



Dissertação

Mestrado em Engenharia Civil

*INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ALVENARIA E
DAS PAREDES RESISTENTES EM PÓRTICOS DE
BETÃO ARMADO SUJEITOS À AÇÃO SÍSMICA*

Daniel de Jesus Pires

Leiria, Julho de 2016



Dissertação

Mestrado em Engenharia Civil

*INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ALVENARIA E
DAS PAREDES RESISTENTES EM PÓRTICOS DE
BETÃO ARMADO SUJEITOS À AÇÃO SÍSMICA*

Daniel de Jesus Pires

Dissertação de Mestrado realizada sob a orientação do Doutor Hugo Rodrigues, Professor Adjunto da Escola Superior de Tecnologia e Gestão do Instituto Politécnico de Leiria.

Leiria, Julho de 2016

DEDICATÓRIA

Aos meus Avós, por me mostrarem o caminho

Aos meus Irmãos, pela sabedoria

À minha Namorada, pelo amor incondicional

À minha Mãe, por Tudo

“A vida é um livro aberto, não o feche até estar terminado”

James Hetfield

AGRADECIMENTOS

A realização desta dissertação marca o fim de uma importante etapa da minha vida. É com muita satisfação que expresso aqui o mais profundo agradecimento a todos aqueles que tornaram a realização deste trabalho possível.

Em primeiro lugar, gostaria de agradecer ao Professor Doutor Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues, orientador desta tese, pelo apoio, incentivo e disponibilidade demonstrada em todas as fases que levaram à concretização deste trabalho.

A todos os professores que transmitiram o conhecimento de que tanto necessitei para chegar ao meu objetivo. Agradeço a todos, desde o início da minha caminhada escolar, até ao culminar da minha formação académica.

A todos os meus amigos que me acompanharam nas várias etapas da minha vida e por serem o meu apoio nos bons e maus momentos. Um agradecimento especial para o Rafael Gomes, Francisco Matos, Patrícia Carreira, Nuno Simões e João Oliveira por permanecerem sempre a meu lado. Agradeço ainda à Irene Reis, Laura Reis e Eduardo Reis por me darem forças para nunca desistir.

Um agradecimento muito especial para toda a minha família. Sem eles era impossível ser a pessoa que sou hoje. Agradeço à minha avó Conceição por ter cuidado de mim durante a infância e por me ter protegido sempre. Ao meu avô Eduardo pelo tempo que passou comigo a brincar, a conversar e a ensinar a gostar de inúmeras coisas que adoro hoje. Os meus avós são sem dúvida uma das maiores motivações para a realização deste trabalho. À minha irmã Nélia agradeço por todos os deveres escolares, brincadeiras, gargalhadas, incentivos, apoio, e amor. Ao meu irmão Eugénio agradeço por me ensinar a fazer muitas das coisas que sei hoje, pela influência que é para mim em muitas áreas e também pelo amor demonstrado. À minha mãe Fernanda tenho que agradecer tudo o que tenho e o que sou na vida. Sem ela nada seria possível. A ela agradeço a minha vida, agradeço por me educar, por me fazer sorrir e por me ter dado a possibilidade de chegar até onde chego hoje.

Agradeço ainda à minha restante família, nomeadamente aos meus tios e primos, cunhada e cunhado, sobrinhos, afilhada, padrinhos. Agradeço também ao meu pai, que manifestou por vezes o seu apoio.

Para terminar, um agradecimento muito especial à minha namorada, Bárbara Reis. Desde o primeiro momento até hoje, pelo seu apoio, compreensão, confiança e amor incondicional nos melhores e nos piores momentos da vida.

A todos os intervenientes, um enorme sentimento de reconhecimento do apoio demonstrado em todas as etapas da minha vida.

RESUMO

O sismo é uma das catástrofes naturais mais prejudiciais e fatais para o ser humano. Nos últimos anos, este fenómeno natural foi responsável pela morte de milhares de pessoas e pelo colapso de incontáveis edifícios e obras de arte.

É prática corrente dos projetos de estruturas porticadas de betão armado desprezar a contribuição dos painéis de alvenaria de enchimento no comportamento e resposta sísmica destas estruturas, assumindo que se está do lado da segurança. Contudo, apesar deste procedimento ser conservativo para o caso das ações verticais, tal não se pode afirmar no caso de ações horizontais, das quais faz parte a ação sísmica.

Assim, o presente trabalho tem como objetivo principal analisar numericamente a influência dos painéis de alvenaria de enchimento e das paredes resistentes em edifícios de betão armado, sujeitos à ação sísmica.

Sismos recentes têm mostrado inúmeras fragilidades dos edifícios de betão armado. As principais causas são as pormenorizações de armaduras inadequadas, deficiente confinamento do betão, reduzida capacidade resistente das seções, e principalmente as irregularidades de rigidez e massa em altura e em planta. A incorreta construção inerente às paredes de alvenaria é responsável por estas mesmas irregularidades que têm provocado inúmeros danos nas construções, dos quais se destacam os mecanismos de *soft-storey*.

Neste trabalho foram selecionados três edifícios casos de estudo com o intuito de dar resposta ao objetivo deste trabalho. Estes edifícios, alvo de estudos anteriores do LNEC, foram transformados em nove modelos diferentes cada, de forma a ser avaliada a influência das paredes de alvenaria e também do sistema estrutural. Foi usada a ferramenta de cálculo SeismoStruct, tendo sido efetuadas modelações numéricas de forma a realizar várias análises não lineares estáticas e dinâmicas. No final são apresentados e analisados os resultados decorrentes das análises.

Palavras-chave: Edifícios de betão armado, paredes de alvenaria, curvas de vulnerabilidade, modelação numérica, análises não lineares.

ABSTRACT

An earthquake is one of the most catastrophic natural disasters for human beings. In recent years, this natural phenomenon has claimed thousands of lives and is responsible for destroying countless buildings and works of art.

In regards to frame structure projects dealing with reinforced concrete, it is normal to disregard the role of infill walls play in protecting structures from seismic activity. In spite of this construction method being effective for holding large amounts of weight, when it comes to the horizontal movement found in seismic waves this method may not provide the necessary durability. Therefore, the next step is to analyze the influence of infill and shear walls on buildings with reinforced concrete, subject to seismic activity.

Recent earthquakes have shown the countless vulnerabilities of buildings built with reinforced concrete. The main causes of these vulnerabilities include the incorrect placement of the steel framework components, insufficient confinement of the concrete, reduced resistance capacity of the shapes, and most importantly, the irregularities of the rigidity found in the building as well as the irregularities of the weight. Incorrect construction of the infill walls is responsible for these same irregularities which have triggered innumerable construction accidents, of which most can be attributed to a *soft-storey* mechanism.

In this piece three buildings were chosen as cases of study with the intent of providing answers to the original objective aforementioned. These buildings have served as the topics of previous studies done by LNEC, were each transformed into nine different models, in order to help analyze the influence of infill walls and overall structural system. In this study, the program used to gather numerical data was SeismoStruct, in addition to nonlinear static and dynamic analysis. In conclusion the data gathered through thorough analysis was studied.

Keywords: Buildings with reinforced concrete, infill walls, vulnerability curves, numerical modeling, nonlinear analysis.

Lista de Figuras

CAPÍTULO 2 - INFLUÊNCIA DE PAREDES DE ALVENARIA EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO SUJEITAS À AÇÃO SÍSMICA	5
Figura 2.1 – Pilar de betão armado com inadequada armadura de esforço transversal	8
Figura 2.2 – Pormenorização deficiente das armaduras	8
Figura 2.3 – Rotura de pilares por flexão	9
Figura 2.4 – Danos num edifício irregular em planta	9
Figura 2.5 – Mecanismo viga-forte pilar-fraco	10
Figura 2.6 – Danos em parede de betão armado	10
Figura 2.7 – Insuficiente capacidade ao corte	11
Figura 2.8 – Capacidade insuficiente dos nós viga-pilar	11
Figura 2.9 – Comportamento monolítico do conjunto	15
Figura 2.10 – Separação entre o pórtico e a alvenaria	15
Figura 2.11 – Modos de rotura da alvenaria	16
Figura 2.12 – Pórtico de Betão Armado parcialmente preenchido por alvenaria	17
Figura 2.13 – Mecanismo do tipo “pilar-curto” devido à interrupção das alvenarias	17
Figura 2.14 – Separação dos painéis de alvenaria de enchimento e a estrutura de betão armado, a), com concentração de danos na alvenaria, b) e c), com concentração de danos na alvenaria e na estrutura confinante	18
Figura 2.15 – Edifício com rés-do-chão vazado com comportamento tipo “pêndulo invertido”	19
Figura 2.16 – Primeiro modo de vibração de uma estrutura a) Distribuição uniforme da alvenaria, b) Mecanismo de <i>soft-storey</i> provocado por ausência de alvenaria no rés-do-chão	19
Figura 2.17 – Mecanismo de <i>soft-storey</i>	20
Figura 2.18 – Representação das barras diagonais que simulam o comportamento da alvenaria e do conjunto pórtico-parede	21
Figura 2.19 – Modelo utilizado para a modelação das paredes de alvenaria	22
Figura 2.20 – Comportamento histerético a) das bielas de compressão, b) da mola de deslizamento ...	23
Figura 2.21 – Estado de tensão considerado para avaliar a tensão de compressão f_{m0}	24
Figura 2.22 – Configuração da parede de alvenaria com os respetivos parâmetros geométricos	26
Figura 2.23 – Variação da área da parede de alvenaria em função da deformação axial	26

CAPÍTULO 3 – CASOS DE ESTUDO29

Figura 3.1 – Disposição em planta do edifício PT8	31
Figura 3.2 – Edifício PT8 – a) S. Porticado; b) S. Porticado+Alvenaria; c) S. Porticado+Alvenaria RCV	32
Figura 3.3 – Edifício PT8 – a) S. Misto; b) S. Misto+Alvenaria; c) S. Misto+Alvenaria RCV.....	32
Figura 3.4 – Edifício PT8 – a) S. Parede; b) S. Parede+Alvenaria; c) S. Parede+Alvenaria RCV	33
Figura 3.5 – Edifício PT6 – a) S. Porticado; b) S. Misto; c) S. Parede	33
Figura 3.6 – Edifício PT4 – a) S. Porticado; b) S. Misto; c) S. Parede	34
Figura 3.7 – Discretização de uma seção de betão armado em fibras	37
Figura 3.8 – Distribuição das seções de controlo e ilustração das leis de comportamento não linear de cada material que constitui um pilar de betão armado	37

CAPÍTULO 4 – ANÁLISES NÃO LINEARES ESTÁTICAS43

Figura 4.1 – Modos de vibração nos modelos “Sistema Porticado”, edifício PT4.....	46
Figura 4.2 – Modos de vibração nos modelos “Sistema Porticado”, edifício PT6.....	46
Figura 4.3 – Modos de vibração nos modelos “Sistema Porticado”, edifício PT8.....	46
Figura 4.4 – Modos de vibração nos modelos “Sistema Misto”, edifício PT4.....	48
Figura 4.5 – Modos de vibração nos modelos “Sistema Misto”, edifício PT6.....	48
Figura 4.6 – Modos de vibração nos modelos “Sistema Misto”, edifício PT8	48
Figura 4.7 – Modos de vibração nos modelos “Sistema Parede”, edifício PT4	49
Figura 4.8 – Modos de vibração nos modelos “Sistema Parede”, edifício PT6	49
Figura 4.9 – Modos de vibração nos modelos “Sistema Parede”, edifício PT8	50
Figura 4.10 – Modos de vibração nos modelos sem alvenarias, edifício PT4.....	51
Figura 4.11 – Modos de vibração nos modelos sem alvenarias, edifício PT6.....	51
Figura 4.12 – Modos de vibração nos modelos sem alvenarias, edifício PT8.....	51
Figura 4.13 – Análise não linear estática pushover – Exemplo de aplicação no Edifício PT4	53
Figura 4.14 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema porticado, edifício PT4.....	54
Figura 4.15 – Curva de Capacidade (<i>drift</i>), sistema porticado, edifício PT4	55
Figura 4.16 – Perfis de <i>drift</i> , sistema porticado, edifício PT4.....	55
Figura 4.17 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema porticado, edifício PT6.....	56
Figura 4.18 – Curva de Capacidade (<i>drift</i>), sistema porticado, edifício PT6	57
Figura 4.19 – Perfis de <i>drift</i> , sistema porticado, edifício PT6.....	57
Figura 4.20 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema porticado, edifício PT8.....	58
Figura 4.21 – Curva de Capacidade (<i>drift</i>), sistema porticado, edifício PT8	59
Figura 4.22 – Perfis de <i>drift</i> , sistema porticado, edifício PT8.....	59

