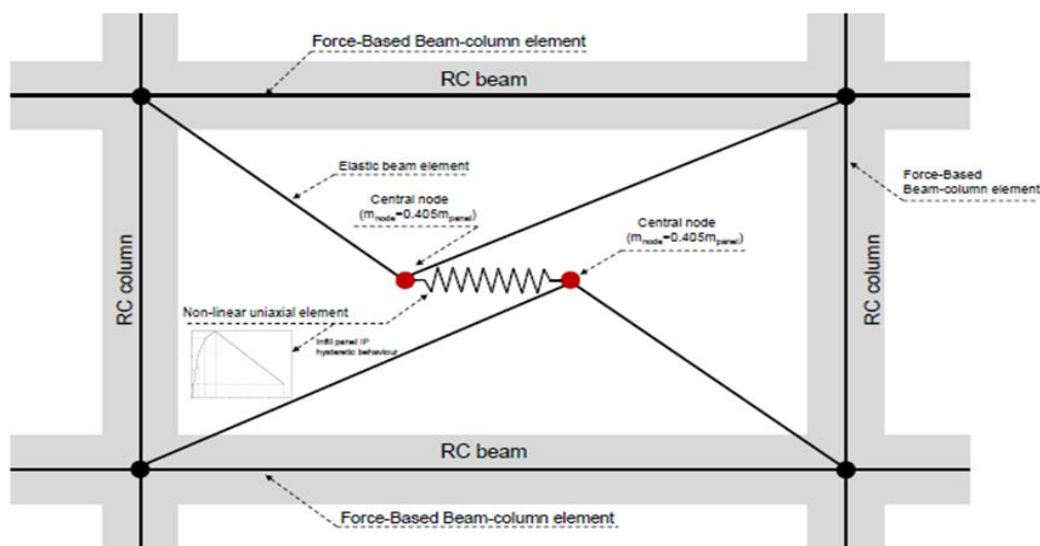


Fig. 29 - Modelo de simulação do comportamento da parede de enchimento proposto por (Furtado *et al.* 2016), (adaptado de Furtado 2020)

Da base de modelos e materiais dados do programa, foi seleccionado o modelo do material “*pinching 04*” para simular o comportamento hysterético no plano do elemento central, sendo que este modelo numérico tem a capacidade de simular o comportamento combinado no plano e fora do plano das paredes de enchimento, quando sujeitas a cargas cíclicas. O comportamento no plano de uma parede de enchimento é caracterizada por uma curva multilinear, definido por oito parâmetros, como mostra a Fig. 30, que caracterizam as seguintes fases: fendilhação (força de fendilhação, $f_{i,c}$ e $d_{fi,t}$, $d_{fi,c}$), cedência intermédia (força de cedência, $f_{i,y}$ e $d_{fi,t}$, $d_{fi,y}$), resistência máxima, correspondente ao início do esmagamento ($f_{i,max}$ e $d_{fi,t}$, $d_{fi,max}$) e resistência residual ($f_{i,u}$ e $d_{fi,t}$, $d_{fi,u}$).

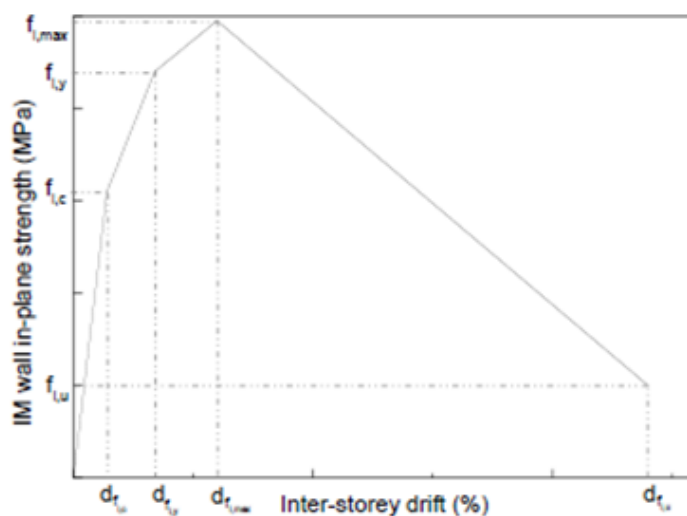


Fig. 30 - Lei de comportamento de uma parede de enchimento no seu plano (Adaptado de *OpenSees* (Mckenna et al. 2000))

As regras de calibração da histerese para paredes de enchimento são controladas por três parâmetros adicionais: degradação da rigidez (α), efeito de “*pinching*” (β), e degradação da resistência (γ). O material “*pinching 04*” é usado para representar um material que demonstra degradação na resposta força-deslocamento quando sujeita a cargas cíclicas no plano. A degradação cíclica da rigidez e resistência ocorre de três formas: degradação da rigidez na descarga, degradação da rigidez na recarga e degradação da resistência.

Após uma revisão de estudos passados, bem como de recomendações em códigos internacionais, Furtado (Furtado 2020) aponta que a curva de comportamento hysterético que define uma parede de enchimento pode ser obtida através dos seguintes valores:

- O rácio entre a força de fendilhação e a força máxima ($f_{i,c}/f_{i,max}$) a ser usado é de 0.55 e o $d_{fi,t}$ de fendilhação ($d_{fi,c}$) entre 0.075% e 0.12%, de acordo com as propriedades dos tijolos e da argamassa de ligação;
- A força de cedência intermédia ($f_{i,y}$) deverá ser entre 65% e 75% da força máxima ($f_{i,max}$) e o drift correspondente ($d_{fi,y}$) entre 0.15% e 0.35%
- A força máxima ($f_{i,max}$) ocorre para valores aproximadamente entre 0.25% e 0.5% de $d_{fi,t}$ e pode ser calculada pelas equações 1 e 2, onde S_s é a tensão diagonal da parede de enchimento

obtida através de testes experimentais, t corresponde à sua espessura, L_{inf} ao comprimento e h_{inf} à altura da parede:

$$f_{i,max} = 0.818 \frac{L_{inf} \times t \times S_s}{C_l} (1 + \sqrt{C_l^2 + 1}) \quad \text{Equação 1}$$

$$C_l = 1.925 \frac{L_{inf}}{h_{inf}} \quad \text{Equação 2}$$

- A degradação de resistência pós-pico é baseada na estimativa de que o deslocamento para a resistência residual ($d_{f,u}$) é cinco vezes o deslocamento na resistência máxima e a resistência residual ($f_{i,u}$) será cerca de 20% da resistência máxima $f_{i,max}$.

Para completar a formulação do material “*pinching 04*” é ainda necessário definir parâmetros respeitantes à degradação da rigidez na descarga e na recarga, degradação da resistência, e dissipação da energia e do efeito de “*pinching*”. Os valores sugeridos pelo manual do *OpenSees* (Mckenna *et al.* 2000) para a definição deste material são apresentados na tabela 1, de acordo com os parâmetros usados no programa.

Na Fig. 31 é possível ver a lei de comportamento força-deslocamento do material (*pinching 04*).

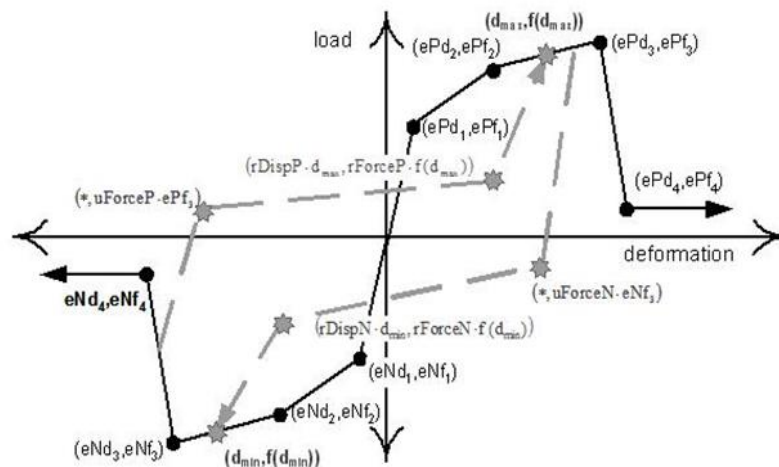


Fig. 31 - Lei de comportamento do material “*pinching 04*”, adaptado de *OpenSees* Mckenna *et al.* (2000).

Tabela 1 – Parâmetros do “pinching 04”

Degradação da rigidez na descarga	αK_1	0.70-0.80
	αK_2	0.65-0.70
	αK_3	0.60-0.70
	αK_4	0.65-0.70
	αK_{lim}	0.70-0.80
Degradação da rigidez na recarga	βD_1	0
	βD_2	0
	βD_3	0
	βD_4	0
	βD_{lim}	0-0.2
Degradação da resistência	γD_1	1
	γD_2	0
	γD_3	1
	γD_4	1
	γD_{lim}	0-0.15
Efeito de “pinching”	rDispP	0.7-1
	fForceP	0-0.25
	uForceP	0-0.1
	rDispN	0.7-1
	fForceN	0-0.25
	uForceN	0-0.1
Degradação de Energia (gE)		10

Esta abordagem de modelação numérica não é desenvolvida para simular nenhum modo de rutura em específico, uma vez que estes são de muito difícil previsão devido aos vários parâmetros a que estão associados, nomeadamente características do sismo, bem como incertezas relacionadas com o material e mão-de-obra. As propriedades deste modelo de material podem ser ajustadas para diferentes tipos de paredes e material, através da calibração usando dados e resultados experimentais.

3.3 AVALIAÇÃO DA EFICIÊNCIA DA ESTRATÉGIA DE SIMULAÇÃO DE PÓRTICOS DE BETÃO ARMADO COM PAREDES DE ENCHIMENTO

Neste subcapítulo apresenta-se a calibração do modelo proposto anteriormente, recorrendo aos resultados experimentais de dois ensaios realizados no LESE, Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural do Departamento de Engenharia Civil da FEUP. Estes ensaios foram simulados através de análises numéricas recorrendo ao modelo apresentado, comparando os resultados e ajustando parâmetros, para que a aproximação dos resultados experimentais e numéricos seja satisfatória.

3.3.1 APRESENTAÇÃO DOS ENSAIOS SIMULADOS

Foram efectuados dois ensaios, que consistiram na avaliação da resposta estrutural de dois pórticos de betão armado, com um piso e um vão, construídos à escala 1:1, sendo que um deles era completamente preenchido por uma parede de alvenaria de tijolo, ao passo que o outro apresentava uma abertura central de $1.25 \times 1.25 \text{ m}^2$, conforme ilustrados nas Fig. 32 e Fig. 33. Ambas as paredes de enchimento eram formadas por apenas um pano.

Pretendia-se com estes ensaios avaliar de que forma a presença da abertura influencia a resposta da parede de alvenaria de enchimento do próprio plano, a um carregamento quase-estático lateral. De referir que nenhum dos ensaios foi levado até à rotura, pelo que não se pode concluir o modo de rotura que lhes estaria associado. Pode ver-se na Fig. 34 as dimensões e a pormenorização das armaduras. Nas Fig. 35 e Fig. 36 os pórticos *in-situ*.

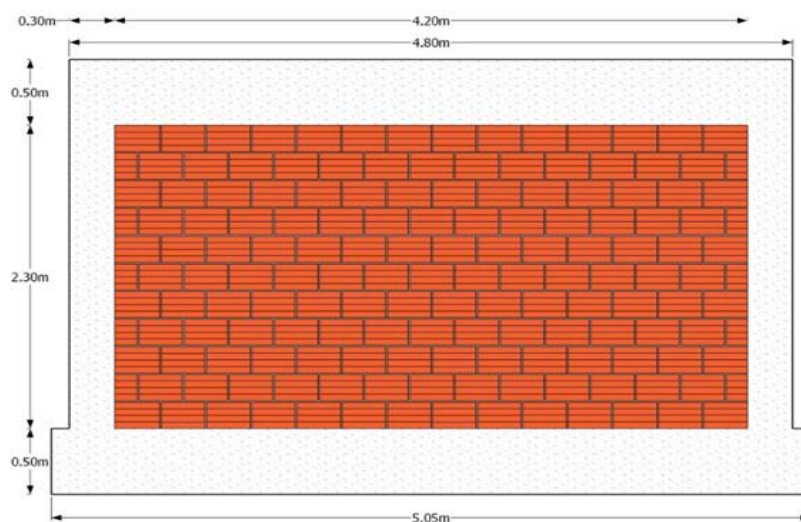


Fig. 32 - Dimensões do pórtico com parede com abertura

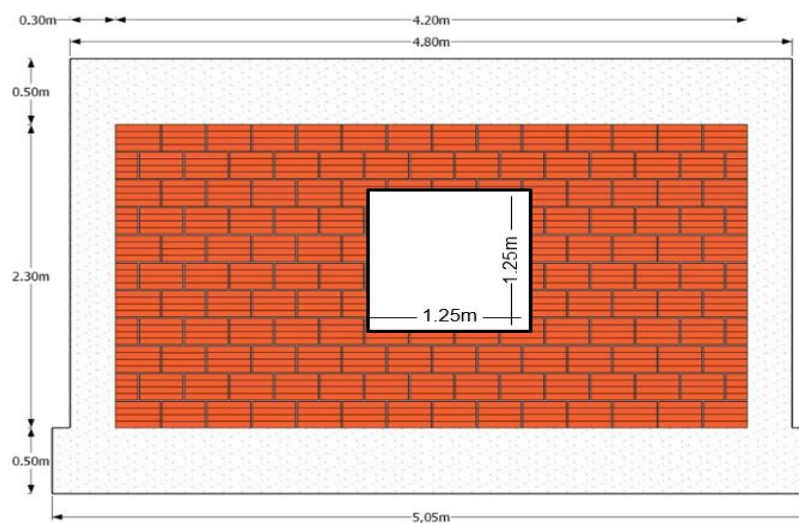
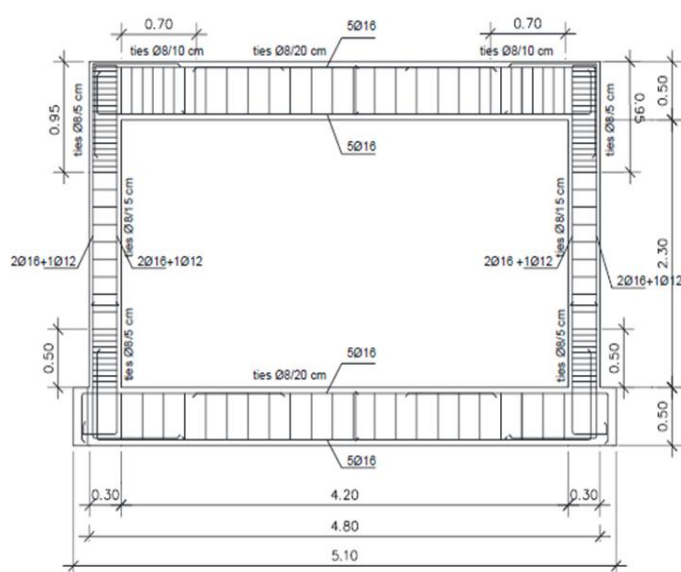
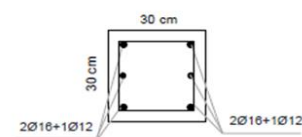


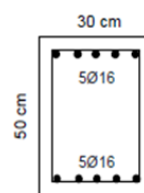
Fig. 33 - Dimensões do pórtico com parede com abertura



a)



b)



c)

Fig. 34 – Dimensões do pórtico com parede sem abertura (unidades em metros): a) detalhe de armaduras do pórtico de RC; secção transversal de b) pilar e c) viga

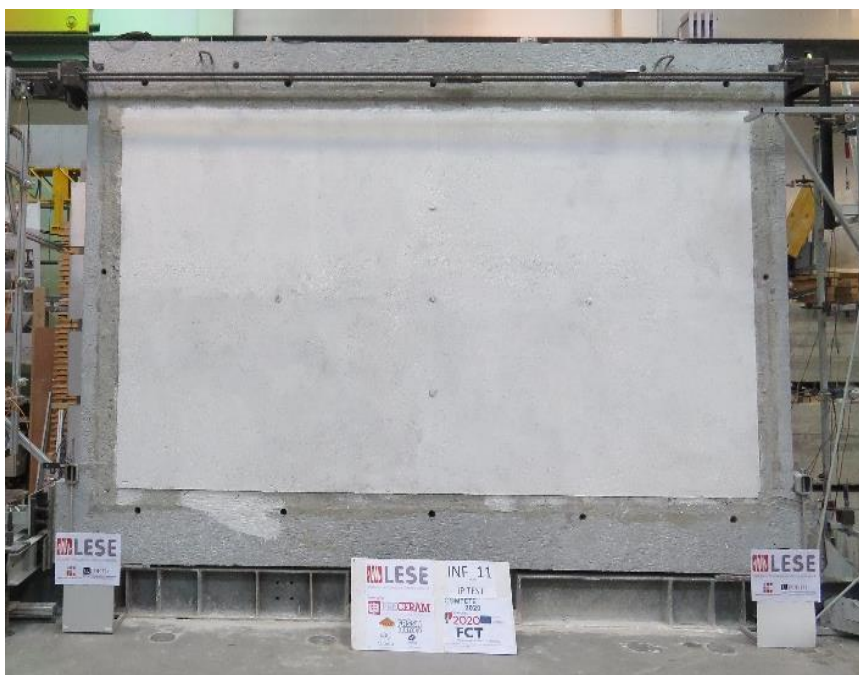


Fig. 35 - Parede sem abertura *in situ*



Fig. 36 - Parede com abertura *in situ*

Foi utilizado betão da classe C20/25 e aço do tipo A500. A parede de alvenaria é composta por tijolos cerâmicos de 15 cm de espessura, furados na horizontal.

As propriedades mecânicas da alvenaria foram determinadas em laboratório, pela realização de ensaios de caracterização mecânica de muretes de alvenaria de enchimento. Podem ser consultados os detalhes desta campanha experimental em Furtado (Furtado *et al.* 2018) da qual se retiram as propriedades principais apresentadas na tabela. Sendo f_c a resistência à compressão, E o módulo de elasticidade, S_s a resistência ao corte, G o módulo de distorção.

Tabela 2 - Propriedades mecânicas da alvenaria

Propriedades mecânicas dos tijolos de alvenaria	
f_c (MPa)	0.81
E (MPa)	1975
S_s (MPa)	0.65
G (MPa)	996

3.3.1.1 SETUP EXPERIMENTAL E PROTOCOLO DE CARREGAMENTO

Às estruturas foi aplicada uma acção cíclica quase-estática, através da imposição de deslocamentos laterais, segundo o plano da parede, na viga de topo do pórtico. Foram efectuados seis ciclos completos, isto é, do estado de repouso aplicava-se uma força até se atingir o deslocamento pretendido para aquele ciclo, no sentido que se convencionou como sendo de deslocamento positivo, sendo que seguidamente se impunha um deslocamento de valor igual, mas no sentido tido como negativo. Foram aplicados seis ciclos de carga, dois de 3 mm, seguidos de dois ciclos de 6 mm e terminando com dois ciclos de 9 mm. Este deslocamento no topo pode ainda ser definido como deslocamento relativo face ao deslocamento na base, através do rácio entre a diferença no topo e na base e a altura do pilar, definição esta de *drift* ou deslocamento relativo entre pisos. Assim pode-se expressar o carregamento como sendo a aplicação de um *drift* de 0.1%, 0.2% e 0.3%, todos repetidos duas vezes. Na Fig. 37 é possível observar a lei dos deslocamentos laterais em função do tempo, como descrito.

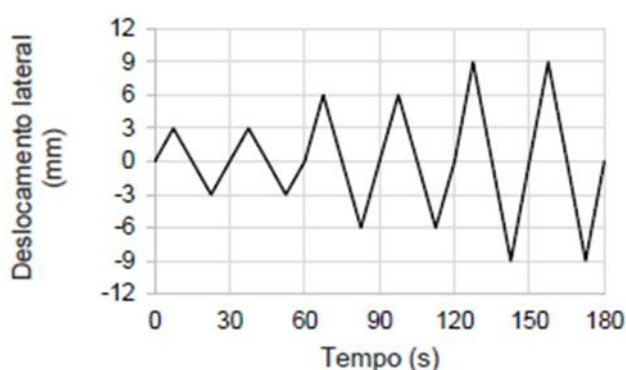


Fig. 37 - Lei do carregamento

Foi registada a resposta da estrutura através do registo das forças horizontais aplicadas e da medição dos deslocamentos numa série de pontos do provete na base para cada ponto de deslocamento no topo, para posteriormente comparar com os resultados obtidos através do modelo numérico, a fim de fazer a calibração do mesmo.