Figura 4.23 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema misto, edifício PT4.....	60
Figura 4.24 – Curva de Capacidade (<i>drift</i>), sistema misto, edifício PT4.....	60
Figura 4.25 – Perfis de <i>drift</i> , sistema misto, edifício PT4.....	61
Figura 4.26 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema misto, edifício PT6.....	62
Figura 4.27 – Curva de Capacidade (<i>drift</i>), sistema misto, edifício PT6.....	62
Figura 4.28 – Perfis de <i>drift</i> , sistema misto, edifício PT6.....	63
Figura 4.29 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema misto, edifício PT8.....	64
Figura 4.30 – Curva de Capacidade (<i>drift</i>), sistema misto, edifício PT8.....	64
Figura 4.31 – Perfis de <i>drift</i> , sistema misto, edifício PT8.....	65
Figura 4.32 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema parede, edifício PT4.....	66
Figura 4.33 – Curva de Capacidade (<i>drift</i>), sistema parede, edifício PT4.....	66
Figura 4.34 – Perfis de <i>drift</i> , sistema parede, edifício PT4.....	67
Figura 4.35 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema parede, edifício PT6.....	68
Figura 4.36 – Curva de Capacidade (<i>drift</i>), sistema parede, edifício PT6.....	68
Figura 4.37 – Perfis de <i>drift</i> , sistema misto, edifício PT6.....	69
Figura 4.38 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema parede, edifício PT8.....	70
Figura 4.39 – Curva de Capacidade (<i>drift</i>), sistema parede, edifício PT8.....	70
Figura 4.40 – Perfis de <i>drift</i> , sistema parede edifício PT8.....	71
Figura 4.41 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, edifício PT4.....	72
Figura 4.42 – Curva de Capacidade (<i>drift</i>), sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, edifício PT4.....	72
Figura 4.43 – Perfis de <i>drift</i> , sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, edifício PT4.....	73
Figura 4.44 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, edifício PT6.....	74
Figura 4.45 – Curva de Capacidade (<i>drift</i>), sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, edifício PT6.....	75
Figura 4.46 – Perfis de <i>drift</i> , sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, edifício PT6.....	75
Figura 4.47 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, edifício PT8.....	76
Figura 4.48 – Curva de Capacidade (<i>drift</i>), sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, edifício PT8.....	77
Figura 4.49 – Perfis de <i>drift</i> , sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, edifício PT8.....	77
Figura 4.50 – Representação esquemática dos perfis de <i>drift</i> nos vários modelos do edifício PT8.....	80
Figura 4.51 – Espectro de Ação com períodos naturais dos vários modelos do edifício PT4.....	84
Figura 4.52 – Espectro de Ação com períodos naturais dos vários modelos do edifício PT6.....	85
Figura 4.53 – Espectro de Ação com períodos naturais dos vários modelos do edifício PT8.....	85
Figura 4.54 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D1, edifício PT4, sismo tipo 1.....	86

Figura 4.55 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D2, edifício PT4, sismo tipo 1	87
Figura 4.56 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D1, edifício PT4, sismo tipo 2.....	88
Figura 4.57 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D2, edifício PT4, sismo tipo 2.....	88
Figura 4.58 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D1, edifício PT6, sismo tipo 1	89
Figura 4.59 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D2, edifício PT6, sismo tipo 1	89
Figura 4.60 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D1, edifício PT6, sismo tipo 2.....	90
Figura 4.61 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D2, edifício PT6, sismo tipo 2.....	91
Figura 4.62 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D1, edifício PT8, sismo tipo 1	91
Figura 4.63 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D2, edifício PT8, sismo tipo 1	92
Figura 4.64 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D1, edifício PT8, sismo tipo 2.....	92
Figura 4.65 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D2, edifício PT8, sismo tipo 2.....	93
Figura 4.66 – Ponto de desempenho global para os modelos pertencentes ao edifício PT4	94
Figura 4.67 – Ponto de desempenho global para os modelos pertencentes ao edifício PT6	94
Figura 4.68 – Ponto de desempenho global para os modelos pertencentes ao edifício PT8	95

CAPÍTULO 5 – ANÁLISES NÃO LINEARES DINÂMICAS99

Figura 5.1 – Acelerograma dos sismos do tipo 1: a) Sismo 5; b) Sismo 3; c) Sismo 9.....	102
Figura 5.2 – Acelerograma dos sismos do tipo 2: a) Sismo 10; b) Sismo 7; c) Sismo 3.....	103
Figura 5.3 – Espectros de Aceleração dos vários sismos: a) tipo 1; b) tipo2	104
Figura 5.4 – Curva de Vulnerabilidade nos modelos com sistema porticado, PT4, PT6 e PT8.....	107
Figura 5.5 – Curva de Vulnerabilidade nos modelos com sistema misto, PT4, PT6 e PT8.....	108
Figura 5.6 – Curva de Vulnerabilidade nos modelos com sistema parede, PT4, PT6 e PT8	108
Figura 5.7 – Curva de Vulnerabilidade nos modelos sem alvenaria, PT4, PT6 e PT8.....	109
Figura 5.8 – Curva de Vulnerabilidade nos modelos com alvenaria em toda a altura, PT4, PT6 e PT8	110
Figura 5.9 – Curva de Vulnerabilidade nos modelos com rés-do-chão vazado, PT4, PT6 e PT8.....	111
Figura 5.10 – Perfis de <i>drift</i> nos modelos com sistema porticado para o edifício PT4	112
Figura 5.11 – Perfis de <i>drift</i> nos modelos com sistema porticado para o edifício PT6	113
Figura 5.12 – Perfis de <i>drift</i> nos modelos com sistema porticado para o edifício PT8	113
Figura 5.13 – Perfis de <i>drift</i> nos modelos com sistema misto para o edifício PT4	114
Figura 5.14 – Perfis de <i>drift</i> nos modelos com sistema misto para o edifício PT6	115
Figura 5.15 – Perfis de <i>drift</i> nos modelos com sistema misto para o edifício PT8	115
Figura 5.16 – Perfis de <i>drift</i> nos modelos com sistema parede para o edifício PT4.....	116
Figura 5.17 – Perfis de <i>drift</i> nos modelos com sistema parede para o edifício PT6.....	117
Figura 5.18 – Perfis de <i>drift</i> nos modelos com sistema parede para o edifício PT8.....	117
Figura 5.19 – Perfis de <i>drift</i> nos modelos sem alvenaria para o edifício PT4.....	118
Figura 5.20 – Perfis de <i>drift</i> nos modelos sem alvenaria para o edifício PT6.....	119
Figura 5.21 – Perfis de <i>drift</i> nos modelos sem alvenaria para o edifício PT8.....	120

Lista de Tabelas

CAPÍTULO 2 - INFLUÊNCIA DE PAREDES DE ALVENARIA EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO SUJEITAS À AÇÃO SÍSMICA 5

Tabela 2.1 – Valores sugeridos por Crisafulli, valores limite e valores adotados para os parâmetros empíricos	27
---	----

CAPÍTULO 3 – CASOS DE ESTUDO 29

Tabela 3.1 – Valores adotados para a modelação das paredes de alvenaria	39
Tabela 3.2 – Características do Betão	40
Tabela 3.3 – Características do Aço	40
Tabela 3.4 – Frequências Fundamentais analíticas e numéricas.....	41

CAPÍTULO 4 – ANÁLISES NÃO LINEARES ESTÁTICAS 43

Tabela 4.1 – Frequência Fundamental nos modelos “Sistema Porticado”, edifício PT4.....	45
Tabela 4.2 – Frequência Fundamental nos modelos “Sistema Porticado”, edifício PT6.....	46
Tabela 4.3 – Frequência Fundamental nos modelos “Sistema Porticado”, edifício PT8.....	46
Tabela 4.4 – Frequência Fundamental nos modelos “Sistema Misto”, edifício PT4.....	47
Tabela 4.5 – Frequência Fundamental nos modelos “Sistema Misto”, edifício PT6.....	47
Tabela 4.6 – Frequência Fundamental nos modelos “Sistema Misto”, edifício PT8.....	47
Tabela 4.7 – Frequência Fundamental nos modelos “Sistema Parede”, edifício PT4	49
Tabela 4.8 – Frequência Fundamental nos modelos “Sistema Parede”, edifício PT6	49
Tabela 4.9 – Frequência Fundamental nos modelos “Sistema Parede”, edifício PT8	49
Tabela 4.10 – Frequência Fundamental nos modelos sem alvenarias, edifício PT4.....	50
Tabela 4.11 – Frequência Fundamental nos modelos sem alvenarias, edifício PT6.....	51
Tabela 4.12 – Frequência Fundamental nos modelos sem alvenarias, edifício PT8.....	51
Tabela 4.13 – Tabela Resumo da influência das alvenarias e paredes resistentes nos edifícios estudados, para a análise de frequências e modos de vibração (Rácio).....	52
Tabela 4.14 – Influência das paredes de alvenaria em função do sistema estrutural (Rácio).....	52
Tabela 4.15 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema porticado, PT4.....	56
Tabela 4.16 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem alvenarias, PT4	56

Tabela 4.17 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema porticado, PT6	58
Tabela 4.18 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem alvenarias, PT6.....	58
Tabela 4.19 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema porticado, PT8	60
Tabela 4.20 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem alvenarias, PT8.....	60
Tabela 4.21 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema misto, PT4	61
Tabela 4.22 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem alvenarias, PT4.....	61
Tabela 4.23 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema misto, PT6	63
Tabela 4.24 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem alvenarias, PT6.....	63
Tabela 4.25 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema misto, PT8	65
Tabela 4.26 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem alvenarias, PT8.....	65
Tabela 4.27 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema parede, PT4.....	67
Tabela 4.28 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem alvenarias, PT4.....	68
Tabela 4.29 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema parede, PT6.....	69
Tabela 4.30 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem alvenarias, PT6.....	69
Tabela 4.31 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema parede, PT8.....	71
Tabela 4.32 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem alvenarias, PT8.....	71
Tabela 4.33 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, PT4.....	73
Tabela 4.34 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem parede resistente, PT4	74
Tabela 4.35 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, PT6.....	76
Tabela 4.36 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem parede resistente, PT6	76
Tabela 4.37 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, PT8.....	78
Tabela 4.38 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem parede resistente, PT8	78
Tabela 4.39 – Tabela resumo da influência das alvenarias e paredes resistentes nos edifícios estudados, para a análise <i>pushover</i> (Rácio).....	78

Tabela 4.40 – Influência das Paredes de Alvenaria em toda a altura em função do Sistema Estrutural (Rácio)	79
Tabela 4.41 – Influência das Paredes de Alvenaria com rés-do-chão vazado em função do Sistema Estrutural (Rácio).....	79
Tabela 4.42 – Estados limites sugeridos por Elnashai e Rossetto.....	81
Tabela 4.43 – Classificação de danos em edifícios de betão armado	83
Tabela 4.44 – Período natural dos modelos pertencentes ao edifício PT4.....	84
Tabela 4.45 – Período natural dos modelos pertencentes ao edifício PT6.....	85
Tabela 4.46 – Período natural dos modelos pertencentes ao edifício PT8.....	86
CAPÍTULO 5 – ANÁLISES NÃO LINEARES DINÂMICAS	99
Tabela 5.1 – Ação Sísmica usada para a realização da análise não linear dinâmica	101
Tabela 5.2 – Escalonamento efetuado no sismo 5 referente aos sismos do tipo 1	102
Tabela 5.3 – Escalonamento efetuado no sismo 3 referente aos sismos do tipo 1	102
Tabela 5.4 – Escalonamento efetuado no sismo 9 referente aos sismos do tipo 1	102
Tabela 5.5 – Escalonamento efetuado no sismo 10 referente aos sismos do tipo 2.....	104
Tabela 5.6 – Escalonamento efetuado no sismo 7 referente aos sismos do tipo 2.....	104
Tabela 5.7 – Escalonamento efetuado no sismo 3 referente aos sismos do tipo 2.....	104
Tabela 5.8 – Estados Limites propostos por Elnashai e Rossetto, usados na análise dinâmica	106