3.3.1.2 RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Através dos resultados experimentais, foi construído o gráfico de força-deslocamento, sendo que a força, imposta pelo atuador hidráulico, corresponde à resultante das reacções horizontais na base, ou corte basal, e o deslocamento lateral no topo do pórtico. É possível observar a resposta da estrutura, sem e com abertura, nas Fig. 38, Fig. 39 e Fig. 40.

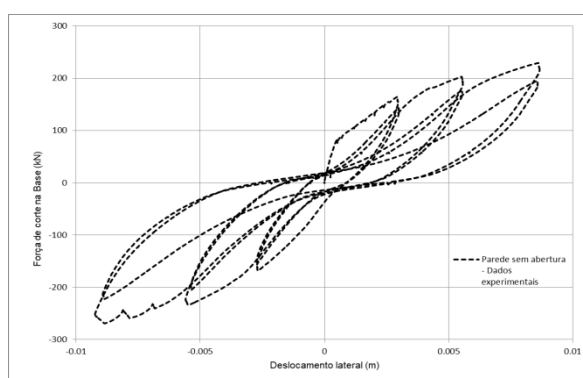


Fig. 38 –Gráfico Corte basal – Deslocamento no topo, Parede sem abertura - resultados experimentais (Adaptado de Furtado (Furtado 2020))

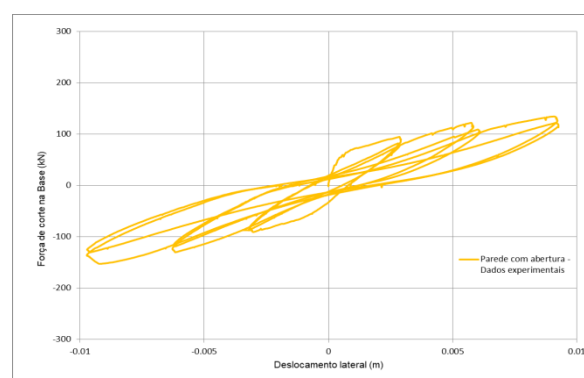


Fig. 39 - Gráfico Corte basal – Deslocamento no topo, Parede com abertura - resultados experimentais (Adaptado de Furtado (Furtado 2020))

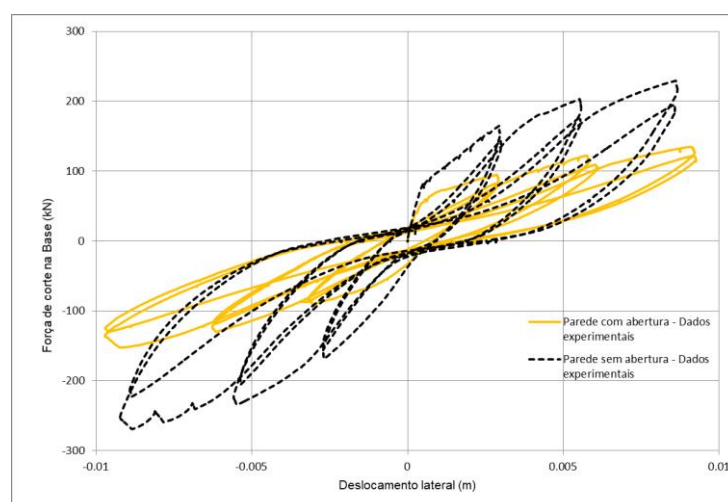


Fig. 40 - Gráfico comparativo - dados experimentais (Adaptado de Furtado (Furtado 2020))

É possível verificar que a presença da abertura influencia de forma relevante a resposta da parede perante a acção cíclica a que foi sujeita. Como já referido anteriormente, de forma a avaliar o comportamento desta estrutura face a uma acção cíclica é necessário conhecer os valores de resistência e rigidez lateral, bem como da energia dissipada pela estrutura ao longo da acção cíclica. É possível calcular a rigidez inicial de cada uma das paredes, isolando os dados do primeiro tramo do gráfico força-deslocamento, no quadrante de deslocamentos positivos, e fazendo uma regressão linear desse mesmo tramo, como se pode verificar nos gráficos das Fig. 41 e Fig. 42.

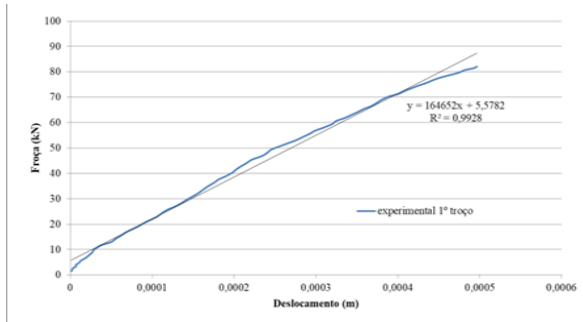


Fig. 41 - Cálculo gráfico da rigidez inicial, parede sem abertura

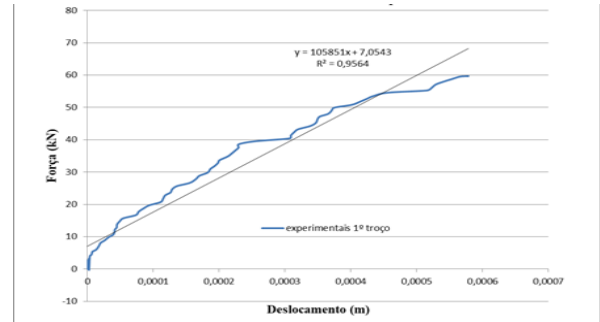


Fig. 42 - Cálculo gráfico da rigidez inicial, parede com abertura

Na Fig. 43 apresenta-se a comparação desses valores de rigidez inicial, enquanto que, na Fig. 44 e Fig. 45, se apresenta a comparação da força máxima atingida, em deslocamentos positivos e deslocamentos negativos, respetivamente. Verifica-se que a presença da abertura faz reduzir em aproximadamente 36% a rigidez inicial da parede, sendo que na parede sem abertura esta é de 165 kN/m e na parede com abertura de 106 kN/m.

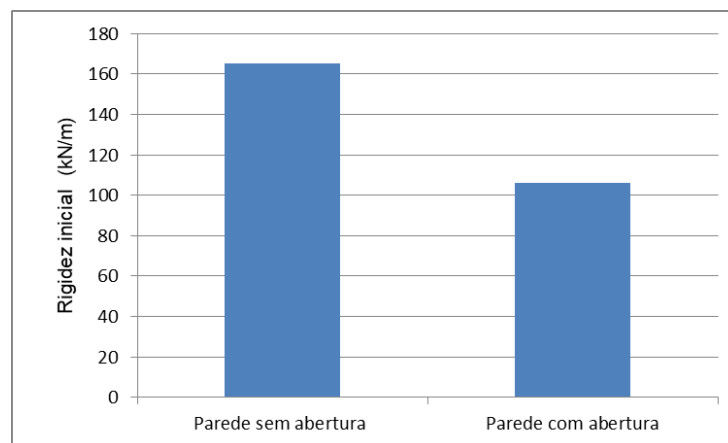


Fig. 43 - Comparação da rigidez inicial

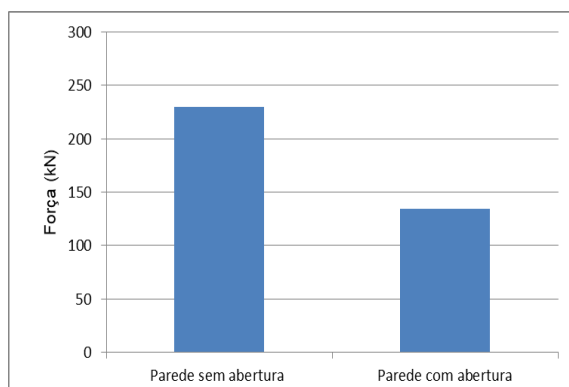


Fig. 44 - Comparação da força máxima em deslocamentos positivos

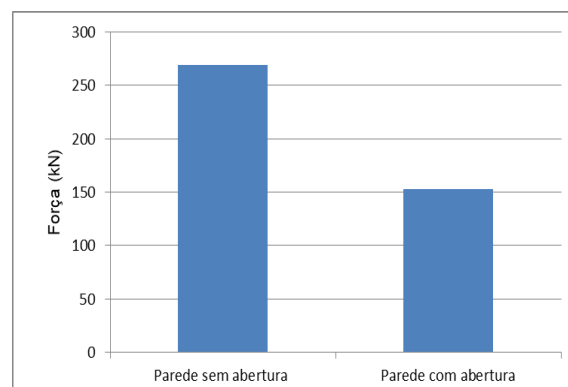


Fig. 45 - Comparação da força máxima em deslocamentos negativos

Verifica-se uma redução de 40% no que toca a resistência máxima para deslocamentos positivos, e uma redução de aproximadamente 43% na resistência máxima para deslocamentos negativos.

No que respeita à energia dissipada pela estrutura durante a acção cíclica, esta é dada pela área interior do gráfico, associada a cada ciclo e pode ser dada pela equação seguinte Rodrigues (2012):

$$E_d = \int F \times d \quad \text{Equação 3}$$

É possível verificar a clara redução na capacidade de dissipar energia da parede, que resulta da presença da abertura, como se pode ver na Fig. 46, onde a mesma é comparada, depois de ter sido calculada com base na equação 3, com recurso aos resultados obtidos através dos ensaios experimentais, onde ambas as paredes foram sujeitas ao mesmo carregamento. Pelos dados apresentados conclui-se ser essa redução de aproximadamente 40%, para o deslocamento máximo registado no ensaio.

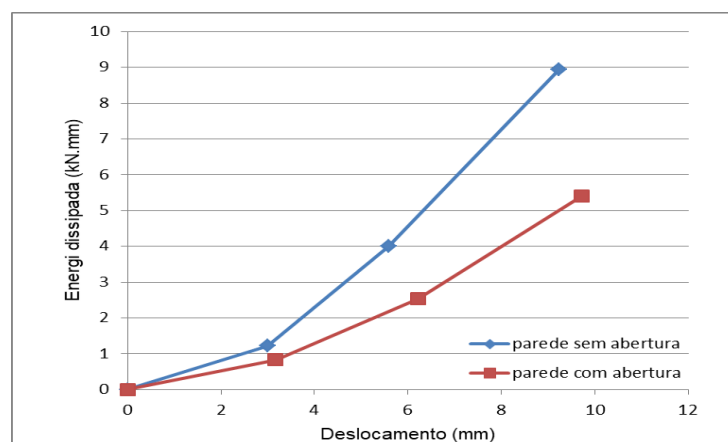


Fig. 46 - Energia dissipada acumulada (nos dois ensaios)

3.3.2 PARÂMETROS ASSUMIDOS NOS MODELOS NUMÉRICOS

Em 3.2 foi já descrito o processo de modelação, sendo que agora, recorrendo aos resultados experimentais já apresentados, é realizada a calibração do modelo de forma a aproximar satisfatoriamente os resultados numéricos de força-deslocamento. Apresenta-se de seguida os parâmetros inseridos no *OpenSees* (Mckenna *et al.* 2000), de forma a caracterizar por completo o modelo, nomeadamente as leis de comportamento do betão, tabela 3, do aço, tabela 4, e do material uniaxial “*pinching 04*” que caracteriza o comportamento da parede, tabela 5 para o caso sem abertura e tabela 6 com abertura.

Tabela 3 - Parâmetros mecânicos do modelo numérico do betão

f_{pc} (MPa)	epsc0	f_{pcu} (MPa)	eps2U
22.850	0.002	11.425	0.008

- f_{pc} - Resistência à compressão aos 28 dias;
- epsc0 - Extensão do betão para a resistência máxima;
- f_{pcu} - Resistência ao esmagamento do betão;
- eps2U - Extensão do betão na resistência ao esmagamento (valores para compressão).

Tabela 4 - Parâmetros mecânicos para modelo numérico do aço

f_y (MPa)	E_s (GPa)	B_s	R_0	cR_1	cR_2
521	190	0.005	20	0.925	0.15

- f_y - Tensão de cedência;
- E_s - Módulo de elasticidade;
- B_s - Parâmetro que controla o endurecimento;
- R_0 , cR_1 e cR_2 - Parâmetros que controlam a passagem do comportamento elástico para o comportamento plástico.

Tabela 5 - Parâmetros mecânicos da parede sem abertura para definir o modelo numérico

$f_{i,c}$ (MPa)	$d_{fi,c}$	$f_{i,y}$	$d_{fi,y}$	$f_{i,max}$	$d_{fi,max}$	$f_{i,u}$	$d_{fi,u}$
	(%)	(MPa)	(%)	(MPa)	(%)	(MPa)	(%)
0.57	0.1	0.75	0.25	1.01	0.5	0.28	1.5

Tabela 6 - Parâmetros mecânicos da parede sem abertura para definir o modelo numérico

$f_{i,c}$ (MPa)	$d_{fi,c}$	$f_{i,y}$	$d_{fi,y}$	$f_{i,max}$	$d_{fi,max}$	$f_{i,u}$	$d_{fi,u}$
	(%)	(MPa)	(%)	(MPa)	(%)	(MPa)	(%)
0.48	0.12	0.63	0.29	0.78	0.61	0.22	1.60

- $f_{i,c}$ - Força de fendilhação;
- $d_{fi,c}$ - *drift* de fendilhação;
- $f_{i,y}$ - força de cedência;
- $d_{fi,y}$ - *drift* de cedência;
- $f_{i,max}$ e - força correspondente ao início do esmagamento;
- $d_{fi,max}$ - *drift* correspondente ao início do esmagamento;
- $f_{i,u}$ - resistência residual;
- $d_{fi,u}$ - *drift* correspondente à resistência residual.

3.3.3 RESULTADOS NUMÉRICOS

Neste subcapítulo, são apresentadas as comparações entre os resultados numéricos, obtidos através da análise do modelo desenvolvido, com o objectivo de validar a calibração efectuada. São comparados os gráficos histeréticos força na base-deslocamento lateral, os valores de rigidez inicial, resistência máxima e os gráficos da evolução da energia dissipada.

3.3.3.1 PÓRTICO SEM PAREDE

Primeiro foi efectuada uma análise não linear estática (*pushover*), a um modelo que pretendia apenas simular o pórtico, sem qualquer parede de enchimento, com o intuito de caracterizar a sua capacidade de carga a um carregamento lateral, calculando a sua rigidez ao carregamento lateral, bem como encontrar a resistência máxima para este carregamento. Apresenta-se na figura 47 o gráfico força-deslocamento obtido para esta análise, sendo possível verificar que a rigidez lateral é muito inferior à apresentada por um pórtico com parede de enchimento

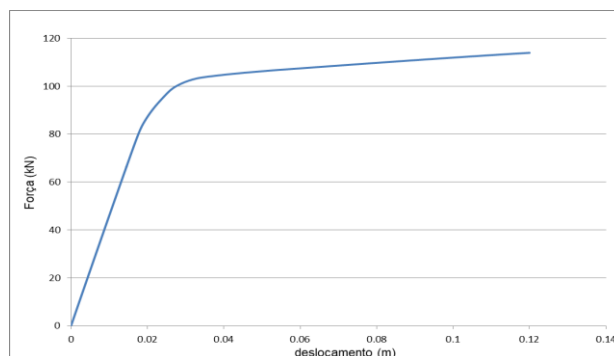


Fig. 47 Gráfico "pushover" do pórtico sem parede

3.3.3.2 PÓRTICO COM PAREDE SEM ABERTURA

São apresentados nas figuras 48 e 49 os gráficos força-deslocamento e energia dissipada, para a parede sem abertura, comparado os resultados experimentais com os resultados numéricos.

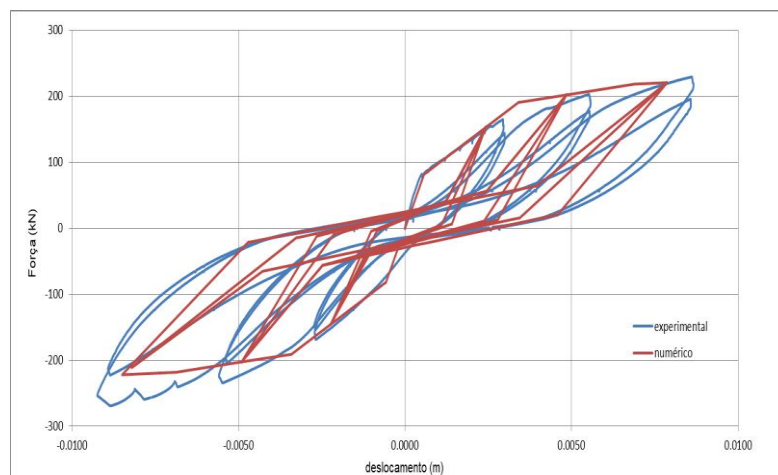


Fig. 48 – Parede sem abertura: comparação do gráfico de comportamento experimental vs numérico

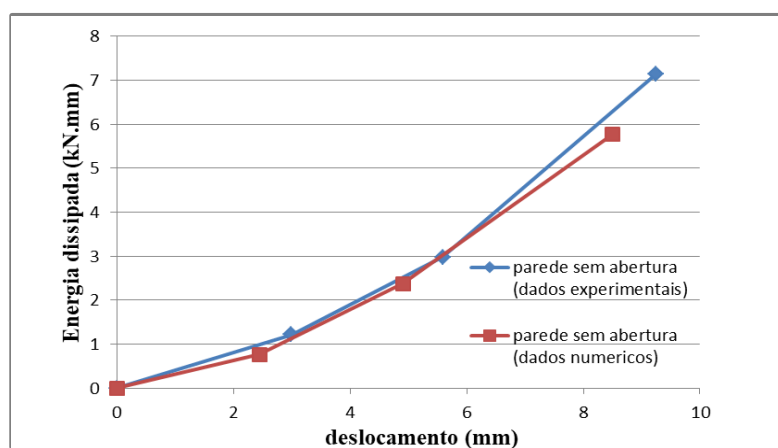


Fig. 49 – Parede sem abertura: comparação do gráfico de dissipação de energia experimental vs numérico

É possível verificar que o modelo capta de forma satisfatória o comportamento da estrutura, principalmente para deslocamentos mais pequenos, sendo que nos deslocamentos maiores se começa a notar alguma diferença. O mesmo acontece no que toca a simulação da dissipação de energia, que para os valores mais baixos do deslocamento apresenta uma boa aproximação; quando se atingem os valores mais altos do ensaio, o modelo numérico afasta-se um pouco dos resultados experimentais.

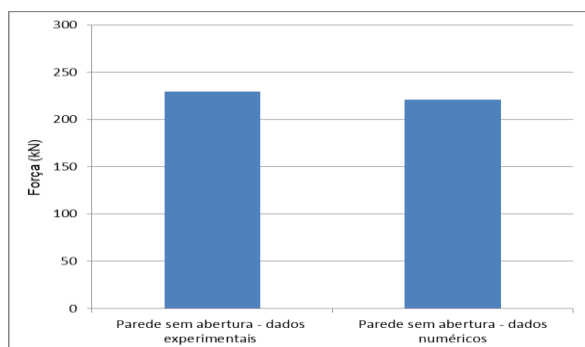


Fig. 50 - Comparação da força máxima em deslocamentos positivos experimental vs numérico

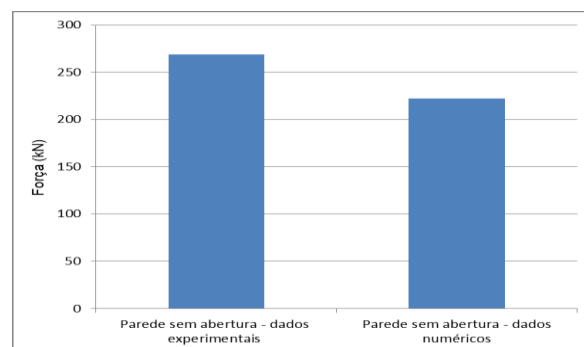


Fig. 51 - Comparação da força máxima em deslocamentos negativos experimental vs numérico

Como já visto anteriormente, a rigidez inicial do pórtico calculada através dos dados experimentais era de 165 kN/m, sendo que a obtida no modelo é de 143kN/m, o que representa uma redução de cerca de 13%.

É possível verificar que o modelo numérico subestima em cerca de 3% a resistência máxima, no quadrante de deslocamentos positivos, ao passo que no quadrante de deslocamentos negativos, a resistência máxima do modelo é inferior em cerca de 17% àquela obtida nos dados experimentais.

No que toca à energia dissipada, verifica-se que a diferença vai aumentando a cada ciclo de carregamento, sendo que a energia dissipada total calculada através dos dados numéricos é 26% inferior à experimental.

3.3.3.3 PÓRTICO COM PAREDE COM ABERTURA

São apresentados de seguida as comparações para a parede com abertura nas figuras 52 e 53.

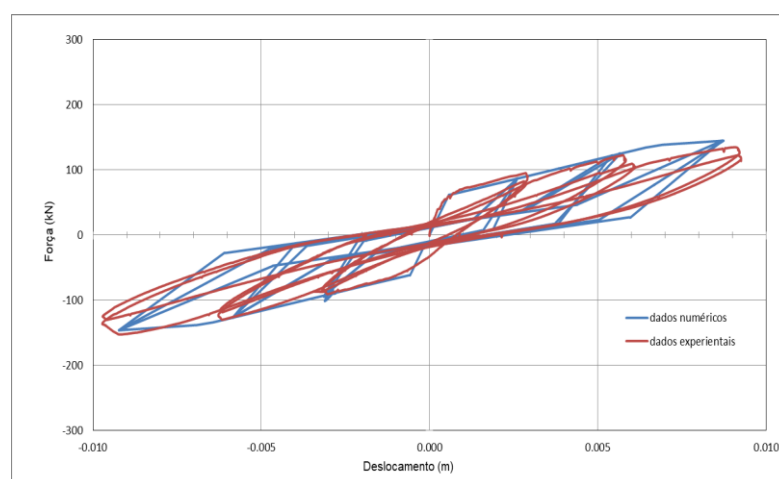


Fig. 52 – Parede com abertura: comparação do gráfico de comportamento experimental vs numérico

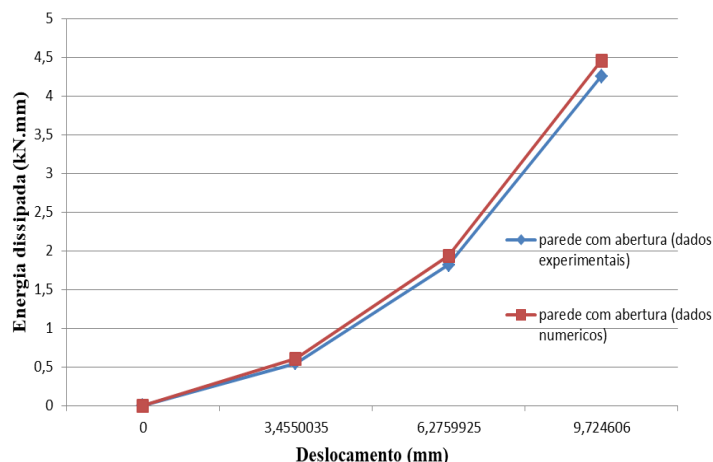


Fig. 53 – Parede com abertura: comparação do gráfico de dissipação de energia experimental vs numérico

Os gráficos de força deslocamento apresentam também envolventes muito próximas, sendo que a simulação da dissipação de energia aproxima-se também muito bem da energia dissipada experimentalmente, concluindo-se assim que o modelo faz uma boa aproximação ao comportamento real da estrutura.

A resistência máxima no quadrante dos deslocamentos positivos do modelo é cerca de 7% superior à registada no ensaio, ao passo que para os deslocamentos negativos, a resistência do modelo é inferior em aproximadamente 4%.

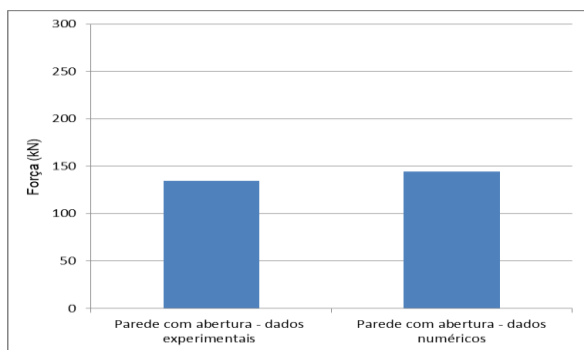


Fig. 54 - Comparação da força máxima em deslocamentos positivos experimental vs numérico

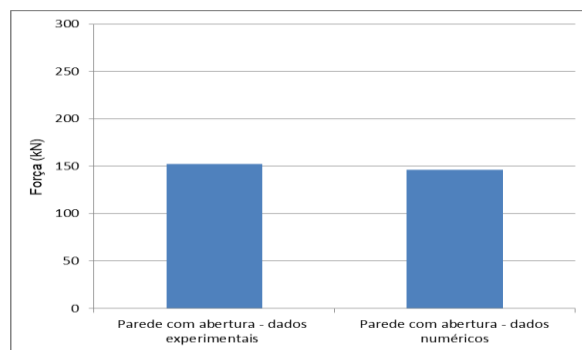


Fig. 55 - Comparação da força máxima em deslocamentos negativos experimental vs numérico

No que diz respeito à rigidez inicial, os resultados obtidos através do modelo e do ensaio são praticamente coincidentes, no valor de 106 kN/m.

No que toca à Energia dissipada, o modelo capta, neste caso, muito bem o comportamento real da estrutura, com uma diferença de cerca de 2% na energia dissipada total.

3.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo deste capítulo procedeu-se à calibração do modelo número proposto, recorrendo a resultados experimentais de uma campanha de ensaios realizados no LESE.

Após este processo é possível afirmar mais uma vez a clara interferência que a presença de uma parede de enchimento tem na rigidez lateral num pórtico de betão armado, a partir da comparação do primeiro tramo da análise do tipo *pushover* efectuada ao modelo do pórtico sem presença de parede, que é significativamente inferior, quando comparada com qualquer uma das rigidezes obtidas para as paredes, com e sem abertura.

Comparando desde logo também os resultados experimentais entre si, foi possível concluir que, a presença da abertura na parede de enchimento, leva a uma redução de aproximadamente 36% para a rigidez lateral inicial, a uma redução na ordem dos 40% na resistência máxima registada quer para deslocamentos positivos quer para deslocamentos negativos e também a uma redução de 40% da energia dissipada.

Em relação ao modelo apresentado, é possível observar uma melhor aproximação da envolvente do gráfico força-deslocamento, sob carga dinâmica, do modelo da parede com abertura, sendo que, no entanto, o modelo da parede sem abertura apresenta também uma solução satisfatória neste prisma.

No modelo de parede sem abertura, a rigidez lateral inicial é cerca de 13% inferior à obtida para dados experimentais, a dissipação de energia acumulada para todo o carregamento é 26% daquela obtida nos ensaios, sendo que a resistência máxima registada é praticamente coincidente para os deslocamentos positivos, ao passo que para os deslocamentos negativos a resistência máxima obtida a partir dos dados numéricos é cerca de 17% inferior quando comparada com resultados experimentais.

Analisando o modelo com abertura, é possível concluir que estes parâmetros apresentam sempre uma diferença inferior a 10% quando comparando com os dados experimentais.

4

CASO DE ESTUDO

4.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo, vai-se proceder ao estudo de um edifício designado de “PT8”, edifício este, que foi projectado em 1983 pelo Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), de acordo com as prescrições do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado (REBAP), sendo a análise sísmica realizada com base no Regulamento de Segurança e Ações (RSA). Este projecto tinha como objectivo servir de guia, para os projectistas, ao dimensionamento dos edifícios segundo estes novos regulamentos.

Trata-se de um edifício porticado de oito pisos, com 24 metros de altura, com uma disposição em planta de 20mx15m, constituída por módulos de 4mx5m, como se pode observar na Fig. 56.

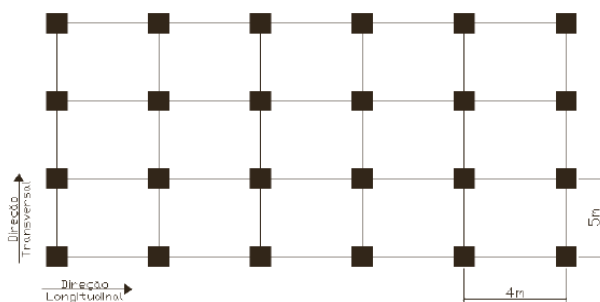


Fig. 56 - Disposição em Planta do edifício PT8

O edifício é constituído por pilares, vigas e lajes, composto por seis pórticos na direcção transversal que distam quatro metros entre si, e 4 pórticos na direcção longitudinal com espaçamentos de cinco metros, sendo o pé direito de 3 metros. O edifício foi projectado para uma carga vertical permanente de 6.15 kN/m^2 e uma carga variável, também vertical, de 2.5 kN/m^2 . Os pilares têm uma secção transversal de 30cmx60cm nos primeiros dois pisos, de 30cmx50cm no terceiro e quarto pisos, de 40cmx30cm no quinto e sexto pisos e de 30cmx30cm nos pisos sete e oito. Já as vigas apresentam uma secção transversal de 30cmx60cm, com diferentes detalhes de armaduras ao longo do edifício.

Na Tabela 7 e na Tabela 8 é possível ver os detalhes de armadura ao longo do edifício, em função dos pilares e vigas definidos nas Fig. 57 e Fig. 58.

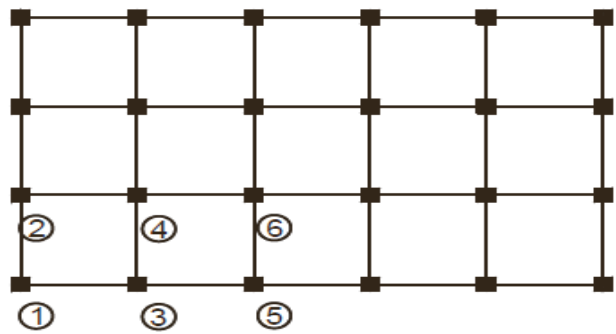


Fig. 57 – Numeração do tipo de pilar

Tabela 7 – Detalhes das armaduras nos diferentes tipos de pilares

	Pilares 2	Pilares 4	Pilares 5	Pilares 6
Piso 6-8	 0.4m 0.3m Ø8//.24 Ø8//.12	 Ø6//.19 Ø6//.095	 Ø6//.19 Ø6//.095	 Ø6//.19 Ø6//.095
Piso 4-6	 0.4m 0.3m Ø8//.24 Ø8//.12	 Ø8//.24 Ø8//.12	 Ø8//.24 Ø8//.12	 Ø6//.23 Ø6//.115
Piso 2-4	 0.5m 0.3m Ø8//.24 Ø8//.12	 Ø8//.30 Ø8//.15	 Ø8//.30 Ø8//.15	 Ø8//.30 Ø8//.15
Piso 0-2	 0.6m 0.3m Ø8//.24 Ø8//.12	 Ø8//.30 Ø8//.15	 Ø8//.30 Ø8//.15	 Ø8//.30 Ø8//.15

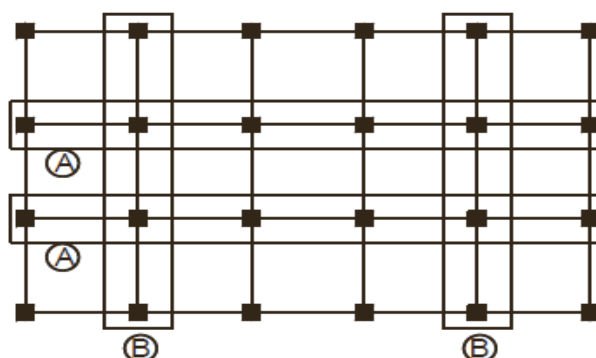


Fig. 58 – Numeração do tipo de viga

Tabela 8 – Detalhes das armaduras nos diferentes tipos de vigas

	Vigas A	Vigas B
Piso 0-4		
Piso 5-8		

Para o efeito do estudo do edifício, o mesmo foi simulado no software *OpenSees* (Mckenna *et al.* 2000), onde se desenvolveram três modelos numéricos, que pretendiam representar este edifício, mas com as seguintes nuances:

- Modelo 1 – Modelo numérico que pretende simular o edifício sem qualquer parede de enchimento, ou seja isto é, não é adicionado à estrutura porticada nenhum tipo de contribuição de rigidez e resistência por influência das paredes de enchimento, sendo que se considera apenas a massa e a carga gravítica que as paredes de enchimento transmitem à estrutura;
- Modelo 2 – Modelo numérico que pretende simular o edifício com a presença das paredes de enchimento de alvenaria exteriores, considerando efeitos para fora do seu plano, onde é

considerada a adição de rigidez e resistência lateral que a presença de uma parede de enchimento, sem aberturas, fornece à estrutura;

- Modelo 3 – Modelo numérico que pretende simular o edifício com a presença das paredes de enchimento de alvenaria exteriores, com uma abertura centrada de dimensões $1,25\text{m} \times 1,25\text{m}$, considerando efeitos para fora do seu plano, onde é considerada a adição de rigidez e resistência lateral que a presença de uma parede de enchimento, sem aberturas, fornece à estrutura.

Para este estudo foram simuladas paredes de enchimento construídas com alvenaria de tijolo cerâmico de furação horizontal de 150mm de espessura, com contacto total com os elementos de betão armado envolventes, sendo as propriedades mecânicas principais apresentadas na tabela. Sendo $f_{c,h}$ a resistência à compressão horizontal, $f_{c,v}$ a resistência à compressão vertical, $E_{\text{horizontal}}$ o módulo de elasticidade paralelo à junta de ligação horizontal, E_{vertical} o módulo de elasticidade perpendicular à junta de ligação horizontal, S_s a resistência ao corte obtido através do obtido a partir do teste de resistência à tração diagonal, G o módulo de distorção, $f_{w,u}$ (MPa) é a resistência ao corte ao longo da junta de argamassa e W o peso próprio da parede de enchimento.

Tabela 9 – Propriedades mecânicas da alvenaria

Propriedades mecânicas dos tijolos de alvenaria	
$f_{c,h}$ (MPa)	1.18
$f_{c,v}$ (MPa)	2.02
E_{vertical} (MPa)	1873
$E_{\text{horizontal}}$ (MPa)	991
S_s (MPa)	0.55
G (MPa)	1089
$f_{w,u}$ (MPa)	2.02
W (kN/m ³)	6.87

No que diz respeito à estrutura de betão armado, o betão selecionado para o estudo é de classe C25/30 e o aço A400.

4.2 ESTRATÉGIA DE MODELAÇÃO

O modelo numérico utilizado foi desenvolvido no programa aberto *OpenSees* (Mckenna *et al.* 2000), e é definido através de elementos e materiais disponíveis na base de dados do programa. Como já referido no capítulo anterior, podem ser utilizadas diferentes abordagens para simular o comportamento de elementos de betão armado, nomeadamente assumir que a plasticidade está ou concentrado num determinado comprimento nas extremidades, a chamada rotula plástica, ou então distribuída ao longo do elemento, sendo neste caso pode ser ainda optado entre a formulação em

rigidez ou em elasticidade, sendo que no presente estudo se optou pela formação em elasticidade. No que toca à não linearidade material da secção de elementos de betão armado, esta é representada no presente modelo através de uma discretização por fibras, onde a cada fibra é associada uma lei uniaxial tensão-deformação do material que esta representa, onde cada varão da armadura longitudinal é representado por uma fibra associada à lei de comportamento do aço e definida pelas coordenadas do varão em relação aos eixos locais da secção transversal, sendo que para o betão se define uma malha de elementos finitos, em que cada elemento finito representa também uma fibra associada à lei de comportamento do betão.

A simulação do comportamento das paredes de enchimento é obtida através do modelo descrito no capítulo 3, composto por quatro bielas diagonais com comportamento rígido e um elemento central onde a não linearidade histerética está concentrada.

4.2.1 PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

4.2.1.1 BETÃO

Para simular o comportamento do betão, foi seleccionado o modelo de material uniaxial “Concrete01”, já descrito no capítulo anterior, que para a sua definição no *OpenSees* Mckenna *et al.* (2000), é necessário fornecer ao modelo os seguintes parâmetros:

- Resistência à compressão aos 28 dias - f_{pc}
- Extensão do betão para a resistência máxima - ϵ_{psU}
- Resistência ao esmagamento do betão - f_{pcu}
- Extensão do betão na resistência ao esmagamento – ϵ_{psc0} ,

Tendo-se adoptado os seguintes valores da Tabela 10.

Tabela 10 – Propriedades mecânicas do betão

Parâmetros mecânicos do betão para definir o modelo numérico			
f_{pc} (MPa)	ϵ_{psU}	f_{pcu} (MPa)	ϵ_{psc0}
33.1	0.2%	26.5	0.8%

4.2.1.2 AÇO

Para o aço das armaduras foi utilizado o modelo do material uniaxial “Steel 02”, também conhecido como material uniaxial “Giuffré-Menegotto-Pinto” com endurecimento isotrópico por tensão. Para a sua definição no programa de cálculo, é necessário definir os seguintes parâmetros:

- Tensão de cedência - f_y
- Módulo de elasticidade – E_s
- Parâmetro que controla o endurecimento - B_s
- Parâmetros que controlam a passagem do comportamento elástico para o comportamento plástico – R_0 , cR_1 e cR_2 .

Foram adoptados os seguintes valores da Tabela 11 para definir o material no modelo.

Tabela 11 – Propriedades mecânicas do aço

Parâmetros mecânicos do aço para definir o modelo numérico					
f_y (MPa)	E_s (GPa)	B_s	R_0	cR_1	cR_2
434	190	0.005	20	0.925	0.15

4.2.1.3 PAREDES DE ALVENARIA

As paredes de enchimento de alvenaria foram definidas como descrito em pormenor no capítulo 3. Para tal foi utilizado o material “*pinching 04*”, para simular a presença das paredes de alvenaria de enchimento.

É de referir que os limites de *drift* no plano e fora do plano, adoptados para simular o comportamento fora do plano, foram definidos de forma a garantir uma interacção linear entre eles, como demonstrado em Furtado (2020) e como se observa na Fig. 59 e têm um máximo no plano de 1.5% e fora do plano de 3%, o último correspondente a metade da espessura da parede.

(*OOP displacement* – deslocamento para fora do plano; *OOP drift* – deslocamento relativo para fora do plano; *IP displacement* – deslocamento no plano; *IP drift* – deslocamento relativo no plano.)

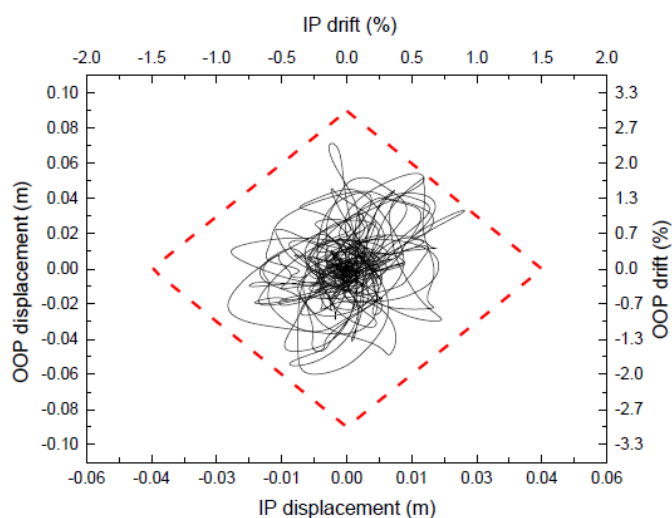


Fig. 59 – Gráfico da interacção linear do comportamento da parede de enchimento no plano e fora do plano adotado para simular o comportamento fora do plano (adaptado de Furtado (2020)).

4.3 RESULTADOS PRELIMINARES

4.3.1 FREQUÊNCIAS NATURAIS DE VIBRAÇÃO

Através dos valores próprios obtidos a partir de análises modais, retirou-se as frequências naturais da estrutura como se pode observar na Fig. 60, onde o eixo vertical representa o valor das frequências, e o eixo horizontal representa o número do modelo, sendo que o modelo 1 corresponde ao modelo sem a presença de paredes de enchimento, o modelo 2 corresponde ao modelo com paredes de enchimento

sem a presença de aberturas e o modelo 3 corresponde ao modelo com paredes de enchimento com a presença de abertura central.