Lista de Siglas

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

$f_{m\theta}$ – Resistência à compressão na direção θ

f_1 – Valor da tensão principal nos ensaios à compressão da alvenaria

θ – Ângulo da biela com a direção horizontal

E_m – Módulo de Elasticidade

f_t – Resistência à tração

ε_m – Extensão à máxima compressão

ε_u – Extensão última

ε_{cl} – Extensão de fechamento

τ_0 – Tensão de deslizamento

μ - Coeficiente de atrito

x_{oi} e y_o – Coordenadas dos nós fictícios no modelo de representação das alvenarias

t_w – Espessura da parede de alvenaria

h_z – Separação vertical entre as bielas

z – Comprimento de contacto

$E_c I_c$ – Rigidez de flexão dos pilares

b_w – Largura equivalente da biela

RSA – Regulamento de Segurança e Ações

Edifícios PT – Designação atribuída aos vários casos de estudo

PT4 – Designação do caso de estudo composto por 4 pisos

PT6 – Designação do caso de estudo composto por 6 pisos

PT8 – Designação do caso de estudo composto por 8 pisos

RCV – Designação dada a um modelo com rés-do-chão vazado

REBAP – Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado

Psd – Ação a determinar relativamente a combinações de ações

G – Ações Permanentes

Q – Ações Variáveis

ψ_2 – Coeficiente de combinação correspondente à ação variável

B1 – Identificação correspondente ao edifício PT4
B2 – Identificação correspondente ao edifício PT6
B3 – Identificação correspondente ao edifício PT8
F – Modelo sem paredes de alvenaria, pertencente ao sistema porticado
F-SM - Modelo sem paredes de alvenaria, pertencente ao sistema misto
F-SS - Modelo sem paredes de alvenaria, pertencente ao sistema parede
F-IW – Modelo com paredes de alvenaria, pertencente ao sistema porticado
F-SM-IW – Modelo com paredes de alvenaria, pertencente ao sistema misto
F-SS-IW – Modelo com paredes de alvenaria, pertencente ao sistema parede
F-IW-RCV – Modelo com rés-do-chão vazado, pertencente ao sistema porticado
F-SM-IW-RCV – Modelo com rés-do-chão vazado, pertencente ao sistema misto
F-SS-IW-RCV – Modelo com rés-do-chão vazado, pertencente ao sistema parede
Meq – Massa no sistema equivalente com 1 grau de liberdade
 Γ – Coeficiente de transformação
P – Sistema Estrutural Porticado
M – Sistema Estrutural Misto
Par – Sistema Estrutural Parede
D1 – Grau de dano 1, relativo ao Método N2
D2 – Grau de dano 2, relativo ao Método N2
ST1 – Identificação dos sismos do tipo 1
ST2 – Identificação dos sismos do tipo 2
EC8 – Eurocódigo 8
PGA – Peak Ground Acceleration
M – Estado Limite Moderado referente às análises dinâmicas
E – Estado Limite Extenso referente às análises dinâmicas
PC – Estado Limite Parcial Colapso referente às análises dinâmicas
C – Estado Limite Colapso referente às análises dinâmicas

Índice

DEDICATÓRIA	III
AGRADECIMENTOS	V
RESUMO	VII
ABSTRACT	IX
LISTA DE FIGURAS	XI
LISTA DE TABELAS.....	XV
LISTA DE SIGLAS.....	XIX
ÍNDICE.....	XXI
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 Enquadramento	1
1.2 Objetivos da dissertação	2
1.3 Estrutura da dissertação	3
CAPÍTULO 2 - INFLUÊNCIA DE PAREDES DE ALVENARIA EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO SUJEITAS À AÇÃO SÍSMICA	5
2.1 Introdução	5
2.2 Comportamento sísmico de estruturas de betão armado	6
2.2.1 Introdução	6
2.2.2 Resposta sísmica de estruturas de betão armado	7
2.2.3 Danos em edifícios de betão armado sujeitos à ação sísmica	8
2.2.4 O Eurocódigo 8 no projeto de estruturas resistentes aos sismos	12
2.3 Participação das paredes de alvenaria na resposta sísmica de estruturas de betão armado	13
2.3.1 Introdução	13
2.3.2 Influência das paredes de alvenaria nas estruturas de betão armado	14
2.3.3 Danos nas construções causados pelas paredes de alvenaria	16
2.3.4 Modelação do comportamento estrutural das paredes de alvenaria	20
2.3.5 Modelo para representação das paredes de alvenaria	21
2.3.6 Parâmetros do modelo	23

2.3.6.1 Parâmetros mecânicos	23
2.3.6.2 Parâmetros geométricos	25
2.3.6.3 Parâmetros empíricos	27
2.4 Conclusão	28
CAPÍTULO 3 – CASOS DE ESTUDO	29
3.1 Introdução	29
3.2 Edifícios PT	30
3.2.1 Introdução	30
3.2.2 Descrição estrutural	30
3.2.3 Edifício PT8	31
3.2.4 Edifício PT6	33
3.2.5 Edifício PT4	34
3.3 Modelação numérica	35
3.3.1 Introdução	35
3.3.2 SeismoStruct	35
3.3.3 Modelação dos elementos de betão armado	36
3.3.4 Lei de comportamento do betão	38
3.3.5 Lei de comportamento do aço	38
3.3.6 Modelação das paredes de alvenaria	38
3.3.7 Características dos materiais	40
3.3.8 Ações verticais e massa	40
3.3.9 Calibração dos edifícios PT	41
3.4 Conclusão	42
CAPÍTULO 4 – ANÁLISES NÃO LINEARES ESTÁTICAS	43
4.1 Introdução	43
4.2 Frequências e modos de vibração	45
4.3 Análise <i>Pushover</i>	53
4.3.1 Sistema porticado.....	54
4.3.2 Sistema misto.....	60
4.3.3 Sistema parede	66
4.3.4 Modelos sem alvenarias.....	72
4.3.1 Conclusão.....	78
4.4 Método N2	81
4.5 Conclusão.....	96

CAPÍTULO 5 – ANÁLISES NÃO LINEARES DINÂMICAS.....	99
5.1 Introdução	99
5.2 Ação Sísmica	100
5.3 Curvas de Vulnerabilidade.....	105
5.4 Perfis de <i>drift</i>	111
5.5 Conclusão.....	120
CAPÍTULO 6 – CONCLUSÃO.....	123
6.1 Introdução	123
6.2 Considerações finais	123
6.3 Trabalhos futuros	127
REFERÊNCIAS.....	129
ANEXO A – QUADRO DE PILARES, VIGAS E PAREDES RESISTENTES	137

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

O sismo é uma das catástrofes naturais mais prejudiciais e fatais para o ser humano. Nos últimos anos, este fenómeno natural foi responsável pela morte de milhares de pessoas e pelo colapso de incontáveis edifícios e obras de arte. Com a crescente cobertura por parte dos órgãos de comunicação social, um evento deste tipo aumenta o receio das populações, e procuram nos investigadores, e nos demais técnicos, uma resposta a este problema que nos assola.

No passado recente, a verificação da segurança das estruturas face à ação sísmica era encarada de forma simplificada. As dificuldades apresentadas pelos modelos numéricos complexos, associados à reduzida oferta de ferramentas adequadas, levavam os projetistas por caminhos mais simples.

A mais recente regulamentação europeia, Eurocódigo 8, aponta as análises não lineares estáticas e dinâmicas como análises de referência, sendo estas últimas as que permitem a obtenção de resultados mais rigorosos, permitindo simular efeitos variáveis no tempo. No entanto, estes processos são morosos, o que torna a sua aplicabilidade em muitas situações reduzida. Assim, os métodos estáticos assumem também grande importância, que apesar de não conduzirem a resultados tão rigorosos, apresentam-se como uma boa alternativa, de fácil tratamento, com resultados satisfatórios.

É prática corrente dos projetos de estruturas porticadas de betão armado desprezar a contribuição dos painéis de alvenaria de enchimento no comportamento e resposta sísmica destas estruturas, assumindo que se está do lado da segurança. Contudo, apesar deste procedimento ser conservativo para o caso das ações verticais, tal não se pode afirmar no caso de ações horizontais, das quais faz parte a ação sísmica.

Devido ao elevado número de parâmetros e variáveis de que depende o comportamento dos painéis de alvenaria, é normal que se despreze o seu efeito, pois a sua quantificação e modelação numérica apresenta-se difícil e morosa. As variações significativas nas propriedades materiais, na qualidade de construção, nas dimensões e aberturas dos painéis, tornam difícil sistematizar o comportamento destes.

Estudos recentes e observação de danos e colapsos em edifícios sujeitos a sismos mostram que a presença das paredes de alvenaria se faz sentir de forma importante na resposta sísmica de estruturas, alterando o seu comportamento, quer global ou local, atraindo forças para elementos estruturais que não foram dimensionados para tal. A contribuição deste material que parece ser desfavorável em algumas situações, pode também ter resultados positivos, sendo responsável pela diminuição de danos maiores devido ao acréscimo de resistência e diminuição dos deslocamentos relativos entre pisos.

Assim sendo, para resultados mais realistas e fidedignos, é necessário contabilizar as paredes de alvenaria de enchimento nas modelações dos edifícios, principalmente em zonas mais vulneráveis.

1.2 OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho tem como objetivo principal analisar numericamente a influência dos painéis de alvenaria de enchimento e das paredes resistentes em edifícios de betão armado, sujeitos à ação sísmica. Para isso foram selecionados três edifícios alvos de estudos anteriores realizados pelo LNEC. Estes edifícios sofreram algumas alterações de forma a darem origem a nove modelos diferentes cada. Neste contexto vai ser analisada a vulnerabilidade sísmica de modelos com e sem painéis de alvenaria de enchimento, reservando ainda lugar a modelos com rés-do-chão vazado.

A modelação numérica destes casos de estudo foi realizada no programa de cálculo automático SeismoStruct. Com a ajuda deste *software* foram realizadas várias análises não lineares, das quais se destaca a análise estática *pushover* e análises dinâmicas recorrendo a vários acelerogramas de sismos reais.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho encontra-se organizado em seis capítulos. Neste primeiro capítulo é apresentada uma introdução do trabalho, referindo-se quanto ao enquadramento, objetivos e organização do trabalho.

No capítulo 2 é apresentada uma breve revisão bibliográfica acerca do assunto de estudo. É feita uma análise sobre a influência e comportamento das paredes de alvenaria em estruturas de betão armado, apresentando os principais danos encontrados nestas estruturas sujeitas à ação sísmica. Neste capítulo também é apresentado o modelo usado na modelação dos painéis de alvenaria.

No terceiro capítulo são apresentados os vários casos de estudo, bem como a sua descrição estrutural e características dos materiais. Neste capítulo é ainda apresentada a ferramenta de cálculo usada, bem como os vários critérios inerentes à modelação numérica.

O capítulo 4 é dedicado à apresentação e análise dos resultados relativos às análises não lineares estáticas. Neste capítulo é abordada a análise estática *pushover*, o método N2 e uma caracterização preliminar através das frequências e modos de vibração de cada modelo, que, embora não sendo uma análise não linear, é importante para a caracterização do comportamento dos edifícios.

O quinto capítulo é dedicado à apresentação e análise dos resultados relativos às análises não lineares dinâmicas. O enorme volume de resultados resulta numa análise um pouco mais global, sendo os resultados apresentados sob a forma de curvas de vulnerabilidade e perfis de *drift*.

O sexto e último capítulo apresenta as principais conclusões obtidas durante todo o trabalho. Apresentam-se ainda alguns possíveis trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

INFLUÊNCIA DE PAREDES DE ALVENARIA EM ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO SUJEITAS À AÇÃO SÍSMICA

2.1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos a humanidade tem sido alvo de sismos catastróficos quer a nível de perdas humanas, quer em perdas materiais. Com o avanço da comunicação e do conhecimento, a consciencialização das populações é cada vez maior, o que tem levado a uma grande discussão entre a sociedade. Por um lado, há quem defenda que a legislação deve prever uma urgente avaliação da vulnerabilidade sísmica e intervenção nos edifícios existentes de modo a serem reforçados e assim melhorarem a sua resposta face à ação sísmica. Por outro lado, há quem defenda que tais medidas iriam ser dramáticas do ponto de vista financeiro.