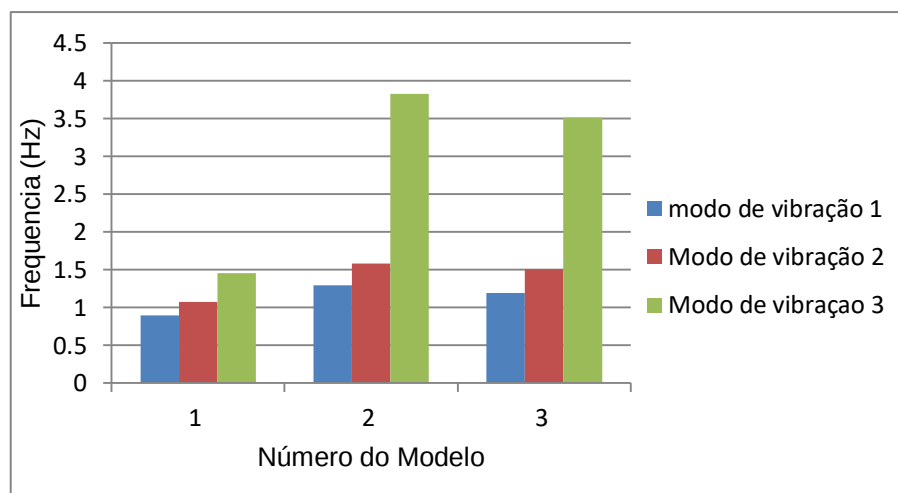


Fig. 60 – Frequências naturais dos modelos numéricos

É possível observar que, para o primeiro modo de vibração, a presença de uma parede completamente preenchida faz aumentar em cerca de 44 % a frequência natural da estrutura, de 0,90Hz para 1,30Hz, ao passo que a presença da parede de enchimento com abertura central faz a frequência natural da estrutura aumentar em cerca de 33%, para 1,19Hz. No segundo modo de vibração o aumento ascende aos 47% e 40% respectivamente de 1,08Hz para 1,58Hz e 1,50Hz. No terceiro modo de vibração o aumento chega aos 162% e 141%, passando de 1,46 Hz para 3,83Hz e 3,52.

As frequências naturais para o modelo 1, da estrutura sem paredes de enchimento, podem ser comparadas com as previstas em Carvalho (Carvalho *et al.* 1984), verificando-se que são bastante próximas.

Tabela 12 – Comparação das frequências naturais

Modelo	1º Modo de vibração Hz	2º Modo de vibração Hz	3º Modo de vibração Hz
Carvalho <i>et al.</i> 1984	0,88	1,06	1,39
Modelo 1 sem Paredes	0,9	1,08	1,46

4.3.2 ANÁLISE ESTÁTICA NÃO LINEAR – “PUSHOVER”

As análises estáticas não lineares, também conhecidas como análises de *pushover*, são ferramentas de relativa facilidade de aplicação, com uma baixa exigência de esforço computacional, que ajudam à avaliação da capacidade resistente de uma estrutura. Através das mesmas, é possível obter a capacidade resistente para cada direcção horizontal da estrutura.

Foi efectuada esta análise para a direcção longitudinal e transversal da estrutura, definidas na Fig. 56, tratadas doravante como direcção X e Z, respectivamente. A análise foi efectuada de forma independente para cada direcção. A análise prende-se com um padrão de carregamento lateral crescente, que pretende captar a não linearidade da estrutura.

A partir desta análise foi possível traçar gráficos de corte na base vs deslocamento no topo, para as duas direcções. O procedimento foi repetido para os três modelos. Daqui é possível retirar a força máxima registada para o carregamento e é ainda possível calcular a rigidez lateral, bem como o coeficiente sísmico máximo.

A rigidez lateral é obtida através de regressão linear da fase inicial do gráfico de força deslocamento, onde a estrutura ainda se encontra em regime linear. Este procedimento é exemplificado na Fig. 60, para a direcção X do Modelo 1.

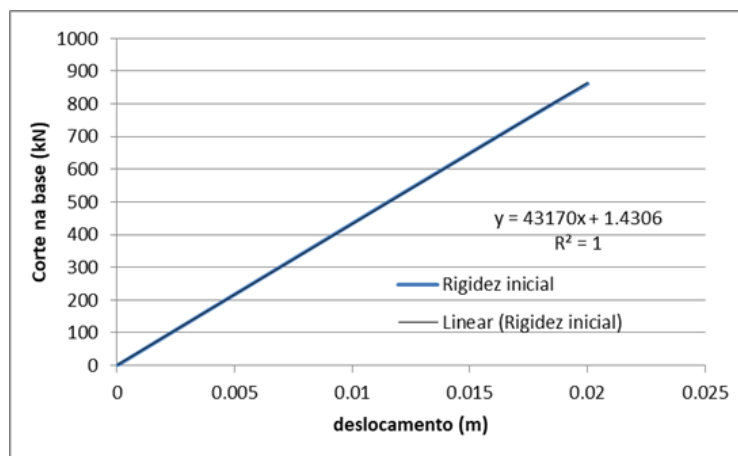


Fig. 61 – Cálculo da Rigidez inicial do Modelo 1 na direcção X

O coeficiente sísmico máximo pode ser calculado pela equação abaixo, onde k_h representa o coeficiente sísmico (em %), $F_{m\acute{a}x}$ o corte basal horizontal máximo e P_{total} o peso total da estrutura.

$$k_v = \frac{F_{m\acute{a}x}}{P_{total}} \times 100 \quad \text{Equação 4}$$

No que respeita a força máxima total é possível verificar que a presença das paredes sem abertura faz a força de corte na base máxima aumentar cerca de 51% na direcção X e cerca de 58% na direcção Z. Já a presença das paredes com uma abertura central, caso do modelo 3, observa-se um aumento de 35% e 40% respectivamente à direcção X e Z. Em relação a cada modelo individualmente, verifica-se que na direcção X a força de corte na base é superior à registada na direcção Z para os três modelos, sendo superior em cerca de 29% no modelo 1 e cerca de 25% quer no modelo 2 quer no modelo 3. O mesmo pode ser observado na Fig. 64.

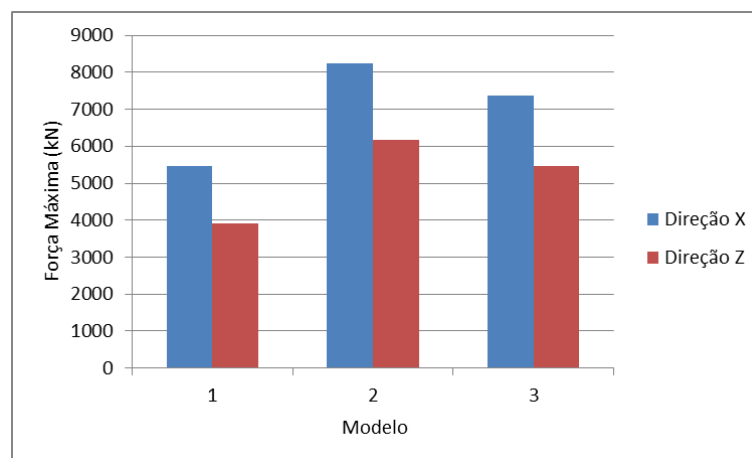


Fig. 62 – Gráfico comparativo do corte basal máximo

Quanto à rigidez lateral inicial, nota-se um aumento brutal quando as paredes são tidas em conta, sendo que a mesma tem um aumento de 160% na direcção X e 200% na direcção Z, comparando o modelo 1 com o modelo 2, e de 130% e 135%, quando comparando o modelo 1 com o modelo 3, na direcção X e Z, respectivamente. Já na comparação, dentro de cada modelo individualmente, nota-se que a rigidez lateral inicial é maior na direcção X do que na direcção Z, sendo superior em cerca de 30%, 25% e 33%, respectivamente para o modelo 1, 2 e 3, o mesmo pode ser observado na Fig. 62.

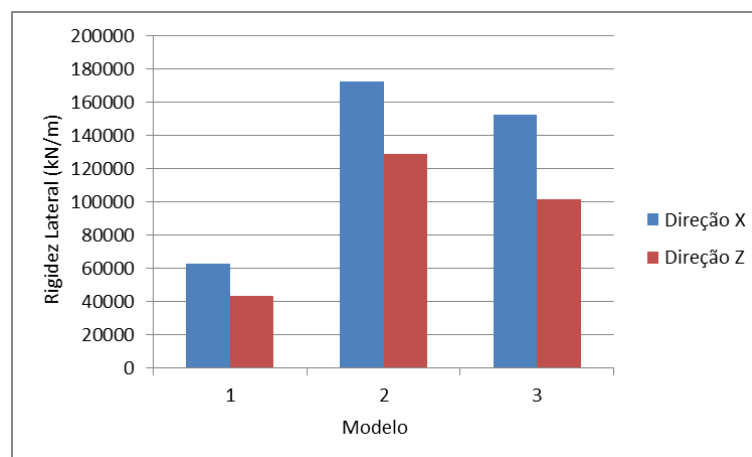


Fig. 63 – Gráfico Comparativo da rigidez lateral inicial

Quanto ao coeficiente sísmico, como já referido anteriormente, é calculado segundo a Equação 4. Também aqui é perceptível o aumento com a consideração das paredes, tendo um aumento de 10% com a consideração das paredes de enchimento totalmente preenchidas e de 7% com a consideração de paredes de enchimento com a abertura central, isto para direcção X. Segunda a mesma lógica de análise, para a direcção Z, estes aumentos são de 8% e 6% respectivamente. Já no que se refere à comparação entre as direcções dentro do próprio modelo, a direcção X apresenta um maior coeficiente

sísmico em relação à direcção Z, em todos os três modelos, sendo a diferença cerca de 6% no modelo 1 e de cerca de 7% nos modelos 2 e 3. É possível observar estas comparações na Fig. 64.

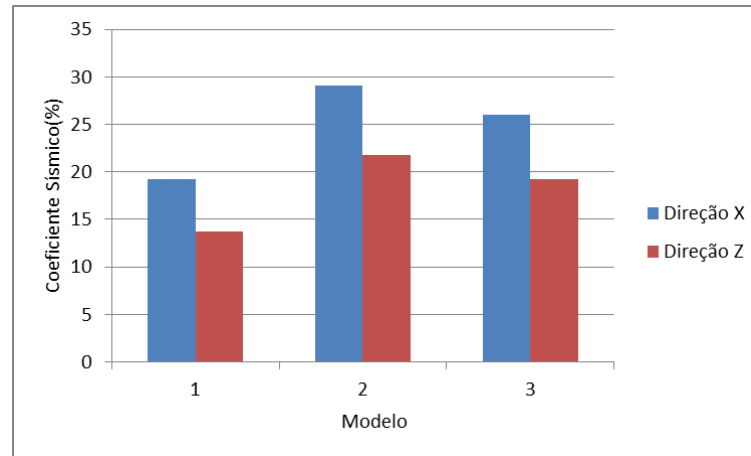


Fig. 64 - Gráfico Comparativo do Coeficiente Sísmico

De seguida apresenta-se, na Fig. 65, um gráfico comparativo de força de corte na base vs deslocamento de topo, onde são aglomeradas as seis curvas de comportamento, duas para cada modelo, representando as duas direcções.

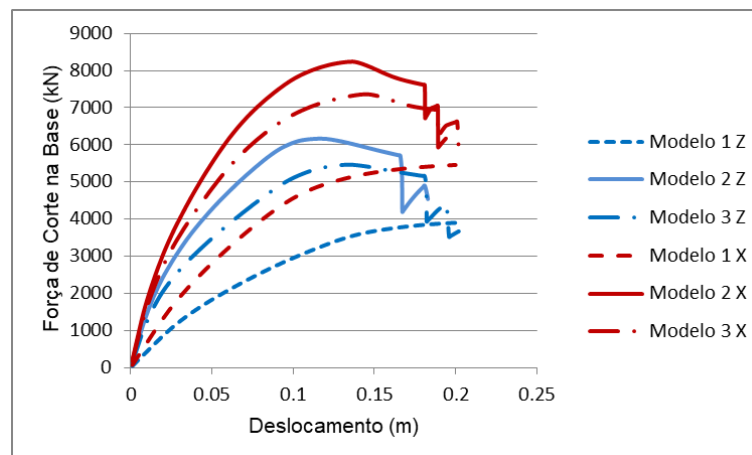


Fig. 65 - Gráficos Comparativos Corte basal vs deslocamento

Já na Fig. 66, são assemblados os seis gráficos de coeficiente sísmico vs *drift*, dois por modelo, correspondentes as direcções X e Z. O *drift* corresponde ao deslocamento relativo entre dois pontos em altura, isto é, em dois pisos consecutivos, por exemplo, o *drift* é dado pela diferença entre os deslocamentos dos dois pisos, a dividir pela diferença de alturas entre os mesmos dois pisos. Multiplicando por 100 vem o resultado em percentagem.

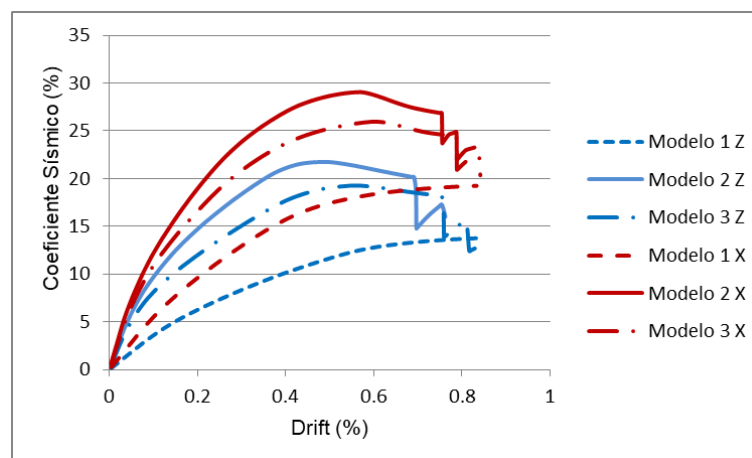


Fig. 66 - Gráficos Comparativos Coeficiente sísmico vs *Drift*

É possível observar com clareza através de ambas as Fig. 65 e Fig. 66, o impacto que a presença das paredes tem no comportamento geral da estrutura quando esta é solicitada para a presente carga.

É possível observar nas Fig. 65 e Fig. 66, a influência que a presença das paredes tem na resposta da estrutura, e também a influência que a abertura apresenta, uma vez que para o mesmo deslocamento, a estrutura que exige menos força aplicada para atingir esse deslocamento para o modelo 1, seguidamente o modelo 3 e aquele que exige aplicação de uma maior força é a estrutura representada pelo modelo 2, isto em qualquer uma das direcções.

Destas análises é ainda possível construir perfis em altura, quer de *drift*, quer de deslocamentos. A partir daí é possível concluir onde é que o modelo tem mais tendência a acumular deformações, podendo-se prever mecanismos de colapso onde estes são maiores. Na Fig. 67, observa-se, para o modelo 1 e direcção X a evolução em altura do *drift*, ao passo que na Fig.68, é possível observar o deslocamento em altura. Os maiores valores de *drifts*, para a direcção X, do modelo 1, são encontrados entre o piso 3 e o piso 5. Isto já transmite uma ideia de uma possível instabilidade ao nível destes pisos.

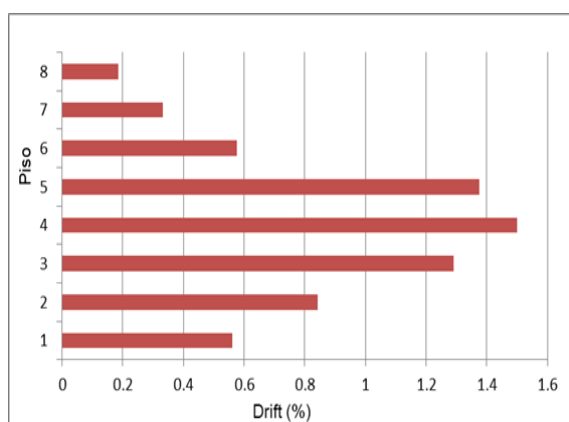


Fig. 67 *Drift* em altura do modelo 1 na direcção X

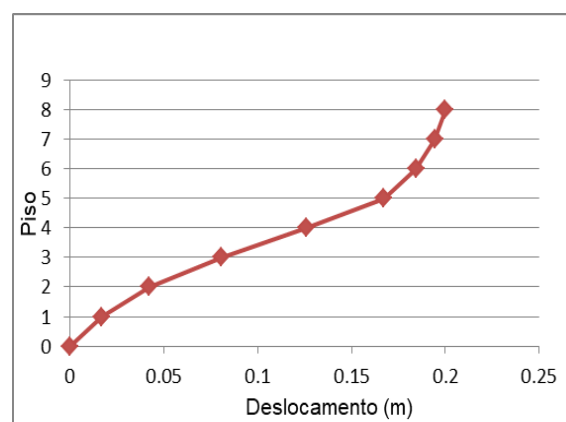


Fig.68 Deslocamento em altura do \modelo 1 na direcção X

Em seguida, na Fig. 69, observa-se a evolução do *drift* em altura, para a direcção Z do modelo 1. Na Fig. 70 é possível ver o deslocamento em altura. No que respeita à direcção Z, para o modelo 1, também é possível detectar uma concentração de *drifts* essencialmente ao nível do piso 3 e também do piso 2, dando a entender também aqui um local de possível instabilidade na estrutura.

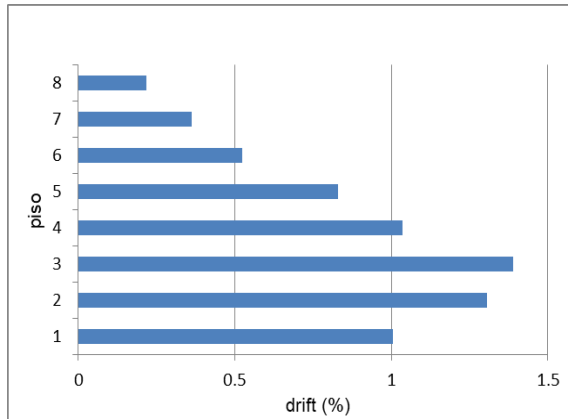


Fig. 69 - *Drift* em altura do modelo 1 na direcção Z

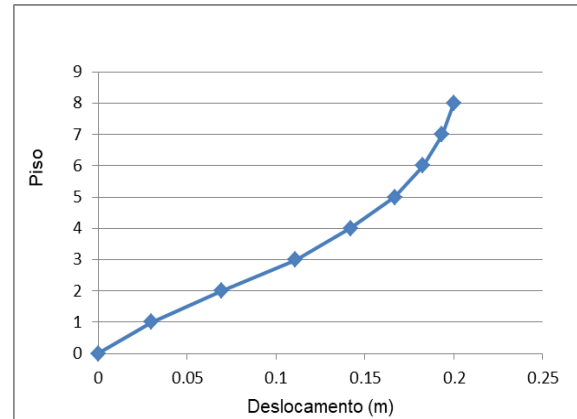


Fig. 70 - Deslocamento em altura do modelo 1 na direcção Z

Nas Fig. 71, estão representados os *drifts* em altura, na direcção X, para o modelo 2. O mesmo acontece, em relação aos deslocamentos, na Fig. 72. Os gráficos da direcção Z, estão representados pela mesma ordem, nas Fig. 73 e Fig. 74. No caso deste modelo, é possível observar que para a direcção X, a maior concentração de deslocamento acontece ao nível do piso 3 de forma destacada. Já no que diz respeito à direcção Z, o modelo 2 tem a maior concentração de deslocamentos ao nível do piso 1.