Em Portugal, os edifícios de betão armado com paredes de alvenaria de enchimento são o tipo de construção mais comum. Este tipo de construção encontra-se em habitações unifamiliares e multifamiliares, mas também em grande parte dos serviços e equipamentos que constituem o parque edificado existente. Assim, este tipo de edifícios tem sido alvo de inúmeras investigações no sentido de perceber melhor o seu comportamento por forma a definir as melhores formas de dimensionamento, avaliação de segurança, assim como encontrar as melhores soluções para o seu reforço.

Neste capítulo são focados dois temas principais. Na primeira parte do capítulo é descrito de forma geral o comportamento sísmico de estruturas de betão armado, focando alguns dos principais danos existentes nas mesmas. É ainda feita uma breve referência ao Eurocódigo 8.

Na segunda parte é descrita a participação das paredes de alvenaria na resposta sísmica de estruturas de betão armado, onde serão também apresentados danos existentes nestas condições. No fim do capítulo é descrita a modelação do comportamento estrutural das paredes de alvenaria, onde é apresentado o modelo usado para as modelar neste trabalho.

2.2 COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

2.2.1 Introdução

Sismos recentes têm provocado um enorme impacto nas construções. Em zonas com grande densidade de construção, principalmente com elevado estado de degradação, os danos provocados são consideráveis, levando muitas vezes ao colapso de edifícios. Estes colapsos estão muitas vezes relacionados com deficiente comportamento estrutural [1].

O comportamento de estruturas de betão armado é influenciado pelas características de rigidez, resistência e ductilidade dos seus elementos. O comportamento estrutural é garantido pela resistência de cada um dos elementos e pelo modo como estes interagem entre si [2].

Nos pontos que se seguem vai ser abordada a resposta sísmica de estruturas de betão armado, assim como os principais danos verificados nas mesmas quando sujeitas à ação sísmica. No ponto 2.2.4 é feita uma breve referência ao Eurocódigo 8.

2.2.2 Resposta sísmica de estruturas de betão armado

A resposta de uma estrutura sujeita a uma ação sísmica, depende de condições internas e externas ao edifício, que influenciam o comportamento dos elementos estruturais. As condições externas de um edifício são as condicionantes que estão relacionadas com a sua envolvente, nomeadamente a topografia local e a sua relação com edifícios adjacentes. Condições internas são todas as condições que dizem respeito à estrutura, ductilidade, deformação, distribuição dos esforços e a capacidade da estrutura dissipar a energia transmitida pelo sismo [3].

Os edifícios são estruturas com elevado grau de hiperestaticidade. A sua resposta inelástica é controlada pela capacidade de redistribuição dos esforços que resultam da perda da capacidade resistente nas zonas críticas e pela possibilidade ou não destas mesmas zonas estarem aptas a se deformarem após essa perda [3]. As novas leis em vigor determinam que estas zonas críticas devem ser pormenorizadas em projeto para que a sua capacidade dúctil seja superior às exigências máximas provocadas pela ação dos sismos [4]. A regulamentação para o dimensionamento e verificação da segurança às ações sísmicas das estruturas é fundamental para a redução do risco sísmico dos edifícios, contudo não é suficiente [5]. Para uma construção com características “antissísmicas”, seriam necessárias medidas praticamente impossíveis do ponto de vista financeiro. Ainda assim, a regulamentação permite conceber estruturas menos vulneráveis à ação sísmica. Assim, de forma a garantir uma boa resposta estrutural face aos sismos é fundamental garantir a qualidade não só do projeto, mas também da construção. Sismos recentes mostram que a falta de qualidade destes dois aspetos é altamente prejudicial para o desempenho global das estruturas [6].

Um dos critérios mais importantes para um bom funcionamento de um edifício é a sua simplicidade estrutural. O edifício deve ser concebido com formas simples e regulares tanto em planta como em altura [7]. O efeito do comportamento assimétrico de estruturas, usualmente referidas como estruturas com maiores níveis de torção, é inconveniente do ponto de vista da resposta à ação sísmica. Os pilares mais afastados do centro de rotação sofrem esforços mais elevados, o que pode ser mais gravoso para as estruturas. Assim, é muito importante dotar as estruturas com rigidez distribuída simetricamente, de modo a que o centro de rigidez se situe o mais próximo possível do centro de massa.

2.2.3 Danos em edifícios de betão armado sujeitos à ação sísmica

Os danos em edifícios de betão armado sujeitos à ação sísmica são associados a várias causas. De uma forma geral, os danos são devidos ao deficiente confinamento do betão, à deficiente pormenorização das armaduras longitudinais e transversais, à falta de ductilidade das estruturas, à inadequada resistência ao corte e à flexão, às irregularidades em altura ou em planta e aos mecanismos do tipo viga-forte pilar-fraco [8].

Durante um sismo, os danos verificados em pilares, vigas, e ainda nas ligações entre as vigas e os pilares, estão geralmente relacionados com a falta ou deficiente pormenorização das armaduras de esforço transverso e de confinamento (figura 2.1).

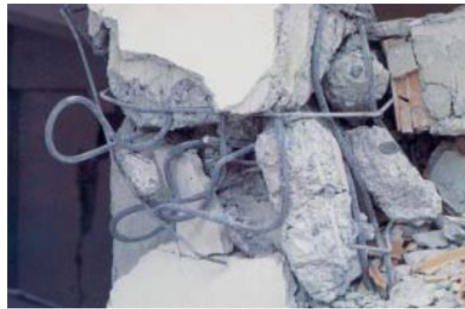


Figura 2.1 – Pilar de betão armado com inadequada armadura de esforço transverso [9]

Resultante da má pormenorização das armaduras está também relacionada a deficiente amarração e emendas das armaduras (figura 2.2).



Figura 2.2 – Pormenorização deficiente das armaduras [10] e [11]

Caso o risco sísmico seja muito elevado, a escolha do tipo de aço, suas quantidades e pormenorizações são muito importantes, caso contrário os elementos verticais podem induzir um mau comportamento em flexão (figura 2.3) [1].



Figura 2.3 – Rotura de pilares por flexão [1]

As irregularidades em planta e em altura, quer ao nível geométrico, quer ao nível estrutural podem provocar comportamentos indesejáveis nas estruturas tendo originado muitos danos e colapsos em estruturas de betão armado em sismos recentes. A observação de vários sismos recentes, demonstra que os edifícios mais simples e regulares exibem um melhor comportamento, enquanto que sistemas estruturais irregulares e complexos demonstram uma maior diversidade de danos [8].

Tal como dissera Varum, Moehle e Mahin, as irregularidades de rigidez, resistência ou massa das estruturas, seja em altura ou em planta, podem resultar em distribuições das forças horizontais muito diferentes das distribuições que se verificam em estruturas regulares (figura 2.4) [12].



Figura 2.4 – Danos num edifício irregular em planta [12]

Outro problema que tem causado danos severos nas estruturas de betão armado é a existência de mecanismos tipo viga-forte pilar-fraco. As estruturas estão dimensionadas para cargas verticais, produzindo estruturas com elementos horizontais com maior resistência e rigidez que os elementos verticais. A regulamentação recomenda que no dimensionamento de estruturas, para garantir as condições de ductilidade, as deformações em regime não-linear devem concentrar-se essencialmente ao nível das vigas e não nos pilares (figura 2.5) [1].



Figura 2.5 – Mecanismo viga-forte pilar-fraco [13] e [14]

Durante a ocorrência de sismos de intensidade média/elevada, as ações horizontais que afetam as estruturas é muito superior ao que normalmente é tido em conta no projeto, o que leva a esforços de corte superiores à capacidade resistente das secções de betão armado. A reduzida capacidade resistente dos elementos estruturais ao corte estão relacionadas com vários fatores: a) interrupções ou emendas da armadura longitudinal, em zonas onde o corte é mais evidenciado; b) insuficiência de armadura transversal, levando a um inadequado confinamento do betão e resistência ao corte; c) dimensões insuficientes das secções; d) má pormenorização das armaduras [1].

Sismos recentes mostram a importância das paredes estruturais no comportamento de edifícios de betão armado. Os danos verificados em edifícios com este sistema estrutural são em geral inferiores aos danos em edifícios com estrutura exclusivamente em pórtico. Contudo, embora estes elementos estruturais tenham uma influência bastante positiva, têm sido identificadas também algumas deficiências no seu comportamento sísmico, relacionadas fundamentalmente com a sua resistência ao corte e insuficiente ductilidade (figura 2.6) [15].



Figura 2.6 – Danos em parede de betão armado [16]

Para além dos problemas apresentados, o inadequado comportamento face aos esforços de corte pode estar relacionado com a insuficiente capacidade resistente da secção, pela insuficiente armadura de transverso e de confinamento e pela má pormenorização desta armadura ou pelo espaçamento inadequado (figura 2.7).



Figura 2.7 – Insuficiente capacidade ao corte [17] e [18]

Um bom desempenho estrutural não é suficientemente garantido pela adequada resistência, rigidez e ductilidade dos vários elementos que constituem o edifício. É também crucial garantir uma ligação eficiente entre estes elementos (vigas, pilares e paredes). Os nós que ligam os elementos estruturais podem sofrer danos significativos devido à inadequada resistência ao corte, à deficiente ancoragem da armadura principal dos elementos ao nó, ou à inadequada armadura de confinamento do nó (figura 2.8).



Figura 2.8 – Capacidade insuficiente dos nós viga-pilar [1]

2.2.4 O Eurocódigo 8 no projeto de estruturas resistentes aos sismos

O Eurocódigo 8 aplica-se ao projeto e à construção de edifícios e de outras obras de engenharia civil em regiões sísmicas. Tem por finalidade assegurar, em caso de ocorrência de sismos, que [4]:

- ✓ As vidas humanas são protegidas;
- ✓ Os danos são limitados;
- ✓ As estruturas importantes para a proteção civil se mantêm operacionais.

As estruturas nas regiões sísmicas devem ser projetadas e construídas de forma a que sejam satisfeitos os seguintes requisitos, cada um com um grau adequado de fiabilidade:

- ✓ Requisito da não ocorrência de colapso:

A estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir à ação sísmica de cálculo definida na regulamentação, mantendo assim a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo. A ação sísmica de cálculo é expressa a partir de a) da ação sísmica de referência associada a uma probabilidade de excedência de referência para um período de retorno de referência; b) do coeficiente de importância;

- ✓ Requisito de limitação de danos:

A estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir a uma ação sísmica cuja probabilidade de ocorrência seja maior do que a da ação sísmica de cálculo, sem a ocorrência de danos e de limitações de utilização, cujos custos sejam desproporcionadamente elevados em comparação com os da própria estrutura [4].

Para satisfazer os requisitos fundamentais anteriores, devem ser verificados os estados limites últimos e os estados limites de utilização. Os estados limites últimos estão associados ao colapso ou a outras formas de rotura estrutural que possam pôr em perigo a segurança das pessoas. Os estados limites de utilização são os associados a danos para além dos quais determinados requisitos de utilização deixam de ser satisfeitos [4].

O projeto de edifícios resistentes à ação sísmica é determinante para a realização deste trabalho. No capítulo 3 serão apresentados alguns casos de estudo que foram modelados com o intuito de responder ao objetivo deste trabalho. Cada caso de estudo divide-se em nove modelos diferentes, que são classificados de acordo com a regulamentação:

-Sistema Porticado: Sistema estrutural no qual a resistência, tanto às ações verticais como às laterais, é principalmente assegurada por pórticos espaciais cuja resistência à força de corte na base do edifício é superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural;

-Sistema de Paredes: Sistema estrutural no qual a resistência, tanto às ações verticais como às laterais, é principalmente assegurada por paredes estruturais verticais, cuja resistência à força de corte na base do edifício é superior a 65% da resistência total à força de corte de todo o sistema estrutural.

-Sistema Misto: Sistema estrutural no qual a resistência às ações verticais é principalmente garantida por pórticos espaciais e em que a resistência às ações laterais é assegurada em parte pelo sistema porticado e em parte por paredes estruturais [4].

2.3 PARTICIPAÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA NA RESPOSTA SÍSMICA DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

2.3.1 Introdução

Parede de alvenaria é um conjunto de blocos ou pedras, naturais ou artificiais, ligados entre si através de juntas de argamassa. A alvenaria é utilizada na construção com várias finalidades, nomeadamente compartimentação, proteção para o exterior, conforto térmico e acústico, podendo ainda ter funções estruturais, suportando esforços verticais ou horizontais. Uma parede de alvenaria pode ter um destes fins, ou a combinação de vários. Com o aparecimento do aço e do betão, as paredes de alvenaria têm cada vez mais limitada a sua função estrutural, sendo utilizadas correntemente como elementos não estruturais, daí estes elementos serem geralmente desprezados no dimensionamento dos edifícios [19].