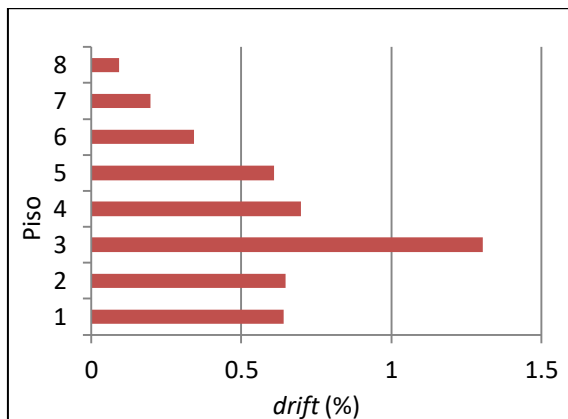


Fig. 71 - *Drift* em altura do modelo 2 na direcção X

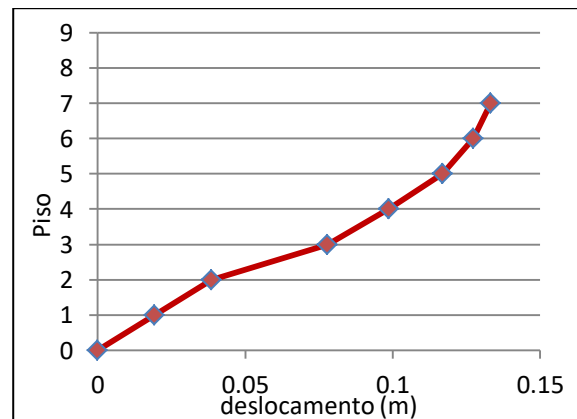


Fig. 72 - Deslocamento em altura do modelo 2 na direcção X

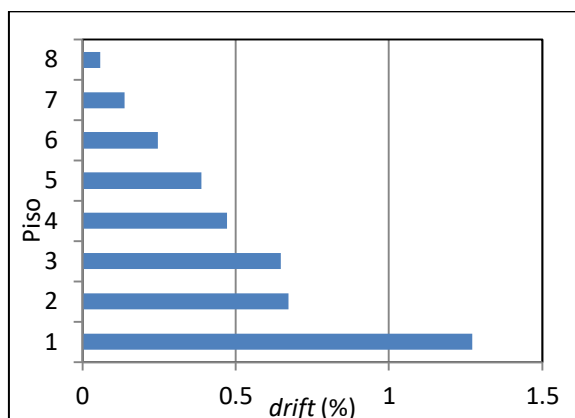


Fig. 73 - Drift em altura do modelo 2 na direcção Z

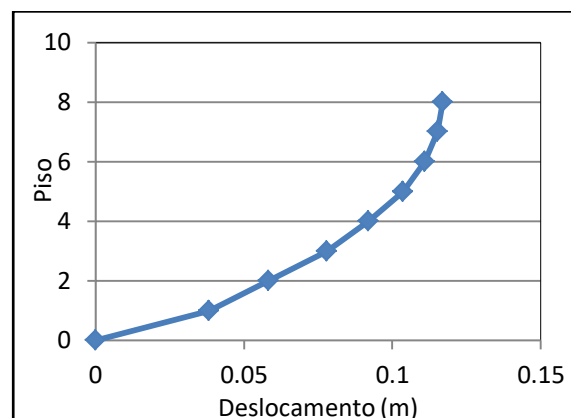


Fig. 74 - Deslocamento em altura do modelo 2 na direcção Z

Na Fig. 75, estão representados para a direcção X do modelo 3 os perfis de *drifts* em altura, e na Fig. 76 o perfil de deslocamentos em altura. O mesmo acontece para a direcção X do modelo 3, em que a Fig. 77, representa os perfis de *drifts* em altura, e a Fig. 78 o deslocamento em altura. À semelhança do que acontecia no modelo 2, o modelo 3 apresenta uma grande concentração de deslocamentos ao nível do piso 3 na direcção X e ao nível do piso 1 na direcção Z.

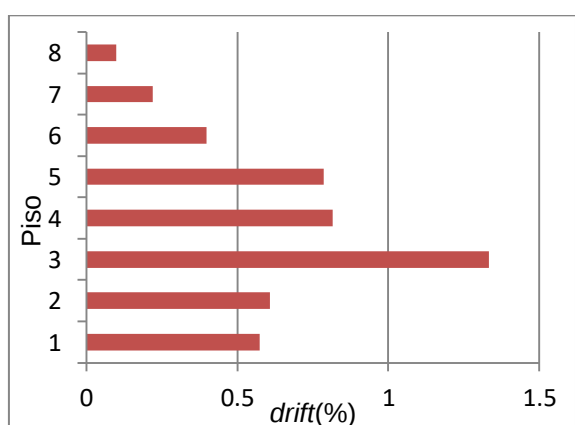


Fig. 75 – Drift em altura do modelo 3 na direcção X

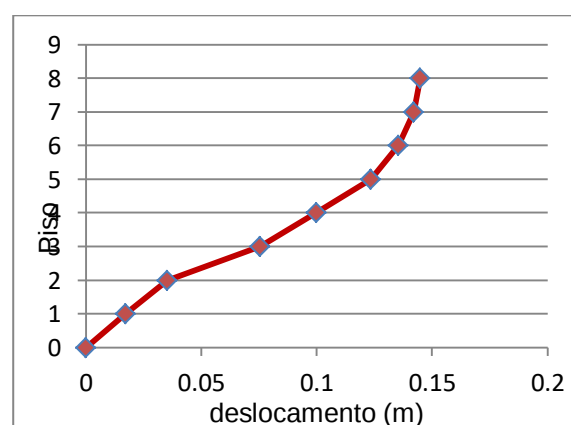


Fig. 76 –Deslocamento em altura do modelo 3 na direcção X

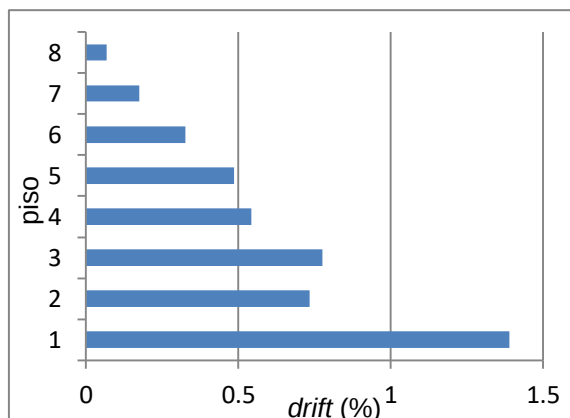


Fig. 77 – Drift em altura do modelo 3 na direcção Z

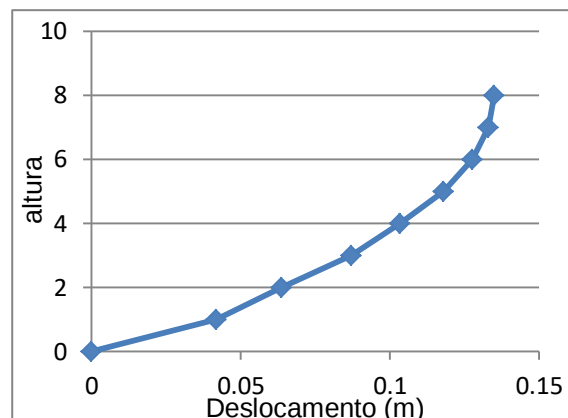


Fig. 78 - Deslocamento em altura do modelo 2 na direcção Z

É possível assim, através das análises *pushover* realizadas para os três modelos, e para as duas direcções por cada modelo, verificar a influência muito significativa que a consideração das paredes de enchimento têm na avaliação que se faz de uma estrutura. Foi possível verificar o brutal aumento quer em termos de resistência máxima lateral registada, quer em termos de rigidez lateral inicial. Verifica-se ainda que a presença de aberturas nas paredes de enchimento, faz reduzir um pouco estes parâmetros, sendo que no entanto, continuam a ter um ganho muito forte, face à não consideração das paredes de enchimento, avaliando apenas a estrutura porticada. Verifica-se ainda que a presença das paredes de enchimento altera ainda resposta da estrutura no que diz respeito à concentração de deslocamentos em altura, podendo alterar assim os modos de ruptura da estrutura.

Os *drifts* máximos para ambas as direcções e para os três modelos situam-se entre 1 % e 1.5 %.

Conclui-se, também, que o piso 1 e o piso 3 são aqueles onde se concentram os maiores *drifts*, o que indica desde já uma potencial zona problemática da estrutura a estudar com mais cuidado.

Para uma melhor e mais completa caracterização da estrutura, no próximo capítulo, apresentam-se as análises dinâmicas incrementais, tendo como objectivo simular a resposta sísmica da estrutura perante diferentes intensidades sísmicas.

5

ANÁLISE DINÂMICA NÃO LINEAR INCREMENTAL

5.1 INTRODUÇÃO

Seguidamente às análises de *pushover* e correspondentes interpretações dos resultados obtidos, foram efectuadas análises dinâmicas não lineares, aos três modelos já descritos anteriormente, modelo 1, modelo da estrutura porticada sem qualquer presença de paredes de enchimento de alvenaria, modelo 2, modelo da estrutura considerando a presença das paredes de enchimento de alvenaria completamente preenchidas e modelo 3, modelo que considera a presença de paredes de enchimento de alvenaria com uma abertura central. Estas análises têm como objectivo avaliar o comportamento dos modelos perante acções dinâmicas e cíclicas, como é o caso das acções sísmicas. Para tal, submeteu-se cada um dos três modelos a cinco diferentes registos sísmicos, obtidos através de sismos reais, em que cada um dos sismos foi escalado em oito intensidades sísmicas crescentes. Foram portanto efectuadas 40 análises a cada um dos modelos, perfazendo 120 análises no total. A intensidade sísmica de cada sismo foi escalada de forma a observar como a resposta da estrutura evoluía à medida que se vai aumentando a intensidade para o mesmo sismo, passando de um regime linear elástico para um regime não linear, de modo a observar a evolução de parâmetros como a força sísmica máxima, os deslocamentos e *drifts* máximos entre pisos, o *drift* para fora do plano das paredes de alvenaria.

Na Fig. 79 é possível observar graficamente a comparação entre o espectro de resposta elástico proposto no Eurocódigo 8 (CEN 2005) e a curva média dos espectros de resposta dos 5 acelerogramas utilizados na direcção X, dando a percepção da aproximação com que o conjunto de sismos utilizados retratam a acção regulamentar do tipo 1.

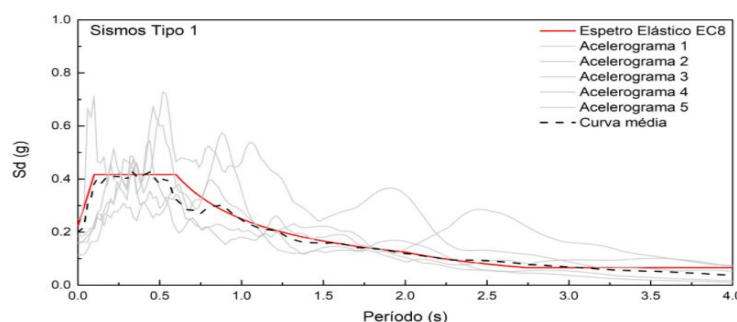


Fig. 79 - Espectros de resposta elástica de tipo 1, na direcção X

Na tabela 13, são apresentados dados relativos aos sismos utilizados

Tabela 13 - Análise dinâmica – Descrição da ação sísmica utilizada

PGA	Direcção	Aceleração máxima (g)						Tempo incremental (s)
		Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Sismo 4	Sismo 5	Média 5 sismos	
PGA 1	X	0.055	0.057	0.081	0.060	0.017	0.054	0.005
	Z	0.082	0.001	0.054	0.065	0.017	0.043	0.005
PGA 2	X	0.090	0.093	0.133	0.098	0.099	0.103	0.005
	Z	0.133	0.001	0.087	0.105	0.099	0.085	0.005
PGA 3	X	0.132	0.137	0.194	0.144	0.199	0.161	0.005
	Z	0.194	0.001	0.127	0.153	0.199	0.135	0.005
PGA 4	X	0.173	0.179	0.255	0.189	0.331	0.226	0.005
	Z	0.255	0.002	0.167	0.202	0.331	0.191	0.005
PGA 5	X	0.215	0.223	0.316	0.234	0.464	0.291	0.005
	Z	0.316	0.002	0.207	0.250	0.464	0.248	0.005
PGA 6	X	0.257	0.266	0.377	0.279	0.530	0.342	0.005
	Z	0.377	0.003	0.248	0.299	0.530	0.291	0.005
PGA 7	X	0.292	0.302	0.428	0.317	0.597	0.387	0.005
	Z	0.030	0.003	0.280	0.338	0.597	0.250	0.005
PGA 8	X	0.347	0.360	0.509	0.378	0.630	0.445	0.005
	Z	0.510	0.004	0.308	0.404	0.630	0.371	0.005
Duração de cada série (s)	X	90	42	71	60	40		
	Z	90	42	71	60	40		

Seguidamente, são apresentados os resultados obtidos do tratamento dos resultados das análises efectuadas para os três modelos.

5.2 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS NUMÉRICOS

5.2.1 EVOLUÇÃO AO LONGO DA INTENSIDADE SÍSMICA DOS GRÁFICOS “COEFICIENTE SÍSMICO VS *DRIFT*” DO SISMO 1 PARA O PISO 1 E PARA O PISO 8

Como já referido anteriormente, todos os sismos foram escalados em 8 intensidades diferentes e crescentes, tendo como intuito observar se a resposta da estrutura estava a evoluir no sentido esperado,

isto é, desde um comportamento linear evoluindo ao longo das progressivas intensidades sísmicas em direcção a uma progressivamente maior não linearidade. As intensidades são traduzidas pela aceleração de pico do solo (“*Peak Ground Accelarattion*” – PGA) crescente. Assim os sismos estudados evoluíam desde o que se convencionou chamar de PGA1 até à PGA8, sendo esta a intensidade sísmica final.

Para cada PGA traçaram-se gráficos de corte na base vs deslocamento num piso, relativamente aos deslocamentos no piso 1 e aos deslocamentos de topo, isto é, do piso 8. Na Fig. 80 a), é apresentado o gráfico de força sísmica – deslocamento em X no piso 1, para a PGA1 do sismo 1 aplicada no Modelo 1, neste observa-se o comportamento quase linear da estrutura. Da mesma forma, utilizando estes dados foi realizado o cálculo dos coeficientes sísmicos e dos *drifts*, como é apresentado na figura 88 b). Na Tabela 14, apresenta-se a evolução dos gráficos de Coeficiente Sísmico – *Drifts* do primeiro piso, para as oito PGA’s do sismo 1 e para os três modelos, sendo a coluna da esquerda relativa ao modelo 1, a coluna central relativa ao modelo 2 e a coluna da direita relativa ao modelo 3 e a primeira linha representa a PGA1, a segunda linha a PGA2 e assim sucessivamente sendo a linha oito respeitante à PGA8. O mesmo acontece na Tabela 15, onde são apresentados os mesmos gráficos, mas desta vez feita em função dos *drifts* do piso 8.

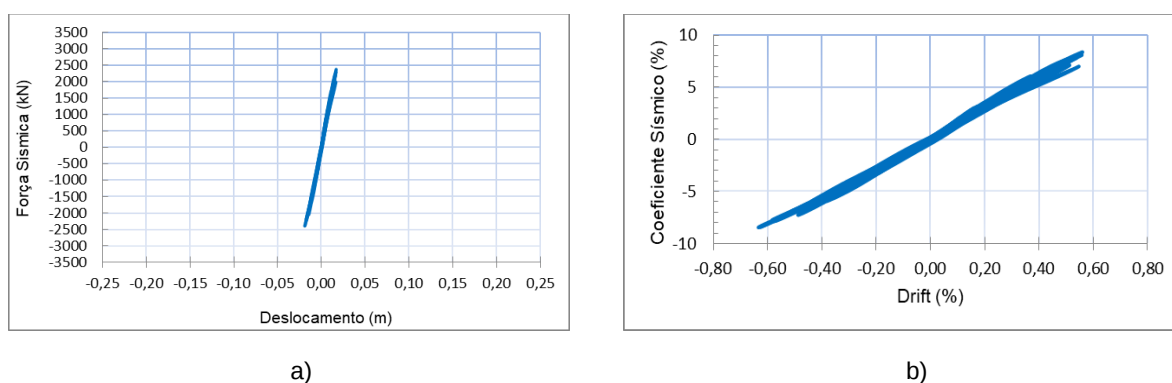


Fig. 80 – Gráficos piso 1, modelo1, direcção X: a) Força Sísmica – Deslocamento; b) Coeficiente sísmico – *Drift*

Tabela 14 – Coeficiente Sísmico – *Drifts* Piso 1

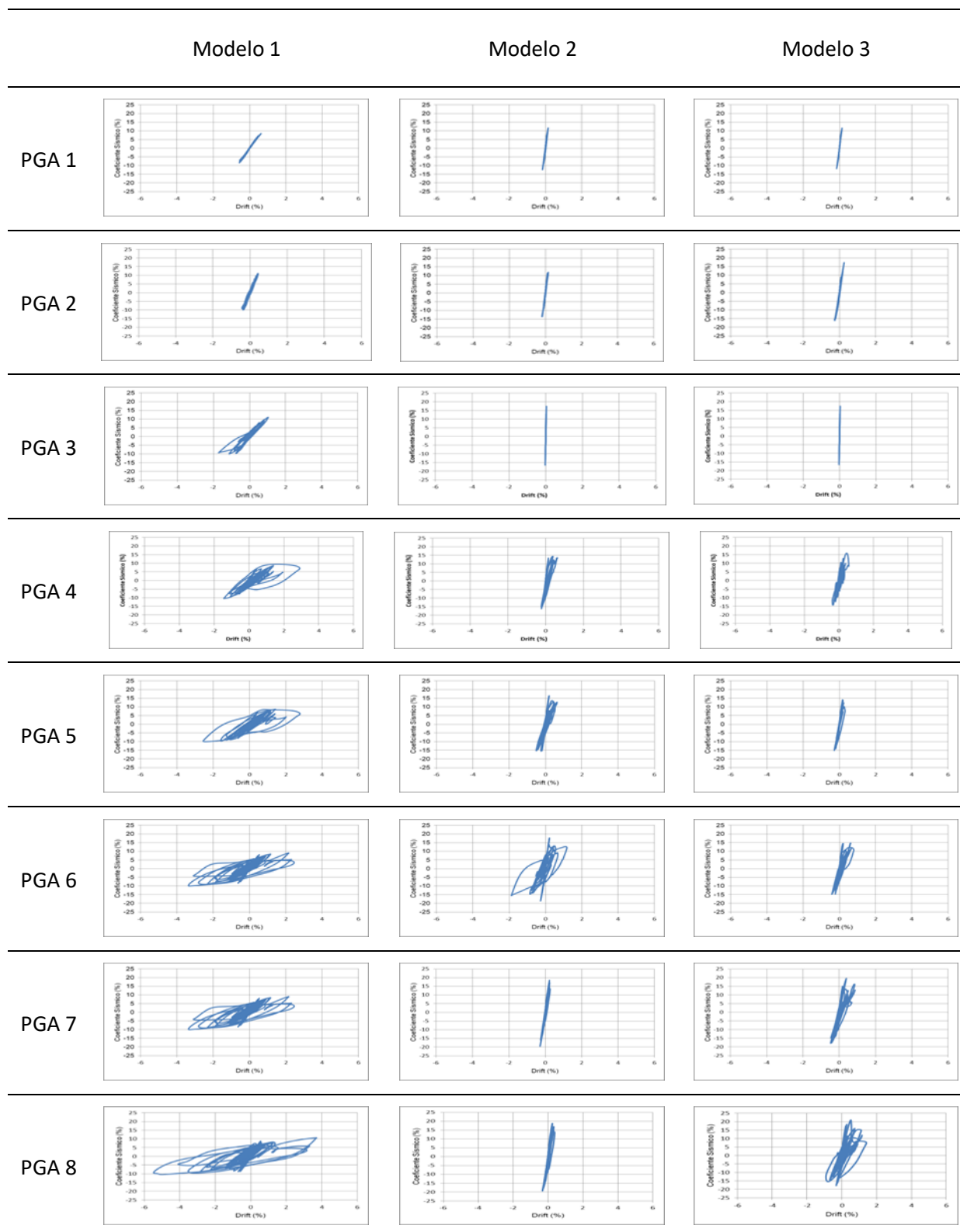
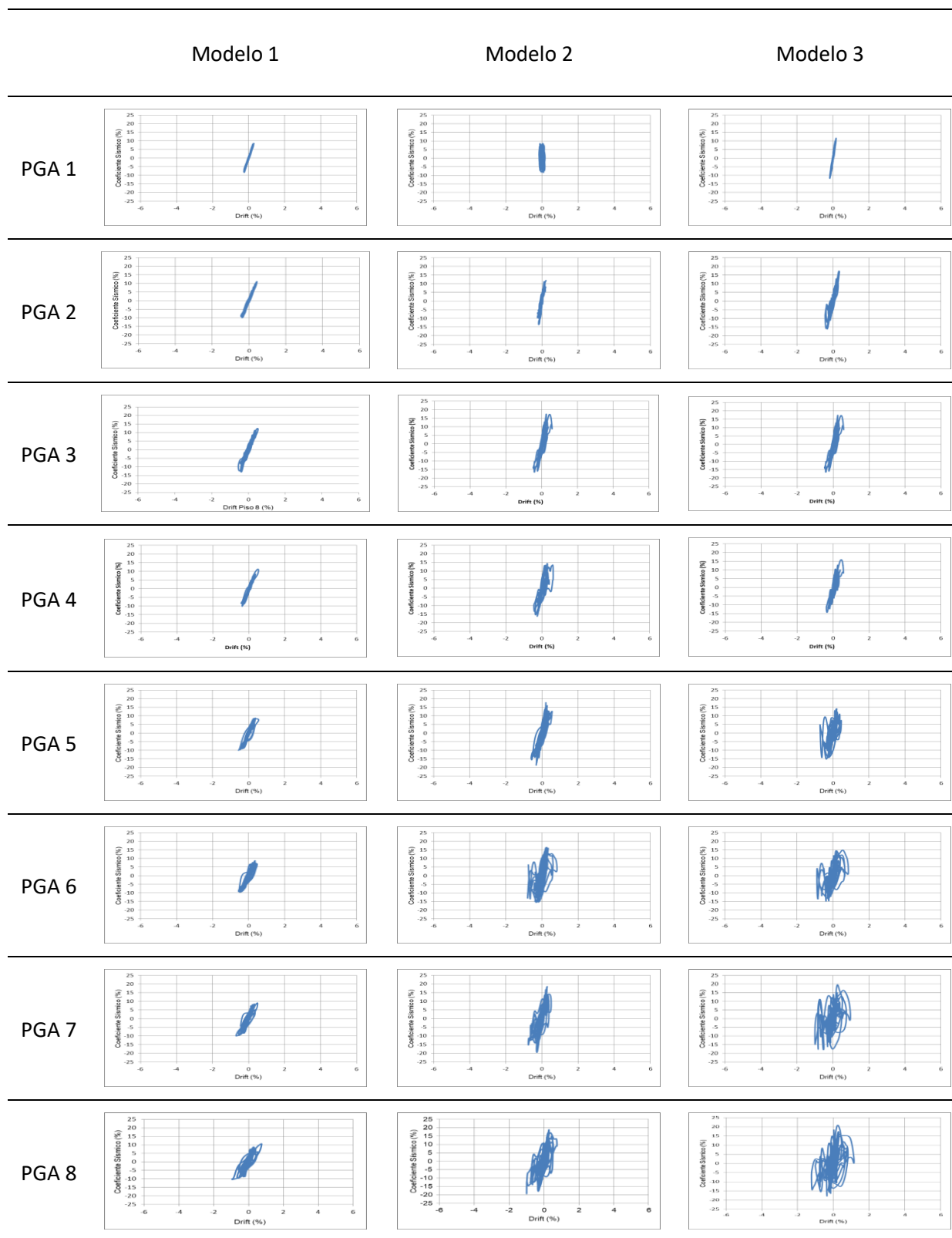


Tabela 15 - Coeficiente Sísmico – Drifts Piso 8



Dos gráficos da Tabela 14, gráficos de coeficiente sísmico – *drift*, relativos ao primeiro piso, é possível tirar várias conclusões através da comparação dos vários gráficos. É importante referir, antes de mais, que se optou por apresentar gráficos de coeficiente sísmico – *drift* em alternativa a gráficos de força sísmica na base – deslocamento. Isto deve-se ao facto de serem gráficos adimensionais, tornando a comparação mais efectiva entre situações onde existe uma alteração de parâmetros, como se verifica no presente trabalho; já que a introdução das paredes de enchimento de alvenaria, introduz uma massa na estrutura, acrescentando também o seu peso na parte das acções e aumentando a resistência e a rigidez lateral iniciais, como foi provado anteriormente. Para além disso, entre o modelo 2 e o modelo 3, a massa é também diferente, uma vez que a presença de abertura a faz variar, alterando por consequência o peso, que é adicionado à estrutura.

Para cada um dos três modelos observa-se uma evolução do comportamento da estrutura, com o crescimento da intensidade sísmica, que é um comportamento linear para a PGA1. Este progressivamente torna-se cada vez mais não linear, à medida que a intensidade sísmica aumenta, em direcção à PGA8.

Comparando os três modelos, para uma mesma intensidade sísmica, é perceptível o aumento da rigidez lateral, que como já referido anteriormente, é dada pela inclinação do gráfico na fase inicial do carregamento. Este facto é mais facilmente observado nos gráficos das intensidades mais baixas, uma vez que, para estas, o comportamento da estrutura se aproxima mais de um comportamento linear ao longo de todo o tempo do carregamento, como referido no parágrafo anterior. À medida que a intensidade sísmica aumenta, é possível observar que os gráficos apresentam cada vez mais troços com menor inclinação, os quais se afastam do gráfico inicial, demonstrando a degradação da rigidez lateral ao longo da história do carregamento. É ainda visível que isto acontece com maior evidência para o modelo 1, modelo sem a presença de paredes de enchimento. Entre os modelos 2 e 3, modelo com parede totalmente preenchida e modelo com parede com abertura central, respectivamente, é notório que, o modelo 2 preserva uma maior rigidez lateral ao longo do carregamento.

Dos gráficos da Tabela 15, gráficos também de coeficiente sísmico – *drift*, mas agora relativo ao *drift* do piso 8, as conclusões são muito semelhantes, observando-se, no entanto, uma maior irregularidade dos gráficos. Tal facto é devido a diferentes regimes de deformação que se vão mobilizando em altura e também, potencialmente, devido à contribuição de modos de vibração superiores.

5.2.2 EVOLUÇÃO DOS PERFIS DE *DRIFT* ENTRE PISOS EM ALTURA

Nesta secção é demonstrado um panorama geral da evolução dos *drift* em altura, em função da evolução da intensidade sísmica. Novamente as três colunas de gráficos são dedicadas a cada um dos três modelos, sendo a coluna da esquerda dedicada ao modelo 1, a coluna central ao modelo 2, e a coluna da direita dedicada ao modelo 3. As oito linhas de gráficos representam o evoluir da intensidade sísmica da PGA1 até à PGA8.

Em cada gráfico estão representados e sobrepostos os perfis de *drifts* entre pisos em altura dos 5 sismos, bem como a curva média, para um dado modelo e sujeito a uma intensidade sísmica. Na Fig. 81 é apresentado, a título de exemplo o gráfico relativo ao modelo 2, para a PGA 8, na direcção X. Ao percorrer os gráficos, das seguintes páginas, é possível ter uma noção clara de como evoluem os *drifts* entre pisos em altura com o aumentar da intensidade sísmica. Observa-se desde logo que o sismo 2 provoca *drifts* muito baixos na estrutura, principalmente quando comparados com os *drifts* resultantes da simulação dos restantes sismos, a que os modelos foram sujeitos. Por esse motivo, nos cálculos de *drifts* médios de cada PGA e no cálculo da média dos *drifts* máximos para cada modelo, os resultados obtidos da simulação desse sismo, apresentados nos gráficos da Tabela 16 da

Tabela 17, não serão tidos em conta.

Observa-se claramente uma prevalência grande do *drift* aos níveis dos pisos 3 no caso dos sismos 1, 4 e 5, ao passo que no modelo 3 o *drift* máximo da estrutura se dá ao nível do piso 5.

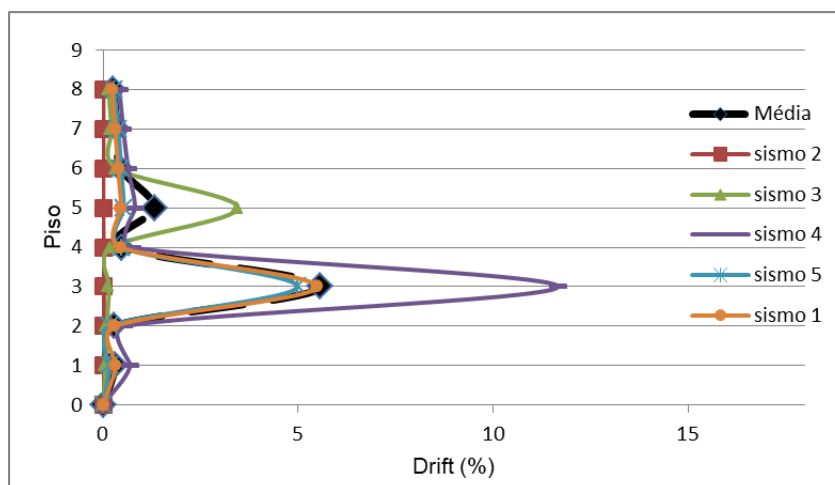


Fig. 81 - Modelo 2, PGA 8, direcção X

Tabela 16- Perfis de *drift* entre isos em altura, direcção X

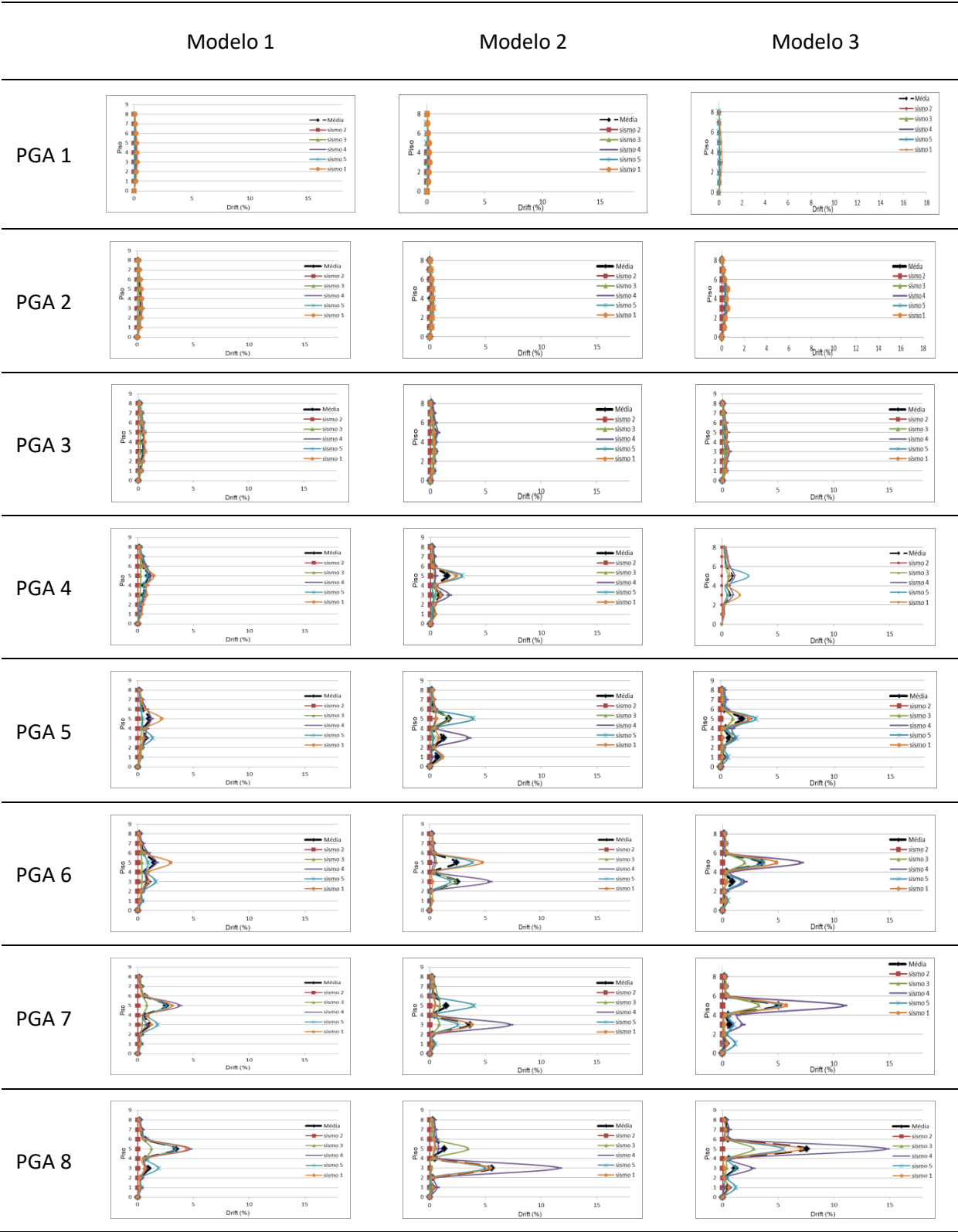


Tabela 17 - Perfis de *drift* entre pisos em altura, direção Z



No modelo 1, nota-se uma maior concentração de *drifts* ao nível dos pisos 1, 3 e 5. No modelo 2, isto é observado igualmente ao nível dos pisos 1, 3 e 5. No modelo 3, nota-se também a prevalência da presença de maiores *drifts* nos pisos 3 e 5. É possível observar o crescimento dos *drifts* máximos em todos os modelos, com o aumentar da intensidade sísmica.

Na Fig. 82 está representada a comparação das curvas médias de *drifts* em altura dos modelos 1, 2 e 3, na direcção X, para uma mesma intensidade sísmica, sendo a Fig. 82 a) respeitante à PGA 1, a Fig. 82 b) à PGA 2 e a Fig. 82 c) à PGA 8. Foram seleccionadas as PGA's 1, 4 e 8, por serem respectivamente a intensidade mais baixa, a intensidade média e a intensidade mais alta. Observa-se uma distribuição regular dos *drifts* máximos em altura para a PGA 1, para os 3 modelos. Na PGA 4 já são notórias concentrações maiores de *drifts* ao nível dos pisos 3 e 5, sendo que os 3 modelos ainda apresentam comportamentos semelhantes. É na PGA 8 onde se observa já uma alteração significativa entre o comportamento dos 3 modelos, sendo que o modelo 2 concentra os maiores *drifts* a nível do piso 3, ao passo que o modelo 1 e 3 apresentam os seus maiores *drifts* ao nível do piso 5. O modelo que apresenta os maiores *drifts* é o modelo 3, com *drifts* próximos dos 8%, o modelo 2 regista *drifts* máximos na ordem dos 6% e o modelo 1 na ordem dos 4%. Isto é bem notório na Fig. 82 c).

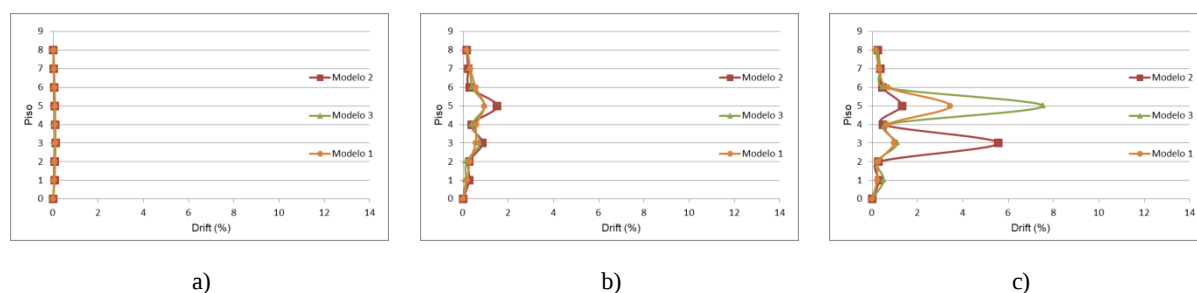


Fig. 82 - Comparação das curvas médias de *Drifts* em altura na direcção X entre modelos para uma mesma intensidade sísmica: a) PGA 1; b) PGA 4 c) PGA 8

À semelhança do que acontece para a direcção X, na Fig. 83 é feita a comparação das curvas médias dos *drifts* em altura, para a direcção Z. Mais uma vez foram seleccionadas as PGA's 1, 4 e 8 pelos motivos já mencionados no parágrafo anterior. Nas Fig. 83 a), Fig. 83 b) e Fig. 83 c) é efectuada a comparação para a PGA 1, 4 e 8, respectivamente, das curvas médias de *drifts* em altura do modelo 1, 2 e 3. As conclusões são muito semelhantes àsquelas obtidas para a direcção X. Os modelos 1 e 3 apresentam também os *drifts* maiores no piso 5, e o modelo 2 no piso 3. Porém são maiores os *drifts* nesta direcção do que na direcção X, sendo de aproximadamente de 12% para o modelo 3, 9% no modelo 2 e de aproximadamente 5% no modelo 1.

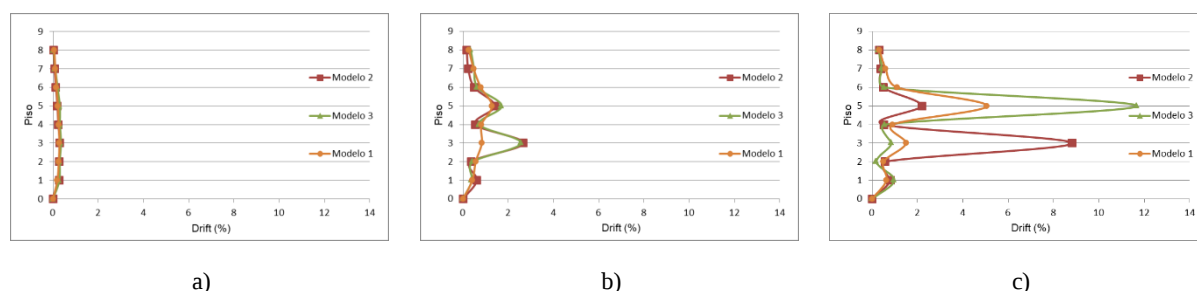


Fig. 83 - Comparação das curvas médias de *Drifts* em altura na direcção Z entre modelos para uma mesma intensidade sísmica: a) PGA 1; b) PGA 4 c) PGA 8

Importa também fazer uma análise aos drifts máximos registados em cada modelo para cada uma das PGA's. Após produzir as curvas médias de drift em altura, para cada uma das oito PGA's, retiraram-se os valores máximos de cada uma destas curvas, construindo-se assim o perfil de desenvolvimento dos drifts máximos registados na estrutura ao longo da subida da intensidade sísmica. Esta evolução vem traduzida Fig. 84, na Fig. 84 a) é estabelecida a comparação desta evolução relativamente à direcção X, na Fig. 84 b) é feito o mesmo, mas em relação à direcção Z. Para os 3 os modelos verifica-se que os drifts máximos são sempre superiores na direcção Z, sendo no modelo 1 essa diferença de aproximadamente de 2%, no modelo 2 cerca de 3% e no modelo 3 de 4 %. Em ambas as direcções, é também coerente, que o modelo com drifts mais baixos é o modelo 1, seguido do modelo 2, sendo o modelo 3 aquele que apresenta os valores maiores de drift. A consideração da parede cheia no modelo faz aumentar o drift máximo em cerca de 2 % e 4 % nas direcções X e Z respectivamente, ou seja o drift máximo cresce em cerca de 2 % e 4 % do modelo 1 para o modelo 2. Já comparando o modelo 1 com o modelo 3, ou seja considerando no modelo uma parede com uma abertura, o drift cresce em cerca de 4% na direcção X e de 7% na direcção Z.

O que se pode concluir, é que com o aumento do valor da ação sísmica, a resposta da estrutura em termos de drifts tende a ser também ela cada vez maior, como acontece numa resposta não-linear correspondente a uma plastificação progressiva.

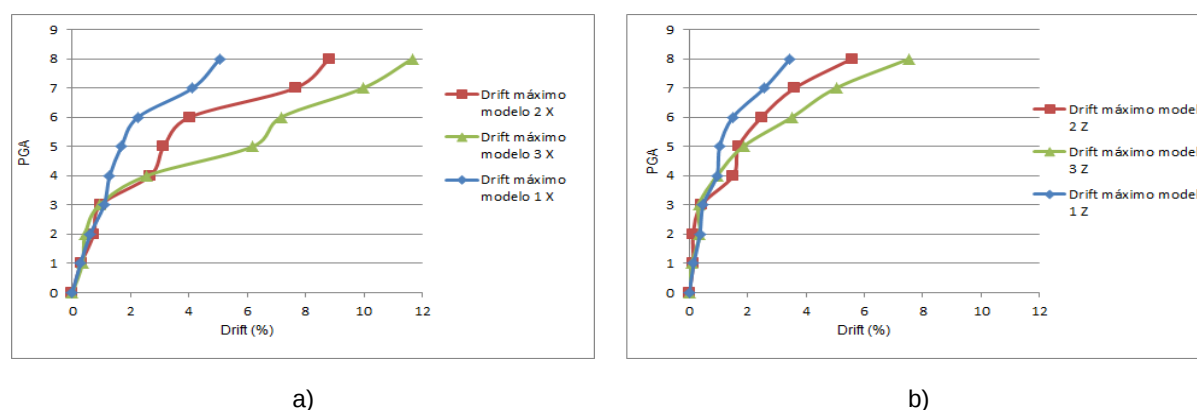


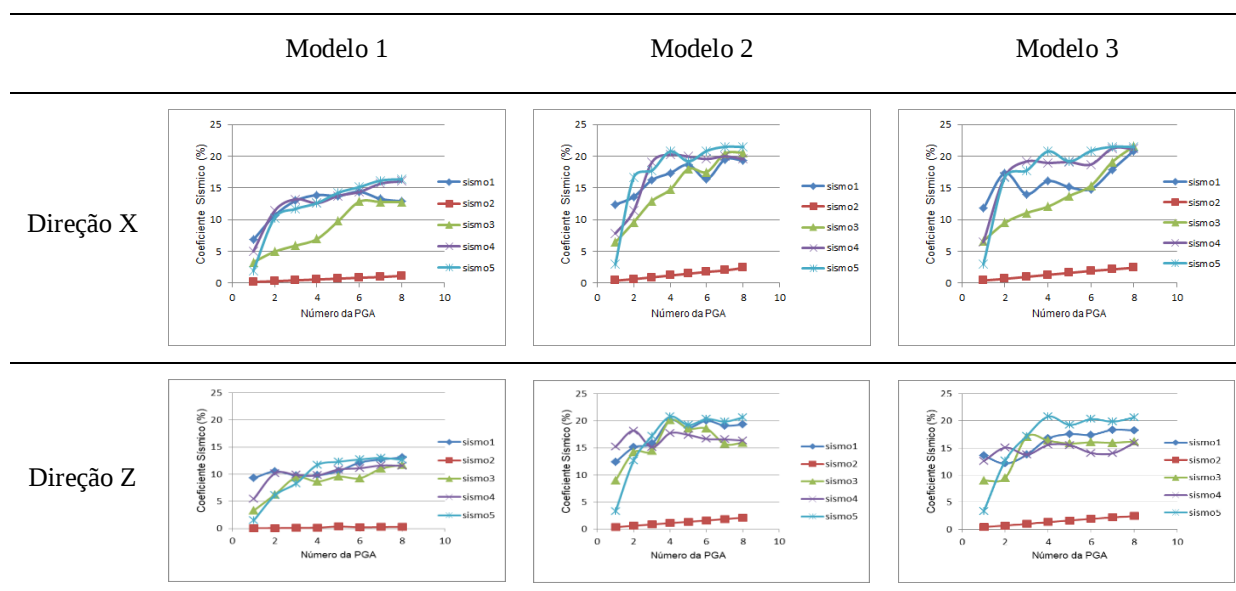
Fig. 84 - Evolução dos *drifts* máximos da estrutura ao longo da subida da intensidade sísmica: a) direcção X e b) direcção Z

5.2.3 EVOLUÇÃO DO CORTE BASAL COM A INTENSIDADE SÍSMICA

Neste subcapítulo é apresentada a forma como varia a força de corte na base, estando representadas as curvas de evolução com o aumento da intensidade sísmica. Na Tabela 18, é apresentada a forma como o corte basal, representada em termos de coeficiente sísmico, evolui para cada modelo, à medida que a intensidade sísmica vai aumentando, sendo apresentada esta evolução nas direcções X e Z. Novamente, a cada uma das colunas de gráficos corresponde, como descrito anteriormente, os modelos 1, 2 e 3.