Como foi referido, geralmente as paredes de alvenaria são apenas contabilizadas no dimensionamento como ação e não como rigidez e resistência. As razões que justificam este facto estão associadas à dificuldade na sua modelação numérica. Contudo, se este procedimento é conservativo quando se tratam de ações verticais, o mesmo não se aplica no caso das ações horizontais, das quais faz parte a ação sísmica. Estudos realizados demonstram que a presença de paredes de alvenaria tem uma enorme contribuição na resposta estrutural dos edifícios face à ação sísmica, pelo que, seja esta contribuição positiva ou negativa, torna necessária a sua contribuição no projeto estrutural [20]. É muito importante encontrar um modelo ideal que permita simular o comportamento das paredes de alvenaria durante um sismo de modo a conseguir realizar uma correta avaliação do desempenho dos edifícios e verificar qual a influência destas nos mesmos [21].

Neste subcapítulo é descrita a participação das paredes de alvenaria na resposta sísmica de estruturas de betão armado, onde serão também apresentados os principais danos existentes neste tipo de edifícios. É também descrita a modelação do comportamento estrutural das paredes de alvenaria, onde é apresentado o modelo usado para as modelar neste trabalho.

2.3.2 Influência das paredes de alvenaria nas estruturas de betão armado

Ao desprezar a contribuição das paredes de alvenaria no dimensionamento de estruturas de betão armado, a resposta sísmica prevista pode ser muito diferente da real. O comportamento frágil da alvenaria é suscetível de alterar tanto as condições estáticas como dinâmicas da estrutura, ao nível da rigidez, resistência, características dinâmicas e dissipação de energia atraindo forças para elementos estruturais que não foram dimensionados para tal [22].

Segundo Leuchars [23], a evolução do comportamento de um painel de alvenaria confinado por um pórtico de betão armado, sujeito a ações horizontais tem três fases:

Na primeira fase, o pórtico e a alvenaria apresentam um comportamento monolítico não havendo separação entre os mesmos. Ambos os elementos resistem a níveis de carga elevados sem apresentar fendilhação significativa. A duração desta fase depende principalmente da ligação entre o pórtico e a alvenaria (figura 2.9).

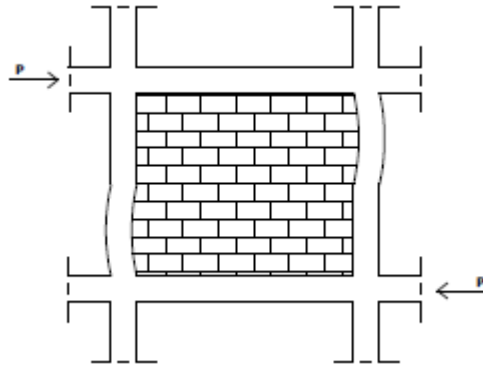


Figura 2.9 – Comportamento monolítico do conjunto [1]

Quando as deformações do pórtico e da alvenaria se tornam incompatíveis, surgindo escorregamentos e abertura de fendas na interface, principalmente nos cantos tracionados, termina a primeira fase. Quando ocorre este fenómeno de fendilhação dá-se o início da segunda fase, em que há progressão das fendas ao longo do painel para as zonas dos cantos comprimidos. A parede funciona como uma biela diagonal comprimida (figura 2.10).

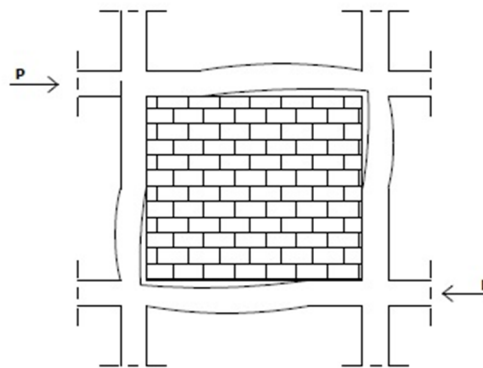


Figura 2.10 – Separação entre o pórtico e a alvenaria [1]

A terceira e última fase inicia-se com a rotura. Esta rotura pode iniciar-se na alvenaria ou no pórtico dependendo da resistência relativa. Pode dar-se uma rotura prematura dos pilares caso a alvenaria possua uma resistência elevada. Caso contrário, a rotura da alvenaria ocorre segundo um dos seguintes mecanismos, ou como combinação dos mesmos:

- ✓ Rotura por deslizamento ao longo das juntas horizontais de argamassa (Figura 2.11a);
- ✓ Rotura por tração com fendilhação na direção diagonal comprimida (Figura 2.11b);
- ✓ Rotura por esmagamento localizado nos cantos comprimidos (figura 2.11c).

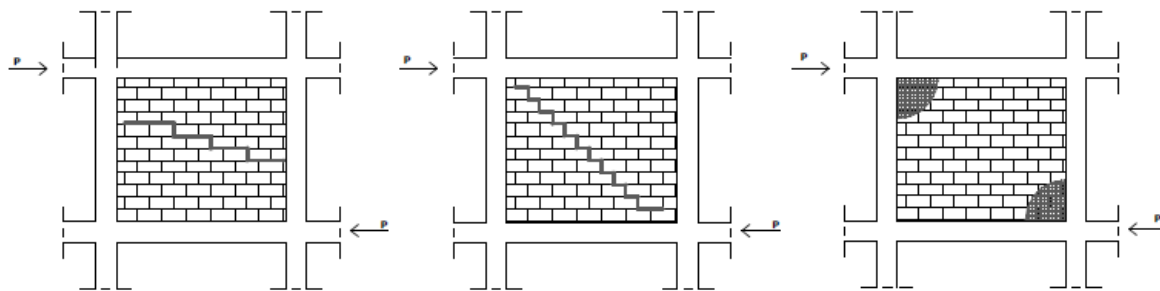


Figura 2.11 – Modos de rotura da alvenaria [1]

Na próxima subsecção são apresentados alguns danos típicos de pórticos de betão armado preenchidos com alvenaria. Assim, é possível entender melhor a influência deste elemento nas estruturas de betão armado.

2.3.3 Danos nas construções causados pelas paredes de alvenaria

A maioria dos edifícios em Portugal possuem paredes de alvenaria de enchimento, que, como foi referido, não sendo elementos resistentes, são desprezadas no dimensionamento. Apesar de ser um elemento relativamente frágil, desprezar a presença destas paredes pode não ser uma medida pelo lado da segurança pois quando sujeitas a ações horizontais podem comportar-se como bielas diagonais à compressão aumentando significativamente a rigidez da estrutura e conseqüentemente a frequência natural de vibração, podendo agravar a resposta à ação sísmica [5].

Por estas razões e outras mais, deve-se ter em conta a influência das paredes de alvenaria no dimensionamento de edifícios. A não consideração das mesmas poderá alterar a resposta à ação sísmica podendo ser produzidos mecanismos de comportamento inesperados que podem provocar o colapso de estruturas [24].

Em muitos edifícios, os painéis de alvenaria não preenchem na totalidade a altura de um piso. Isto deve-se à existência de portas, janelas, patamares, sendo que parte dos pilares adjacentes ficam sujeitos a maiores esforços de corte, que normalmente não são contabilizados. Como por norma as estruturas são dimensionadas para garantir ductilidade na resposta sísmica, é esperada a formação de rótulas plásticas nas extremidades dos elementos [22].

Todavia, a presença de um painel parcial em altura confere bastante mais rigidez à parte do pilar contíguo, deixando um troço entre o topo do painel e o topo do pilar mais frágil, onde se concentra a deformação (figura 2.12).

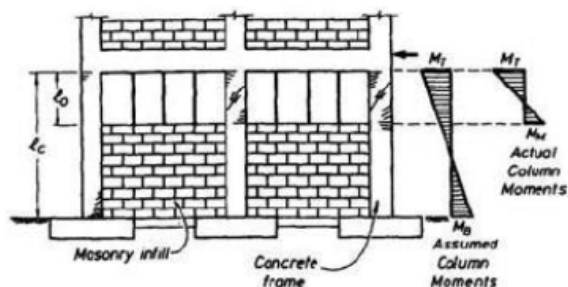


Figura 2.12 – Pórtico de Betão Armado parcialmente preenchido por alvenaria [22]

Deste modo, surge uma rótula plástica num local intermédio do pilar, mecanismo que a pormenorização da armadura pode não prever, originando um aumento das forças de corte no pilar e sua consequente rotura originando assim o denominado mecanismo de *short-column* (figura 2.13).



Figura 2.13 – Mecanismo do tipo “pilar-curto” devido à interrupção das alvenarias [18] e [25]

Na figura 2.14 podem observar-se os danos visíveis num edifício de três pisos, onde se realça a influência da interação entre os painéis de alvenaria e os elementos estruturais. É possível observar zonas da estrutura onde os danos se concentram nos painéis de alvenaria a), mas também se observam pontos onde surgem danos severos nos elementos estruturais b) e c) [26].



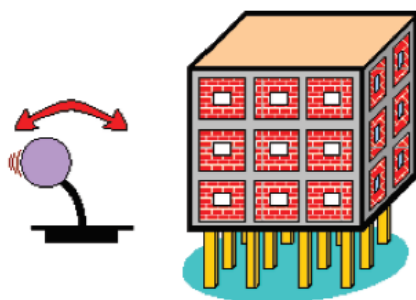
Figura 2.14 – Separação dos painéis de alvenaria de enchimento e a estrutura de betão armado, a), com concentração de danos na alvenaria, b) e c), com concentração de danos na alvenaria e na estrutura confinante [27]

Uma correta conceção estrutural é essencial para um bom comportamento face a qualquer tipo de solicitação. Edifícios simples, regulares e com boa resistência a solicitações horizontais aparentam um melhor desempenho. Em contrapartida, edifícios complexos geralmente exibem estruturas cujas dimensões e pormenorização dos seus elementos apresentam algumas deficiências [18].

Variações bruscas de rigidez, massa ou resistência do edifício e/ou propriedades dos elementos estruturais e não estruturais quer em planta, quer em altura podem significar distribuições de forças e deformações muito diferentes daquelas que surgem em edifícios regulares [28].

Com o aparecimento da arquitetura moderna em Portugal surgiram edifícios em que a parede de alvenaria era inexistente no rés-do-chão de forma a aumentar o espaço aberto e útil para os utilizadores [29]. Esta nova ideia de construção muito comum na década de setenta introduz novas vulnerabilidades nos edifícios, uma vez que é introduzida uma grave irregularidade de rigidez em altura. Este mecanismo é designado por *soft-storey*. Todo o edifício é constituído por paredes de alvenaria exceto o rés-do-chão.

O edifício assente sobre pilares comporta-se como um pêndulo invertido quando sujeito a um sismo, verificando-se que a maior parte dos deslocamentos se concentram no primeiro piso (figura 2.15). Os pilares que ali se situam são sujeitos a um *drift* muito elevado podendo mesmo entrar em colapso.



**Figura 2.15 – Edifício com rés-do-chão vazado com comportamento tipo “pêndulo invertido”
(adaptado de [30])**

Vários autores, nomeadamente Rodrigues [1], Manfredi [20], estudaram este tipo de mecanismo. A existência do mecanismo *soft-storey* torna o edifício mais vulnerável, verificando-se que quando solicitado por um sismo, o piso inferior apresenta deslocamentos mais elevados. Estudos mostram que tal não se verifica quando a distribuição das paredes de alvenaria é uniforme (figura 2.16).

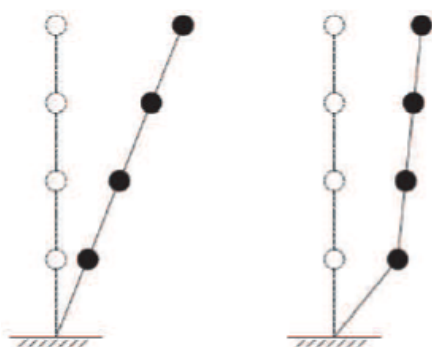


Figura 2.16 – Primeiro modo de vibração de uma estrutura a) Distribuição uniforme da alvenaria, b) Mecanismo de *soft-storey* provocado por ausência de alvenaria no rés-do-chão (adaptado de [31])

Uma correta distribuição das paredes de alvenaria num edifício pode por outro lado produzir um efeito benéfico na resposta estrutural, pois reduz as deformações e os danos impostos pelo sismo. O aumento de rigidez revela-se importante na resposta sísmica de um edifício, no entanto, caso este apresente uma irregularidade ao nível da rigidez dos elementos quer estruturais ou não estruturais pode ser desencadeado o mecanismo de *soft-storey*. Assim pode concluir-se que o efeito benéfico das paredes de alvenaria pode facilmente ser contrariado sendo mesmo uma das maiores causas do colapso de edifícios [32].