No que diz respeito ao sismo 2 conclui-se que os três modelos apresentam uma evolução linear e muito inferior àquelas registadas nos restantes sismos, logo para este sismo o comportamento da estrutura acontece sempre em regime elástico. Também neste subcapítulo, para os cálculos das curvas médias, os resultados da simulação deste sismo não foram tidos em conta. Relativamente aos sismos 1, 4 e 5 observa-se, a partir de determinada intensidade sísmica, que o coeficiente sísmico deixa de crescer, o que permite concluir que a partir dessa intensidade a estrutura entra em regime plástico.

Tabela 18 - Evolução do corte basal com a intensidade sísmica



Na Fig. 85, é apresentada a comparação da evolução do coeficiente sísmico médio com o aumento da intensidade sísmica, sendo a Fig. 85 a) para a direcção X e a Fig. 85 b) para a direcção Z. É notório também que para os modelos 2 e 3, o coeficiente sísmico é entre 30% a 50% superior ao do modelo 1, devendo-se este facto obviamente à presença das paredes de enchimento. Este facto pode causar problemas a nível das fundações e ligações às mesmas, pois estas podem não estar projectadas para receber este nível de esforços, podendo levar a grandes danos e mesmo o colapso da estrutura.

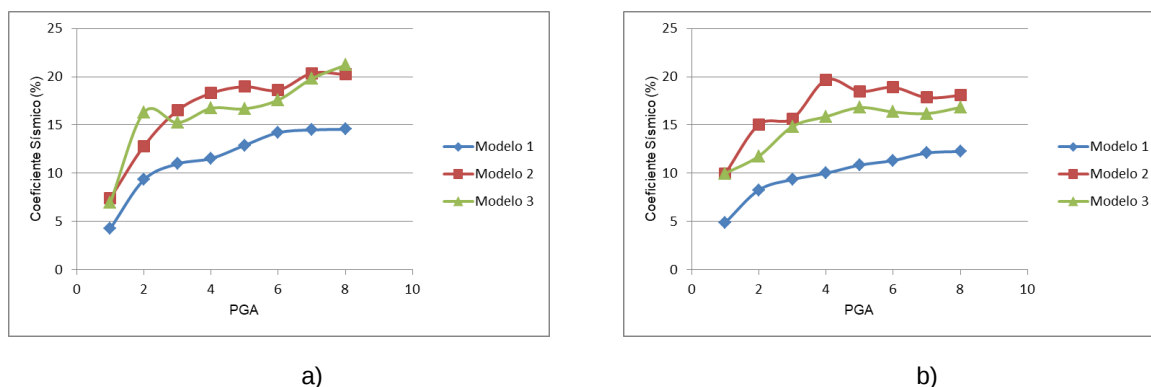


Fig. 85 - Curvas de comparação da evolução do coeficiente sísmico médio com o aumento da intensidade sísmica: a) Direcção X; b) Direcção Z

É possível verificar o aumento, nas duas direcções, do máximo coeficiente sísmico do modelo 1, para os modelos 2 e 3, voltando a verificar-se um maior valor do coeficiente sísmico máximo na direcção X. É também notório que para os modelos 2 e 3, o coeficiente sísmico é aproximadamente duas vezes superior ao do modelo 1, devendo-se este facto, obviamente, à presença das paredes de enchimento. Tal pode causar grandes problemas a nível das fundações e ligações às mesmas, uma vez que estas podem não estar projectadas para receber este nível de esforços, caso as paredes não sejam consideradas no processo de dimensionamento, levando a elevados danos e mesmo ao colapso da estrutura.

5.2.3 EVOLUÇÃO DO *DRIFT* MÁXIMO ENTRE PISOS PARA FORA DO PLANO COM A INTENSIDADE SÍSMICA

Neste subcapítulo é demonstrada de que forma a evolução da intensidade sísmica influencia o comportamento para fora do plano das paredes de enchimento de alvenaria, representado através do seu *drift*. Para o efeito foram registados os deslocamentos para fora do plano das paredes de enchimento centrais, isto é, na direcção Z foram registados os deslocamentos de todas as paredes ao longo da altura, situada entre o pórtico 3 e 4; na direcção X foram registados os deslocamentos das paredes situadas entre os pórticos 2 e 3. Tanto num caso como no outro, foram escolhidas as fachadas correspondentes à cota 0 de cada direcção. Posteriormente foi calculado o *drift* para fora do plano, considerando o deslocamento relativo à cota intermédia entre pisos adjacentes. Mais uma vez as simulações relativas ao sismo 2 demonstram *drifts* muito inferiores aos restantes sismos, não sendo portanto tidos em conta nas análises seguintes.

Na Tabela 19, é possível ver essa evolução com o aumento da intensidade sísmica, nas paredes paralelas à direcção Z e portanto com deslocamentos e *drifts* para fora do plano na direcção X.

Mais uma vez as linhas representam o aumentar da intensidade sísmica, e a primeira coluna representa o modelo 1, com paredes sem presença de aberturas, e a segunda coluna representa o modelo 2, que considera uma abertura nas paredes de enchimento de alvenaria.

Na Tabela 20, é possível ver a mesma evolução com o aumentar da intensidade sísmica, nas paredes paralelas à direcção transversal e como tal, com deslocamentos e *drifts* para fora do plano na direcção

longitudinal. Finalmente, na Fig. 90, é feita a comparação entre os dois modelos, quanto aos *drifts* máximos registados para cada PGA.

Tabela 19 - Perfis de *drift* máximo no ponto médio das paredes, direcção X

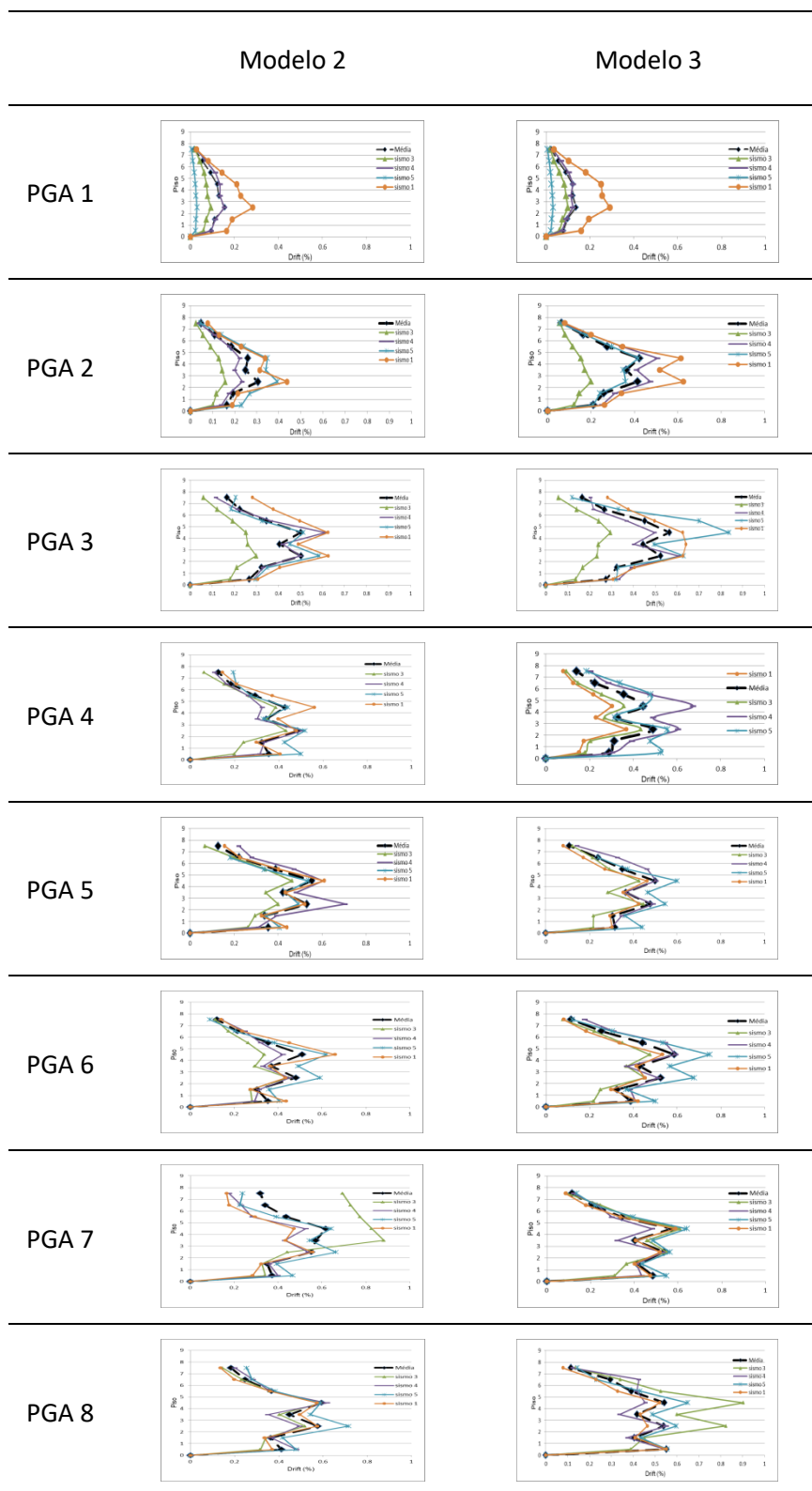
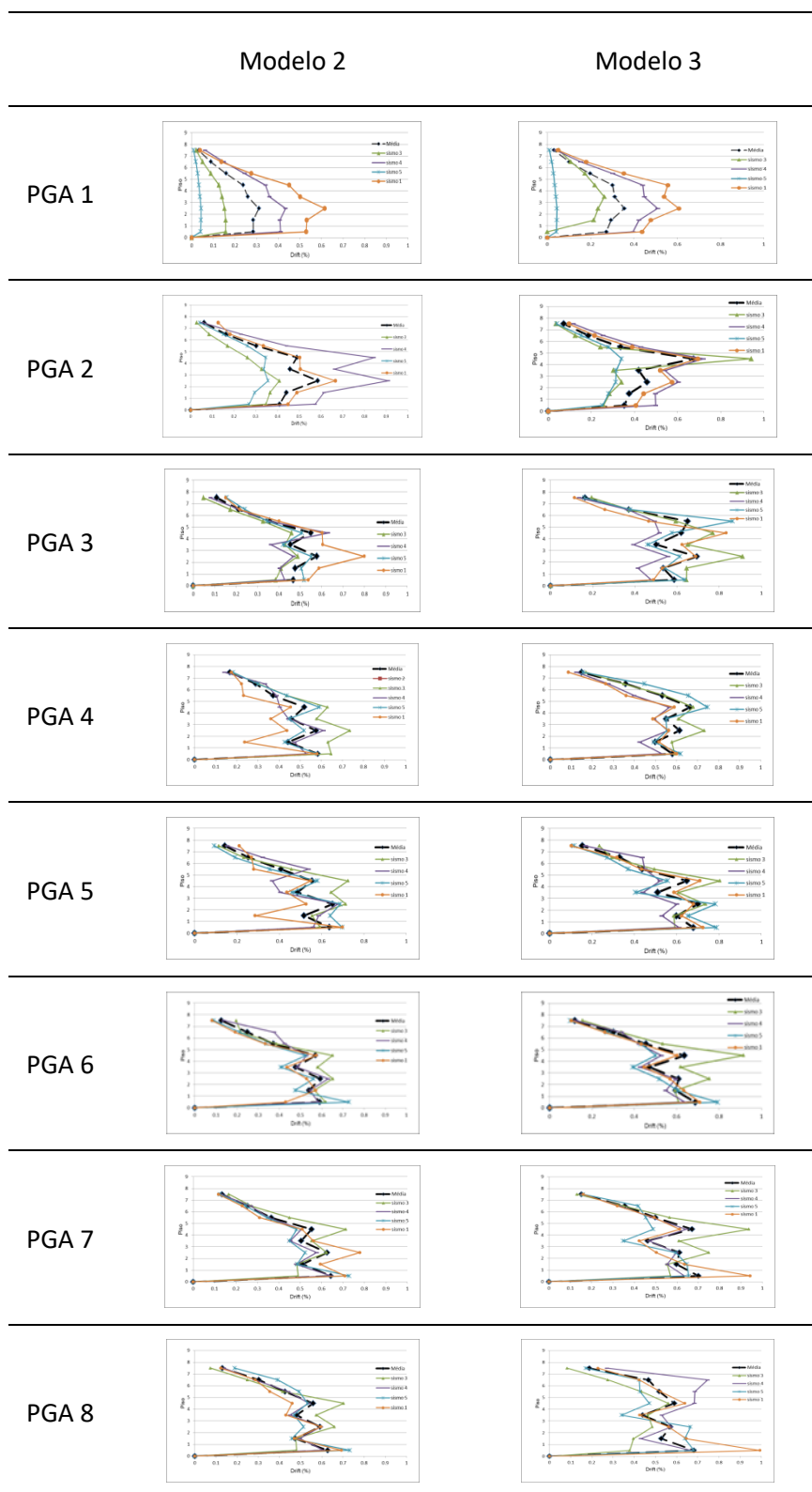


Tabela 20 - Perfis de *drift* máximo no ponto médio das paredes, direcção Z



Na Fig. 86, é perceptível o aumentar dos valores dos drifts com o aumento da intensidade sísmica, em ambos os modelos na direcção X. Percebe-se ainda uma tendência para a concentração de maiores drifts em altura nas paredes entre os pisos 2 e 3 e entre os pisos 4 e 5 no modelo 1, e das paredes entre o piso 0 e 1, entre o piso 2 e 3, e entre o piso 4 e 5.

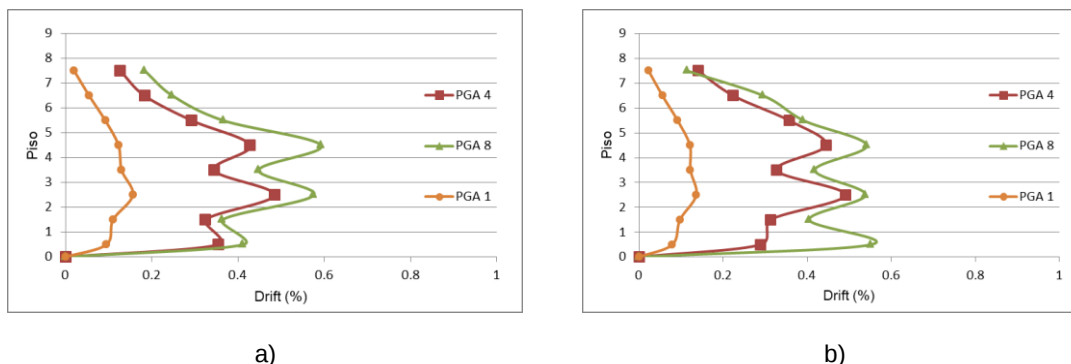


Fig. 86 - Comparação das curvas médias de *Drifts* máximos em altura na direcção X ao longo das intensidades sísmicas: a) modelo 2; b) modelo 3;

Na Fig. 87, nota-se que para a PGA 1 e para a PGA 4, as curvas dos 2 modelos têm um perfil muito semelhante e aproximado, sendo que para a PGA 8 já têm um perfil um pouco mais afastado, com drifts maiores na parede entre o piso 0 e 1, no modelo 3, mas drifts maiores nas paredes entre o piso 2 e 3 e entre o piso 4 e 5, no modelo 2.

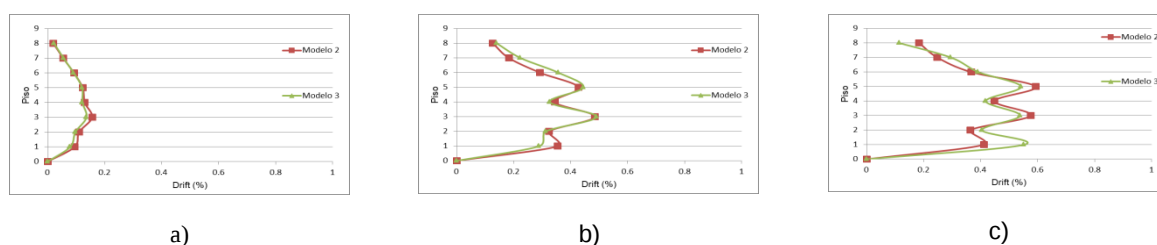


Fig. 87 - Comparação das curvas médias de *Drifts* máximos em altura na direcção X do mesmo modelo e diferentes intensidades sísmicas: a) PGA 1; b) PGA 4 c) PGA 8

Na direcção Z, representada na Fig. 88, nota-se para ambos os modelos uma concentração de *drifts* maiores nas paredes entre o piso 0 e 1, entre o piso 2 e 3, e entre o piso 4 e 5. Nota-se ainda a ocorrência de *drifts* maiores em relação aos ocorridos na direcção X.

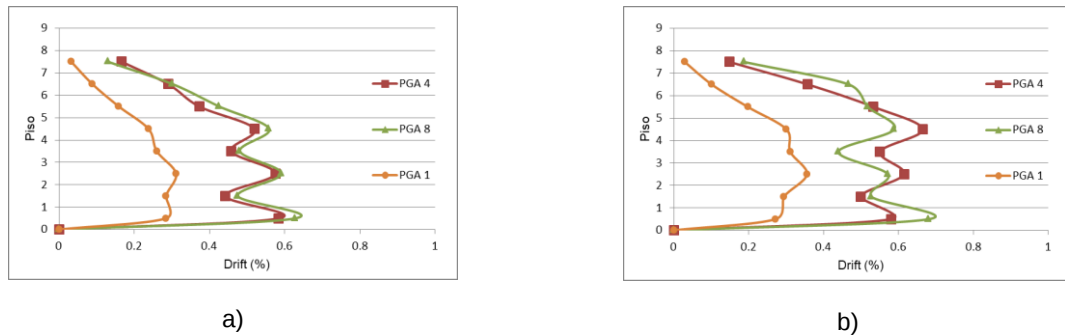


Fig. 88 - Comparação das curvas médias de *Drifts* máximos em altura na direção Z ao longo das intensidades sísmicas: a) modelo 2; b) modelo 3;

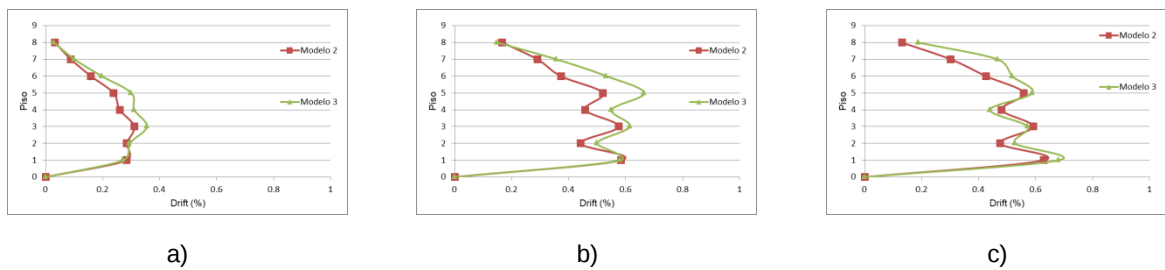


Fig. 89 - Comparação das curvas médias de *drifts* máximos em altura na direção Z do mesmo modelo e diferentes intensidades sísmicas: a) PGA 1; b) PGA 4 c) PGA 8

Na Fig. 90, são apresentadas, e sobrepostas, as curvas de evolução dos drifts máximos das paredes nos dois modelos, com o aumento da intensidade sísmica. Observa-se que a partir da PGA 3, os drifts máximos praticamente não voltam a sofrer variação, o que quer dizer que da PGA 3 em diante, são ultrapassados os valores mostrados na Fig. 59, dando-se o colapso das paredes para fora do plano, não sendo possível acontecer drifts maiores, pois os valores de drift já atingidos conduzem ao colapso da estrutura. A demonstração das paredes colapsadas é feita na secção 5.2.3.