O mecanismo de *soft-storey* é uma das principais causas de colapso de edifícios de betão armado preenchidos por alvenaria. Por esta razão, este tipo de construção é alvo de estudo neste trabalho, pelo que três dos nove modelos a serem estudados têm esta composição. Na figura 2.17 podem observar-se casos do mecanismo de *soft-storey*.



Figura 2.17 – Mecanismo de *soft-storey* [10] e [33]

2.3.4 Modelação do comportamento estrutural das paredes de alvenaria

A interação entre as estruturas de betão armado e as paredes de alvenaria tornou-se um ponto fundamental a ser investigado pelas comunidades científicas. Foram desenvolvidos vários estudos numéricos e ensaios experimentais com o intuito de interpretar este fenómeno.

Existem vários métodos para modelar o comportamento estrutural das paredes de alvenaria, dos quais se destacam dois grupos: micro-modelos e macro-modelos [34].

Nos micro-modelos, é feita uma discretização ao nível do elemento, havendo separação entre os vários constituintes das paredes de alvenaria (tijolo, junta de argamassa), de forma a serem atribuídas diferentes características de comportamento a cada tipo de elemento. Este tipo de modelos resulta numa representação muito próxima da realidade, tendo em conta os efeitos locais e globais e permite representar padrão de fendilhação da estrutura, o valor da carga última e o mecanismo de colapso associado. No entanto, o elevado número de parâmetros necessários à sua caracterização e o elevado esforço de cálculo dificultam o uso deste modelo na análise completa de edifícios [1].

Nos macro-modelos apenas é necessária uma lei constitutiva global para a alvenaria, resultando em modelos com menor grau de refinamento. São modelos mais simples e práticos, permitindo uma representação global do comportamento da parede e também da sua influência na resposta sísmica.

No presente trabalho foi adotado um macro-modelo proposto por Crisafulli [21], testado experimentalmente por Smyrou [35], que verificou que os resultados obtidos pela modelação numérica eram muito próximos dos resultados experimentais. Assim será apresentado o modelo utilizado bem como todos os parâmetros necessários à sua definição.

2.3.5 Modelo para representação das paredes de alvenaria

Como foi referido em 2.3.2, o conjunto pórtico de betão armado-parede de alvenaria tem um comportamento monolítico para ações sísmicas baixas. Contudo, com o aumento do valor dessas ações, a deformação lateral aumenta e o comportamento do conjunto torna-se mais complexo, resultando na separação entre as duas componentes. Perante este caso, o pórtico de betão armado sofre deformação por flexão enquanto que a parede de alvenaria se deforma por corte, havendo contacto entre estes apenas nos cantos comprimidos. Se existir algum tipo de ligação entre o pórtico e a alvenaria, este comportamento não se verifica [1].

Para simular a presença das paredes de alvenaria na resposta sísmica de estruturas, são utilizadas barras diagonais com características mecânicas e geométricas que simulem o comportamento da parede e do conjunto pórtico-parede (figura 2.18) [34].

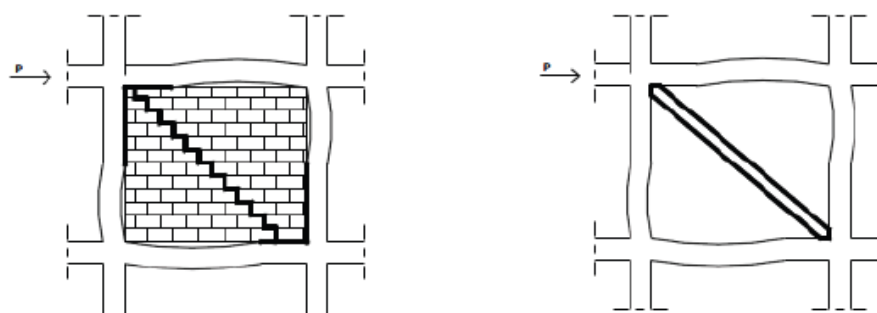


Figura 2.18 – Representação das barras diagonais que simulam o comportamento da alvenaria e do conjunto pórtico-parede (adaptado de [1])

O modelo testado por Smyrou contempla o conjunto de dois modelos: Modelo da dupla biela equivalente, que recorre a bielas de tração/compressão e ao modelo de corte, que recorre a molas de deslizamento.

Segundo Crisafulli, cada parede de alvenaria é representada por quatro bielas e duas molas de comportamento não-linear sendo que em cada direção diagonal possui duas bielas paralelas que transmitem os esforços e deformação nos dois cantos diagonalmente opostos e uma mola para contabilizar a resistência e o deslizamento. A presença da mola mostra a importância da força e deformação por corte na resposta de uma parede de alvenaria não estrutural [35].

Na figura 2.19 está representado o modelo utilizado para a modelação das paredes de alvenaria. À esquerda, a) está representado o modelo da biela diagonal equivalente. Existem quatro nós internos que simulam os pontos de contacto entre o pórtico e a alvenaria na realidade. Estão representados outros quatro nós (fictícios) com o intuito de representar o comprimento e a largura do contacto entre o conjunto. À direita, b) podemos observar o modelo de corte representado pela mola de deslizamento.

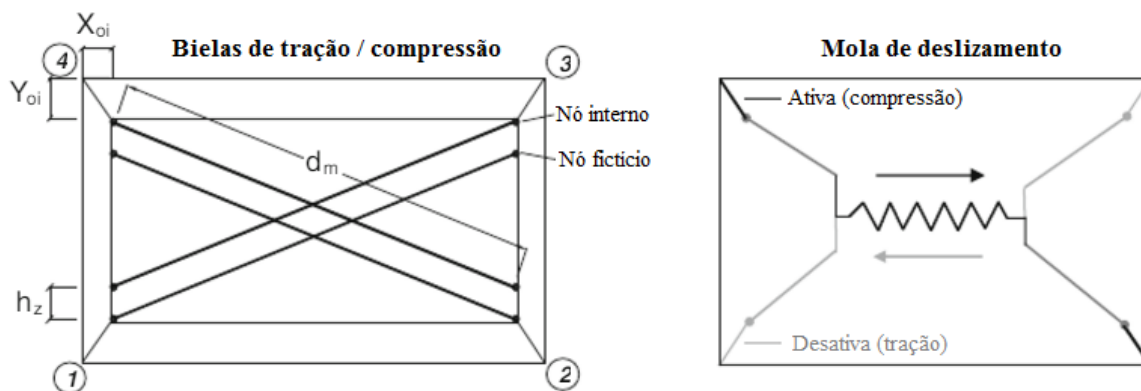


Figura 2.19 – Modelo utilizado para a modelação das paredes de alvenaria (adaptado de [34])

Dito de outra maneira, o modelo da biela diagonal equivalente considera que as forças e os momentos são introduzidos nos pilares como resultado da excentricidade com que os elementos de betão armado adjacentes comprimem as paredes de alvenaria. Os deslocamentos e as forças originados nos pontos fictícios são transformados em deslocamentos nos nós externos adjacentes. A direção da mola depende da direção do deslocamento [35].

As bielas diagonais utilizam o modelo de comportamento histerético desenvolvido por Crisafulli [36] (figura 2.20 a) o qual consiste em cinco leis que têm em conta os diferentes modos de tensão, enquanto que a biela de deslizamento utiliza uma lei de comportamento histerético bilinear (figura 2.20 b).

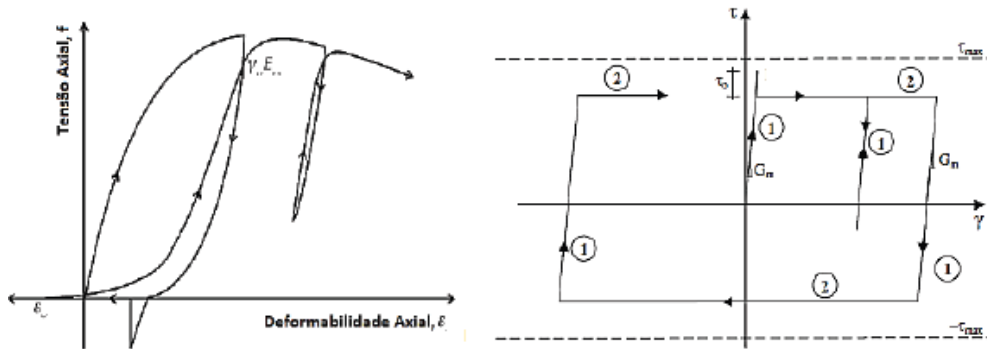


Figura 2.20 – Comportamento histerético a) das bielas de compressão, b) da mola de deslizamento (adaptado de [37])

2.3.6 Parâmetros do modelo

A aplicação deste modelo exige um cálculo e seleção de diversos parâmetros. São necessários determinados parâmetros mecânicos, geométricos e empíricos para definir o comportamento dos suportes da alvenaria, que serão apresentados de seguida.

2.3.6.1 Parâmetros mecânicos

Resistência à compressão $f_{m\theta}$: Parâmetro que controla a resistência do suporte e tem de se distinguir da força de compressão padrão da alvenaria, tendo em conta a inclinação das tensões principais de compressão assim como o modo de rotura expectável da alvenaria. Pode ser calculada a partir da equação 1 quando se possui valores experimentais de ensaios à compressão da alvenaria [35]:

$$f_{m\theta} = f_1 \text{sen}(\theta)^2 \quad (1)$$

Em que:

$f_{m\theta}$ – resistência à compressão na direção θ ;

f_1 - valor da tensão principal registada nos ensaios à compressão das paredes de alvenaria;

θ – Ângulo da biela com a direção horizontal (Figura 2.21).

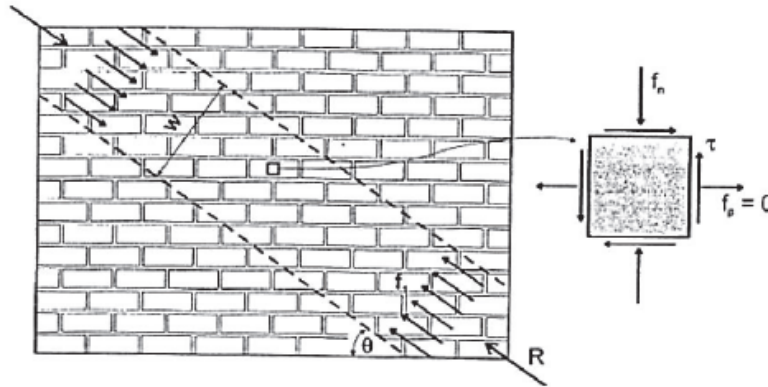


Figura 2.21 – Estado de tensão considerado para avaliar a tensão de compressão $f_{m\theta}$
(adaptado de [35])

O valor da tensão principal usada neste trabalho é de 1.1MPa, valor este estimado em testes experimentais realizados na Universidade de Pavia [35].

Módulo de Elasticidade E_m : Representa o declive inicial da curva tensão-extensão e o seu valor tem grandes variações, podendo mesmo estar entre 400 $f_{m\theta}$ e 1000 $f_{m\theta}$. A resistência à compressão $f_{m\theta}$ pode tomar valores diferentes consoante a dimensão da parede, assim, o módulo de elasticidade variará de igual forma dado que são grandezas diretamente proporcionais [35]. A expressão adotada para determinar este parâmetro é dada pela equação 2:

$$E_m = 1000 f_{m\theta} \quad (2)$$

Resistência à tração f_t : Representa o valor da resistência à tração da parede de alvenaria. Depois de vários ensaios experimentais estima-se o valor de 0.575MPa, sendo o valor adotado neste trabalho [37].

Extensão à máxima tensão ϵ_m : Representa a deformação imposta pela força máxima e influencia a rigidez secante do ramo ascendente da curva tensão-deformação. O valor fornecido por Smyrou e que fornece melhores resultados é o de 0.0012 [34].

Extensão última ϵ_u : Este parâmetro serve para controlar o ramo descendente da curva tensão-deformação, que é modelado através de uma parábola de forma a obter um melhor controlo da resposta das bielas. O valor sugerido por Smyrou é o de 0.024 [34].

Extensão de fechamento ϵ_c : Define a extensão depois das fraturas fecharem parcialmente, permitindo o desenvolvimento de tensões de compressão. Os valores sugeridos por Smyrou variam entre 0 e 0.003 [34].

Tensão de ligação de deslizamento τ_0 e coeficiente de atrito μ e tensão máxima de deslizamento: A tensão de deslizamento resulta da combinação de dois mecanismos: A tensão de ligação e a resistência do atrito entre pontos de argamassa e os tijolos. A tensão de deslizamento pode definir-se como a soma das tensões de ligação de deslizamento τ_0 e do coeficiente de atrito μ multiplicados pelo valor absoluto da tensão normal de compressão na direção perpendicular às juntas horizontais. Os valores de τ_0 e de μ podem ser obtidos através de ensaios de deslizamento [34].

2.3.6.2 Parâmetros geométricos

Distância vertical e horizontal dos pontos externos x_{oi} e y_{oi} : Representa a redução das paredes de alvenaria devido à profundidade dos elementos de betão armado. Estes dois parâmetros definem as coordenadas dos nós fictícios [34].

Espessura da parede de alvenaria t_w : É o valor da espessura da parede de alvenaria considerando a presença de juntas de argamassa.

Separação vertical entre as bielas h_z : A distância entre as bielas conduz a resultados razoáveis para valores entre 1/3 e 1/2 do comprimento de contacto. O comprimento de contacto é calculado através da equação 3, sugerida por Smyrou [34]:

$$z = \frac{\pi}{2 * \lambda} \quad (3)$$

Em que:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{Em * t_w * \sin(2\theta)}{4 * Ec * Ic * hw}} \quad (4)$$

Onde $EcIc$ é a rigidez à flexão dos pilares, sendo os restantes parâmetros apresentados na figura 2.22.

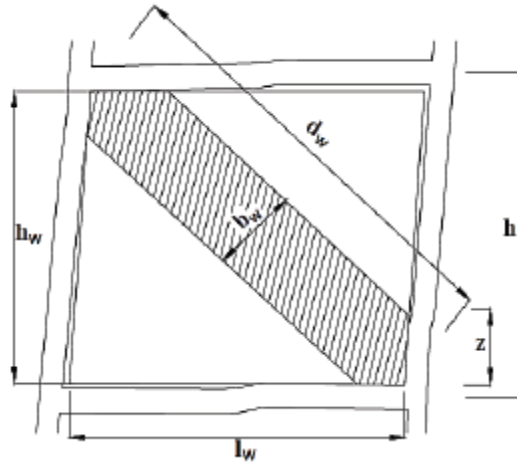


Figura 2.22 – Configuração da parede de alvenaria com os respetivos parâmetros geométricos
(adaptado de [35])

Área da biela: É o produto da espessura da parede e a largura equivalente da biela b_w , que varia entre 10% e 25% da diagonal da parede de alvenaria. Até a parede fissurar, o comprimento de contacto entre os elementos de betão armado e a alvenaria diminui com o aumento dos deslocamentos laterais afetando assim área equivalente das bielas. Para controlar a variação da rigidez e do comprimento axial da biela, o valor da área residual é inserido no modelo sob a forma de percentagem da área inicial. O valor da área varia linearmente em função da deformação axial (Figura 2.23).

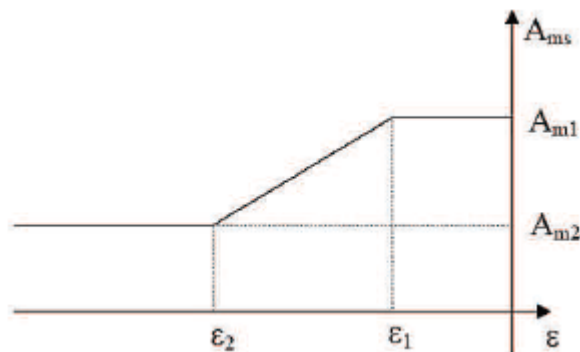


Figura 2.23 – Variação da área da parede de alvenaria em função da deformação axial
(adaptado de [35])

Uma correta avaliação da área da biela equivalente consiste no facto da rigidez da parede de alvenaria e, conseqüentemente a rigidez global, serem diretamente afetadas [35]. Smyrou sugere valores de 0.0003 e 0.0006 para ϵ_1 e ϵ_2 respetivamente para paredes de alvenaria de pequenas dimensões e de 0.0005 e 0.0009 para paredes de alvenaria de grandes dimensões.

2.3.6.3 Parâmetros empíricos

Para concluir a lista de parâmetros necessários à modelação das paredes de alvenaria resta definir os valores empíricos envolvidos no cálculo de diferentes parâmetros associados ao comportamento cíclico. Crisafulli recomenda uma série de valores que foram obtidos através de resultados experimentais (Tabela 2.1).

Tabela 2.1 – Valores sugeridos por Crisafulli, valores limite e valores adotados para os parâmetros empíricos (adaptado de [36]).

Parâmetros Empíricos			
Parâmetros	Valores Sugeridos	Valores Limites	Valores Adotados
γ_{un}	1,5-2,5	$\geq 1,0$	1,7
α_{re}	0,2-0,4	≥ 0	0,2
α_{ch}	0,3-0,6	0,1-0,7	0,7
β_a	1,5-2,0	≥ 0	2,0
β_{ch}	0,6-0,7	0,5-0,9	0,9
γ_{plu}	0,5-0,7	0-1,0	1,0
γ_{plr}	1,1-1,5	$\geq 1,0$	1,1
Ex1	1,5-2,0	≥ 0	3,0
Ex2	1,0-1,5	≥ 0	1,0

2.4 CONCLUSÃO

Neste capítulo foi abordado o comportamento sísmico de estruturas de betão armado e a influência de paredes de alvenaria de enchimento nestas estruturas. A resposta sísmica de estruturas de betão armado é afetada por diversas condições internas e externas. O projeto de edifícios deve seguir sempre as normas em vigor, tentando que as estruturas sejam o mais simples e regulares em altura e em planta possível. Alterações significativas de rigidez e resistência podem afetar gravemente a resposta sísmica. Neste capítulo foram também abordadas as principais causas de dano em edifícios de betão armado sujeitos à ação sísmica, tendo sido feita uma breve referência ao Eurocódigo 8. Na segunda parte do capítulo foi analisada a influência das paredes de alvenaria nas estruturas de betão armado, percebendo a interação entre elas e os elementos de betão armado que as confinam.

Quando sujeitas a um sismo, as paredes de alvenaria passam por três fases fundamentais: a) aparecimento de fendas nos cantos tracionados, b) progressão das fendas em direção aos cantos comprimidos, c) rotura da parede de alvenaria. A rotura de uma parede de alvenaria pode ser três tipos: a) rotura ao longo das juntas, b) rotura diagonal, c) rotura por esmagamento dos cantos comprimidos. Neste capítulo foram apresentados os principais danos nas estruturas de betão armado causados pela presença de painéis de alvenaria de enchimento. No final do capítulo foi descrito o modelo utilizado para modelar as paredes de alvenaria no presente trabalho.

É de realçar mais uma vez a importância de incluir a modelação das paredes de alvenaria no projeto de edifícios. A presença deste elemento pode ser benéfica ou não, dependendo dos casos. Assim a sua modelação torna-se fundamental, de modo a obter-se uma melhor resposta sísmica nos nossos edifícios.

CAPÍTULO 3

CASOS DE ESTUDO

3.1 INTRODUÇÃO

Para dar resposta aos objetivos definidos para este trabalho foram selecionados três edifícios tipo de betão armado, sendo que estes foram alvo de estudos efetuados pelo LNEC. Estes edifícios foram projetados para dar resposta a uma investigação na área do dimensionamento sísmico de elementos estruturais [38].

Neste capítulo serão apresentados os edifícios em estudo neste trabalho, uma descrição estrutural detalhada e as variações introduzidas nos edifícios para avaliar o comportamento das diferentes variáveis em análise neste trabalho.

Após a apresentação dos casos de estudo, será descrita a ferramenta de cálculo usada para responder aos objetivos pretendidos com este trabalho, bem como as características dos materiais usados nos edifícios. Serão ainda apresentados os critérios usados na modelação numérica realizada em cada edifício.

3.2 EDIFÍCIOS PT

3.2.1 Introdução

Aquando da aplicação da nova regulamentação relativamente à ação dos sismos em edifícios comuns, o LNEC levou a cabo um estudo onde foram dimensionados vários edifícios-tipo de acordo com as prescrições do Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, de modo a auxiliar os projetistas no dimensionamento de edifícios [39].

A análise sísmica foi baseada no RSA permitindo obter forças equivalentes à ação sísmica a aplicar em cada um dos pisos do edifício [40].

O LNEC estudou vários edifícios-tipo denominados por “Edifícios PT”, que são edifícios constituídos por estruturas porticadas de betão armado. A esta denominação acrescenta-se um número indicando a quantidade de pisos que constitui o edifício. Para a realização deste trabalho, foram escolhidos pórticos representativos dos edifícios PT8, PT6 e PT4. Nos estudos efetuados pelo LNEC não foram considerados os efeitos das paredes de alvenaria tal como acontece na prática de dimensionamento corrente. Assim, de forma a satisfazer os objetivos deste trabalho, foram realizadas várias adaptações estruturais, de forma a poder transformar estes edifícios em nove modelos diferentes cada, que serão apresentados de seguida.

3.2.2 Descrição estrutural

Como referido anteriormente, foram estudados três edifícios diferentes, edifício PT8, PT6 e PT4. No entanto, são diferentes apenas no número total de pisos, pelo que todas as outras características estruturais são iguais. Neste capítulo será feita uma descrição completa e detalhada do edifício PT8, tendo em conta que o PT6 resulta do anterior subtraindo os dois últimos pisos mais próximos do solo, e que o PT4 resulta do PT6 da mesma maneira descrita para o outro caso.

O edifício PT tem dimensões em planta de 20x15 metros, sendo constituído por módulos de 4x5 metros, tendo cada piso uma altura de 3 metros, (figura 3.1).

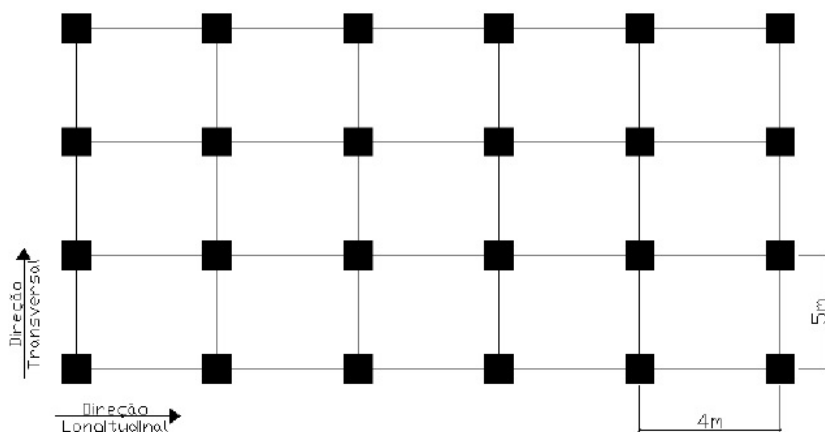


Figura 3.1 – Disposição em planta do edifício PT8 [5]

O edifício PT8 apresenta uma estrutura porticada simétrica em ambas as direções principais, sendo constituído por pilares, vigas e lajes. No seu dimensionamento, considerou-se que todo o edifício se encontrava encastrado ao nível do rés-do-chão. Esta é uma simplificação da ligação da estrutura do edifício ao terreno de fundação, no entanto, este parâmetro não tem influência significativa naquele que é o objeto de estudo deste trabalho. Desta forma, importa conhecer as características geométricas dos elementos que constituem o edifício assim como os materiais que o constituem [40].

O edifício é constituído por seis pórticos transversais espaçados de 4 metros, e por quatro pórticos longitudinais distanciados de 5 em 5 metros.