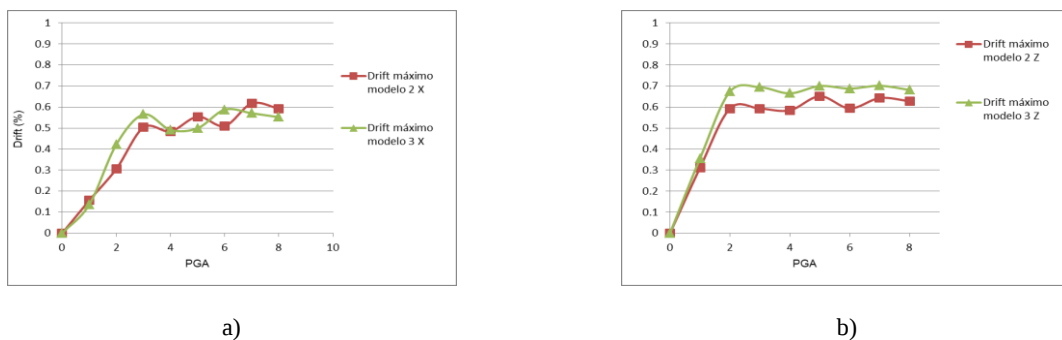


Fig. 90 - Evolução dos *drifts* máximos da estrutura ao longo da subida da intensidade sísmica: a) direcção X e b) direcção Z

5.2.4 EVOLUÇÃO DO COLAPSO DAS PAREDES DE ENCHIMENTO COM O AUMENTO DA INTENSIDADE SÍSMICA

Nesta secção inclui-se uma representação gráfica da forma como para as diferentes intensidades sísmicas, as paredes se vão comportando. Na Tabela 21, é apresentada a evolução deste comportamento para o sismo 5 e para o modelo 2, sendo a primeira coluna correspondente à direcção X e a segunda à direcção Z. Na Tabela 1, está representada a evolução deste comportamento para o sismo 5 e para o modelo 3. Em ambas as direcções dos 2 modelos, os colapsos ocorreram na mesma proporção e posição para os pórticos de coordenada inicial e final.

Tabela 21- Evolução do colapso das paredes de enchimento com o aumento da intensidade sísmica, sismo 5, modelo 2

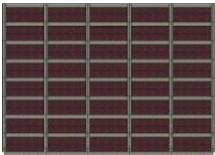
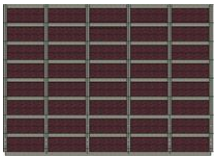
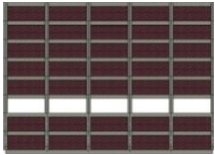
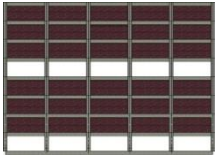
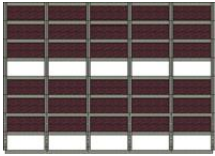
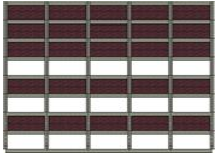
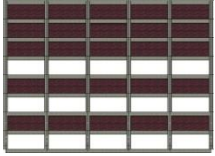
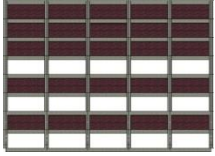
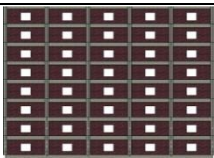
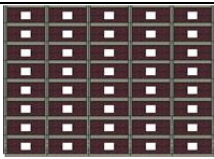
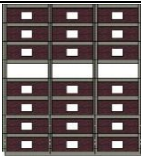
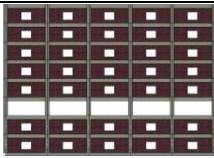
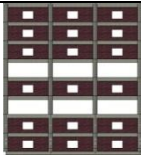
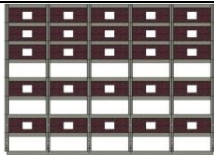
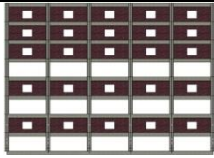
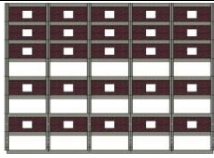
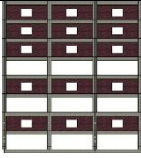
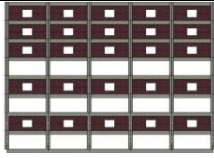
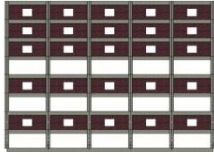
	Direcção X	Direcção Z
PGA 1		
PGA 2		
PGA 3		
PGA 4		
PGA 5		
PGA 6		
PGA 7		
PGA 8		

Tabela 22 - Evolução do colapso das paredes de enchimento com o aumento da intensidade sísmica, sismo 5, modelo 3

	Direcção X	Direcção Z
PGA 1		
PGA 2		
PGA 3		
PGA 4		
PGA 5		
PGA 6		
PGA 7		
PGA 8		

6

CONCLUSÕES

6.1 CONCLUSÕES GERAIS

Ao longo do trabalho desta dissertação, foi estudado o efeito que a consideração de paredes de enchimento de alvenaria tem na análise de vulnerabilidade sísmica de edifícios porticados e em que medida a existência de aberturas nas mesmas, altera essa influência.

Para uma familiarização mais aprofunda com o tema, recorreu-se à literatura, tarefa essa que se encontra descrita no capítulo 2.

No capítulo 3 foi abordada a estratégia que se iria adoptar para a realização do trabalho propriamente dito. Começou-se por escolher a estratégia de modelação numérica, optando-se pela utilização de um macro modelo simplificado, proposto por (Furtado *et al.* 2016). Procedeu-se então à validação e calibração do mesmo, recorrendo a dados experimentais, fruto de uma campanha de ensaios experimentais realizados LESE. O modelo foi calibrado de forma a poder simular o comportamento de uma parede de enchimento de alvenaria completamente preenchida, e também para o cenário onde existia uma abertura central na mesma.

Passou-se então para o caso de estudo, onde foi desenvolvido um modelo de três dimensões, de um edifício que foi projectado pelo LNEC, como parte de um estudo sobre o projecto de dimensionamento sísmico, segundo a regulamentação em Portugal à data. Com base nesse edifício, foram criados três modelos com as seguintes disposições: i) modelo 1, estrutura porticada vazada, sem a presença de paredes de enchimento; ii) modelo 2, estrutura porticada, com presença de paredes de enchimento de alvenaria completamente preenchida; iii) modelo 3, estrutura porticada, com presença de paredes de enchimento de alvenaria com uma abertura central.

Cada um dos modelos foi então sujeito a dois diferentes tipos de análises: uma análise estática não linear, também conhecida como análise *pushover*, e várias análises dinâmicas incrementais.

Com base nessas análises, foi efectuado um estudo paramétrico comparativo, com o intuito de perceber o impacto que a presença das paredes de enchimento tem no comportamento sísmico da estrutura.

Desde logo referir que as frequências naturais de vibração, para os primeiros três modos de vibração, resultantes da análise do modelo 1, sem a presença de paredes de enchimento, são muito próximas às esperadas em projecto, o que valida a capacidade do modelo simular o edifício com eficiência.

Relativamente aos resultados numéricos das frequências naturais de vibração, foi observado um aumento de 44% e 33% do modelo 1 para o modelo 2 e modelo 3, respectivamente, no caso do primeiro modo de vibração. Para o segundo modo de vibração o aumento em relação ao modelo 1 foi de 47% e 40%, para o modelo 2 e modelo 3. Já para o terceiro modo de vibração este aumento chegou aos 162% e 141%, pela mesma ordem anterior.

Foi registado um aumento de rigidez lateral inicial, de 160 % na direcção X e 200 % na direcção Z do modelo 1, sem paredes de enchimento, para o modelo 2, com paredes totalmente preenchidas. Com a consideração de paredes com uma abertura central, ou seja, do modelo 1 para o modelo 3, observou-se um aumento de 130% e 135%, na direcção X e Z respectivamente. Em termos de força de corte na base, foi possível concluir que esta sofria um aumento de 51% na direcção X e de 58% na direcção Z, quando considerando as paredes de enchimento completamente preenchidas, e de 35% na direcção X e 40% na direcção Z, quando considerada a presença de paredes de enchimento com uma abertura central. O coeficiente sísmico aumenta 10% na direcção X e 8 % quando se consideram as paredes de enchimento totalmente preenchidas, e de 7 % na direcção X e 6 % na direcção Z com a consideração de paredes de enchimento com uma abertura central.

Das análises dinâmicas ressaltar o aumento médio de *drift* máximo com a consideração de paredes cheias de 2% na direcção X e 4% na direcção Z. Já com a consideração de paredes com uma abertura o aumento é de 4% na direcção X e de 7 % na direcção Z. Quanto ao coeficiente sísmico observa-se um aumento de 6% na direcção X e de 7% na direcção Z, quando se tem em conta a presença das paredes completamente cheias, e de 5% e 8%, também na direcção X e Z respectivamente, quando se considera a presença de paredes com uma abertura central.

Torna-se então bastante obvio, tendo em conta todas estas observações, que a presença das paredes altera de forma significativa a resposta da estrutura à acção sísmica, sendo também importante referir que a consideração de possíveis aberturas nas paredes, tem influência na forma como estas alteram a resposta da estrutura, de onde se conclui ser fundamental a consideração destes dois factores na avaliação da segurança sísmica de estruturas.

6.2 DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

O estudo aqui realizado, é limitado no sentido em que estuda apenas um edifício, com uma variação curta de parâmetros quando comparado com situações reais que se observam, mas pode, no entanto, servir de gancho para estudos futuros.

Como visto no capítulo 2, há por exemplo, um grande número de edifícios existentes, com variação de características geométricas e mecânicas. Pode haver uma irregularidade em planta, pode haver uma distribuição das paredes não regular quer em planta quer em altura. Pelo que esse é um dos temas que parece interessante estudar também. Neste estudo, também foram apenas consideradas as paredes de enchimento exteriores, mas, no entanto, em muitos edifícios, as paredes divisórias interiores também são constituídas da mesma forma, o que pode ser outro tema a abordar.

Outra coisa que não foi tida em conta neste estudo, foi a existência de paredes estruturais, e parece que também seria interessante perceber como as paredes de enchimento influenciam o comportamento sísmico de um edifício que tenha também presente estes elementos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abdul-Kadir, M. (1974). The structural behaviour of masonry infill panels in frames structures. PhD Thesis, University of Edinburgh.
- Arêde, A. (1997) - Seismic assessment of reinforced concrete frame structures with a new flexibility based element. PhD Thesis, FEUP, Porto, Portugal
- Asteris, P., D. Cotsovos, C. Chrysostomou, A. Mohebbkhah and G. Al-Chaar (2013). "Mathematical micromodelling of infilled frames: State of the art." *Engineering Structures* 56: 1905-1921.
- Asteris, P., D. Cotsovos, C. Chrysostomou, A. Mohebbkhah and G. Al-Chaar (2013). "Mathematical micromodelling of infilled frames: State of the art." *Engineering Structures* 56: 1905-1921.
- Asteris, P., S. Antoniou, D. Sophianopoulos and C. Chrysostomou (2011). "Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art." *Journal of Structural Engineering* 137(12): 1508-1517.
- Bazan, E. and R. Meli (1980). Seismic analysis of structures with masonry walls. Seventh World Conference on Earthquake Engineering - 7WCEE, Istanbul, Turkey.
- Calvi, G. and D. Bolognini (2001). "Seismic response of reinforced concrete frames infilled with
- Carvalho, E. and E. Coelho (1984). *Análise Sísmica de estruturas de edifícios segundo a nova regulamentação - Análise Estrutural de um conjunto de 22 edifícios*. Lisboa, Portugal.
- Chrysostomou, C. (1991). Effects of degrading infill walls on the nonlinear seismic response of two-dimensional steel frames. PhD Degree, Cornell University.
- Crisafulli, F. (1997). Seismic behavior of reinforced concrete structures with masonry infills. PhD Thesis, University of Canterbury.
- Crisafulli, F. and A. Carr (2007). "Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures " *Bull New Zealand Soc Earthquake Engineering* 40(2): 69-77.
- Crisafulli, F., A. Carr and R. Park (2000). "Analytical modelling of infilled frames-structures – A general review " *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 33(1): 30-47
- Crisafulli, F., A. Carr and R. Park (2000). "Analytical modelling of infilled frames-structures – A general review " *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 33(1): 30-47.
- De Luca, F., G. Verderame, F. Gómez-Martínez and A. Pérez-García (2014). "The structural role
- De Martino, G., M. Di Ludovico, A. Prota, C. Moroni, G. Manfredi and M. Dolce (2017). "Estimation of repair costs for RC and masonry residential buildings based on damage data collected by post-earthquake visual inspection." *Bulletin of Earthquake Engineering* 15(4): 1681- 1706.
- De Risi, M. T., M. Di Domenico, P. Ricci, G. M. Verderame and G. Manfredi (2019). "Experimental investigation on the influence of the aspect ratio on the in-plane/out-of-plane interaction for masonry infills in RC frames." *Engineering Structures* 189: 523-540.
- Di Domenico, M., P. Ricci and G. M. Verderame (2019). "Predicting the Out-Of-Plane Seismic Strength of Unreinforced Masonry Infill Walls." *Journal of Earthquake Engineering*: 1-38.

- Dolsek, M. and P. Fajfar (2005). "Simplified non-linear seismic analysis of infilled reinforced concrete frames." *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 34: 49-66.
- Furtado, A. (2020). Seismic vulnerability assessment and retrofitting strategies for masonry infilled frame buildings considering in-plane and out-of-plane behaviour. PhD Thesis, FEUP. <https://hdl.handle.net/10216/127205>.
- Furtado, A., H. Rodrigues and A. Arêde (2014). Numerical modelling of masonry infill walls participation in the seismic behavior of RC buildings. *OpenSees Days Portugal 2014 - OPD2014*. Portugal.
- Furtado, A., H. Rodrigues and A. Arêde (2018). "Calibration of a simplified macro-model for infilled frames with openings " *Advances in Structural Engineering* 21(2).
- Furtado, A., H. Rodrigues, A. Arêde and H. Varum (2016). "Simplified macro-model for infill masonry walls considering the out-of-plane behaviour." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 45(4): 507-524.
- Hamburguer, R. and A. Chakradeo (1993). Methodology for seismic-capacity evaluation of steelframe buildings with infill unreinforced masonry. *National Earthquake Conference, Central US Earthquake Consortium, Memphis, Tennessee*
- Hendry, A. W. (1973). "The lateral strength of unreinforced brickwork." *The Structural Engineers* 51(2): 43-50.
- Hermanns, L., A. Fraile, E. Alarcón and R. Álvarez (2014). "Performance of buildings with masonry infill walls during the 2011 Lorca earthquake." *Bull Earthquake Eng* 12: 1977-1997.
- Holmes, M. (1963). "Combined loading on infilled frames." *Proc. of Institution of Civil Engineers* 25: 31-38.
- Kadysiewski, S. and K. M. Mosalam (2009). "Modeling of Unreinforced Masonry Infill Walls Considering In-plane and Out-of-Plane Interaction, Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER 2008/102."
- Klingner, R. and V. V. Bertero (1978). "Earthquake resistance of infilled frames." *Journal of the Structural Division* 104(6): 973-989.
- Leuchars, J. and J. Scrivener (1976). "Masonry infill panels subjected to cyclic in-plane loading." *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* 9(2): 122-131.
- Lunn, D. S. and S. H. Rizkalla (2011). "Strengthening of Infill Masonry Walls with FRP Materials." *Journal of Composites for Construction* 15(2): 206-214.
- Mainstone, R. (1971). "On the stiffnesses and strengths of infilled frames." *Proceedings of Institution of Civil Engineers, London, UK* 4: 57-90.
- Mainstone, R. and G. Weeks (1970). "The influence of bounding frame on the racking stiffness and strength of brick walls." *Proceedings of the 2nd International Brick Masonry conference*: 165-171.
- Mckenna, F., G. Fenves, M. Scott and B. Jeremic (2000). *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)*. Berkley, CA.

- Menegotto, M. and P. E. Pinto (1973). Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural Engineering. Zurich, Switzerland: 15-22.
- Paupério, E. (2013). A ocorrência de catástrofes e as perdas patrimoniais. 3as Jornadas de Segurança aos Incêndios Urbanos, Universidade de Coimbra - Portugal – 28 de Maio de 2013
- Plane Responses of Masonry Infills in Frame Structures." Journal of Structural Engineering 144(2): 04017198.
- played by masonry infills on RC buildings performances after the 2011 Lorca, Spain, earthquake. "Bull Earthquake Eng 12: 1999-2006.
- Polyakov, S. V. (1956). "Masonry in framed buildings. Gosudalst-Vennoe'stvo Literature po Straitel'stuy i Arkitecture, Moscow, Russia, Translation by G.L. Cairns, Building Research Station, Watford, UK."
- Rodrigues, H., H. Varum and A. Costa (2010). "Simplified Macro-Model for Infill Masonry Panels " Journal of Earthquake Engineering 14(3): 390 - 416.
- Rodrigues, H., H. Varum and A. Costa (2010). "Simplified Macro-Model for Infill Masonry Panels " Journal of Earthquake Engineering 14(3): 390 - 416.
- Rodrigues, H., H. Varum, A. Arêde and A. Costa (2012). "A comparative efficiency analysis of different non-linear modelling strategies to simulate the biaxial response of RC columns." Earthquake Engineering and Engineering Vibration 11: 553-566.
- Romão, X., A. A. Costa, E. Paupério, H. Rodrigues, R. Vicente, H. Varum and A. Costa (2013). "Field observations and interpretation of the structural performance of constructions after the 11 May 2011 Lorca earthquake." Engineering Failure Analysis 34: 670-6
- Saneinejad, A. and B. Hobbs (1995). "Inelastic design of infilled frames." ASCE Journal of Structural Engineering 121(4): 643-650.
- Sousa, L. and R. Monteiro (2018). "Seismic retrofit options for non-structural building partition walls: Impact on loss estimation and cost-benefit analysis." Engineering Structures 161: 8-27.
- Statford-Smith, B. (1962). "Lateral stiffness of infilled frames." ASCE Journal of Structural Division 92: 183-199.
- Statford-Smith, B. (1968). "Model test results of vertical and horizontal loading of infilled frames " ACI Journal 65(8): 618-625.
- Syrmakezis, C. and V. Vratsanou (1986). Influence of infill walls to RC frames response. 8th European Conference on Earthquake Engineering Lisbon, Portugal.
- Tassios, T. (1984). Masonry infill and RC walls. Third International Symposium on Wall Structures, Warsaw, Poland.
- Thiruvengadam, V. (1985). "On the natural frequencies of infilled frames." Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics 13(3): 401-419.

Trapani, F. D., P. B. Shing and L. Cavaleri (2018). "Macroelement Model for In-Plane and Outof-weakly reinforced masonry panels." *Journal of Earthquake Engineering* 5(2): 153-185.

Yassin, M. (1994). *Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures under Monotonic and Cycling Loads*. PhD Thesis, University of California.