3.2.3 Edifício PT8

O edifício PT8 foi alvo de uma análise plana, sendo que foi apenas estudado um dos quatro pórticos longitudinais que o constituem. No entanto, como foi referido em 3.2.1, este pórtico sofreu várias adaptações, de modo a perfazer um total de nove modelos diferentes (figuras 3.2, 3.3 e 3.4). Este edifício, tal como o nome indica, é constituído por oito pisos, perfazendo uma altura total de 24 metros.

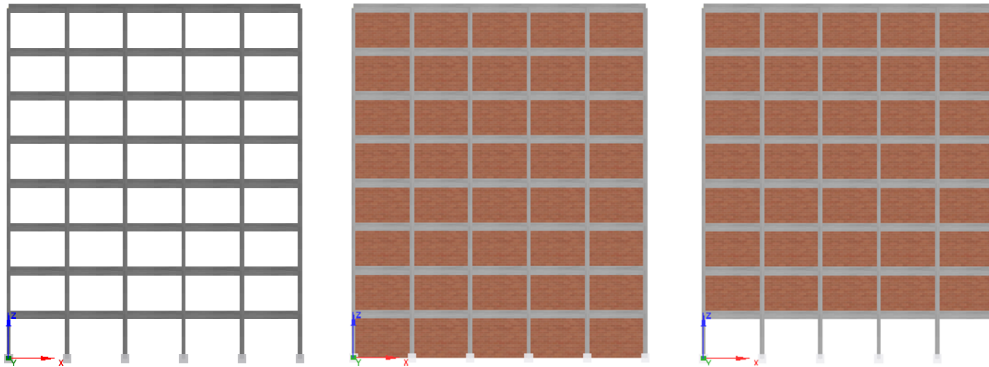


Figura 3.2 – Edifício PT8 – a) S. Porticado; b) S. Porticado+Alvenaria; c) S. Porticado+Alvenaria RCV

Na figura 3.2 são apresentados três modelos diferentes que contemplam sistemas estruturais porticados, em que o modelo a) não tem alvenaria, o modelo b) tem alvenaria em todo o edifício e o modelo c) tem alvenaria em todo o edifício excetuando no rés-do-chão.

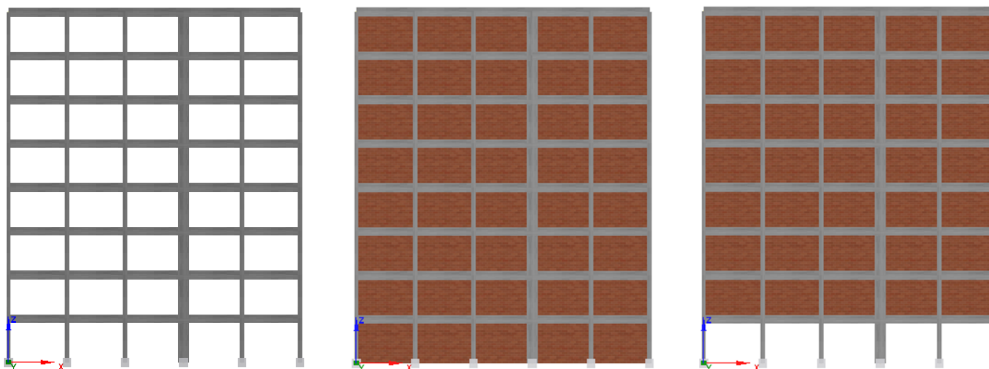


Figura 3.3 – Edifício PT8 – a) S. Misto; b) S. Misto+Alvenaria; c) S. Misto+Alvenaria RCV

Na figura 3.3 constam três modelos diferentes, com a mesma disposição de alvenarias da figura 3.2, no entanto, estes modelos contemplavam sistemas estruturais porticados, mas um dos pilares centrais foi substituído por uma parede de betão armado, conferindo assim ao sistema uma classificação de sistema estrutural misto de acordo com o prescrito no Eurocódigo 8.

Na figura 3.4 estão apresentados três modelos à semelhança das figuras 3.2 e 3.3. Nestes casos o pilar central considerou uma parede de betão armado mais robusta conferindo assim ao sistema uma classificação de sistema estrutural parede de acordo com o prescrito no Eurocódigo 8, sendo esta parede responsável por aproximadamente 90% da rigidez total do edifício na direção em estudo.

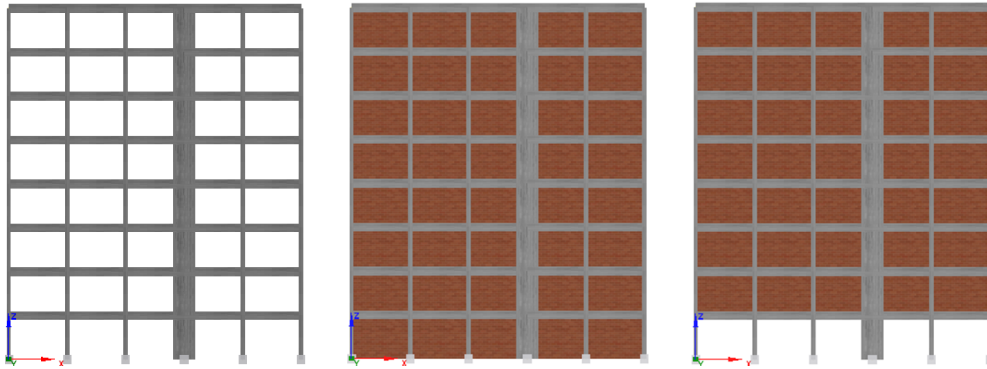


Figura 3.4 – Edifício PT8 – a) S. Parede; b) S. Parede+Alvenaria; c) S. Parede+Alvenaria RCV

As secções transversais e armaduras dos elementos de betão armado que constituem o edifício PT8 encontram-se no Anexo A1.

3.2.4 Edifício PT6

À semelhança do edifício PT8, este edifício foi alvo de uma análise plana, sendo estudado apenas um dos quatro pórticos longitudinais que o constituem. Como o nome indica, este segundo caso de estudo é constituído por seis pisos em altura, bastando para tal, eliminar os dois pisos inferiores do edifício PT8. Para satisfazer os requisitos necessários ao estudo, o edifício inicialmente porticado e sem alvenaria sofre algumas adaptações de forma a constituir nove modelos diferentes. O segundo caso de estudo tem uma altura total de 18 metros.

Uma vez que os modelos estudados no segundo caso de estudo são semelhantes aos do caso de estudo anterior, são representados na figura seguinte apenas três dos nove modelos em estudo. Os modelos representados correspondem respetivamente ao Sistema Porticado, Sistema Misto e Sistema Parede sem qualquer alvenaria. Os restantes seis modelos não serão apresentados, uma vez que toda a metodologia já foi apresentada para o edifício PT8 (figura 3.5).

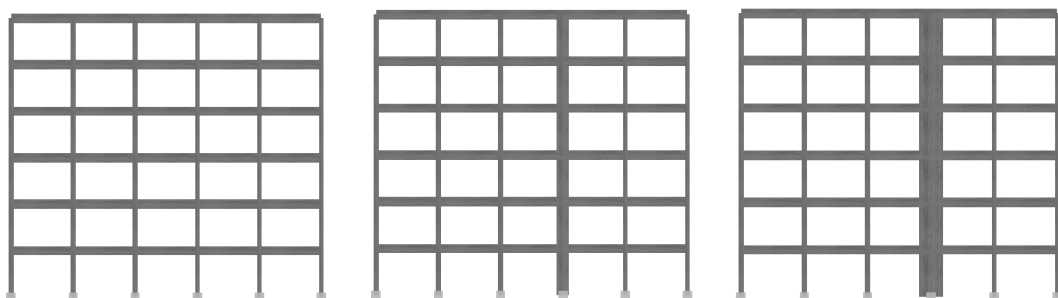


Figura 3.5 – Edifício PT6 – a) S. Porticado; b) S. Misto; c) S. Parede

As secções transversais e armaduras dos elementos de betão armado que constituem o edifício PT6 são iguais às que constituem o PT8.

3.2.5 Edifício PT4

O terceiro caso de estudo, o edifício PT4, foi alvo de uma análise plana, sendo estudado apenas um dos quatro pórticos longitudinais que o constituem.

Este caso de estudo é constituído por quatro pisos tendo sido obtido pela eliminação dos dois pisos inferiores do edifício PT6. Para satisfazer os requisitos necessários ao estudo, o edifício inicialmente porticado e sem alvenaria sofre algumas adaptações de forma a constituir nove modelos diferentes. O terceiro caso de estudo tem uma altura total de 12 metros.

Tal como foi referido em 3.2.2, os edifícios PT em estudo são iguais em todas as suas características, excetuando o número de pisos em cada um. Assim, os modelos estudados são iguais para os três casos de estudo, não sendo necessária uma descrição tão detalhada neste campo de aplicação. A figura que se segue mostra apenas três dos nove modelos estudados (figura 3.6).

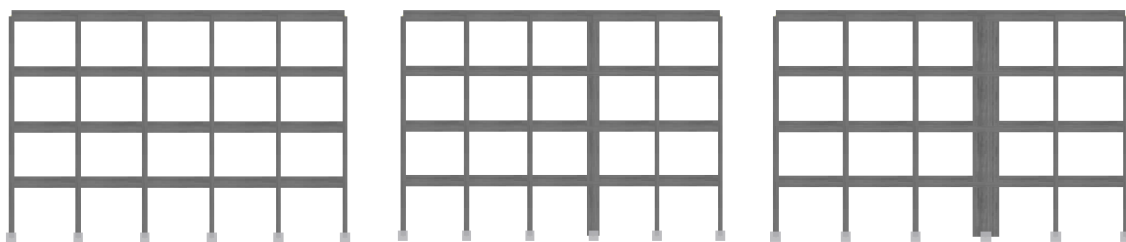


Figura 3.6 – Edifício PT4 – a) S. Porticado; b) S. Misto; c) S. Parede

As secções transversais e armaduras dos elementos de betão armado que constituem o edifício PT4 são iguais às que constituem o PT8.

3.3 Modelação Numérica

3.3.1 Introdução

A modelação numérica depende de vários fatores muito importantes. As características geométricas e materiais usados nos diversos casos de estudo são exemplos disso mesmo, pois destes depende a resposta estrutural dos edifícios.

A modelação numérica dos edifícios foi realizada com o intuito de reproduzir o comportamento não linear das estruturas face à ação sísmica, de forma a obter os resultados com um grau de confiança elevado.

Nesta secção é descrita a ferramenta de cálculo utilizada no processo de modelação. O programa utilizado permite o uso de diferentes leis, que caracterizam o comportamento dos materiais usados. É feita ainda a descrição detalhada do processo de modelação, tendo em consideração as características dos materiais usados, bem como as cargas consideradas. No final da secção é feita uma calibração dos modelos dos edifícios estudados, por forma a poder comparar os valores das frequências fundamentais obtidas pelo LNEC e os valores obtidos nos modelos em estudo.

3.3.2 SeismoStruct

A ferramenta de cálculo utilizada no presente trabalho foi o programa SeismoStruct, desenvolvido pela empresa SeismosoftLTd [41].

O SeismoStruct é um programa de modelação baseado em elementos finitos de barra, capaz de gerar modelos bidimensionais e tridimensionais de análises estáticas e dinâmicas ao longo do tempo, com uma visualização completa dos dados necessários a essas análises.

Existem inúmeras ferramentas que permitem fazer análises lineares de estruturas, no entanto, a realidade não se baseia num comportamento linear dos materiais, mas sim num comportamento não linear. Uma mesma peça de um determinado material comporta-se de diferente maneira ao longo do tempo e do espaço.

Este programa apresenta uma vasta gama de métodos não lineares de análise estática e dinâmica que permitem a avaliação da resposta das estruturas à ação sísmica real através de valores de acelerogramas do passado. O SeismoStruct permite analisar diferentes classes estruturais, como sendo edifícios, pontes, ou pavilhões industriais, podendo ser analisados deslocamentos dos elementos, curvas de capacidade, *drifts*, corte basal, obtendo-se simulações próximas daquilo que se sucede na realidade [42].

3.3.3 Modelação dos elementos de betão armado

Os elementos de betão armado (pilares, vigas e paredes) são modelados como sendo elementos de barra, podendo existir três tipos de modelação diferentes [43].

O primeiro elemento de barra possível de ser utilizado, é o modelo de plasticidade concentrada, que refere que o elemento é dividido em três subelementos, sendo que o elemento central tem um regime linear e as extremidades têm concentrado o comportamento não linear (zona da rótula plástica) [44].

Nos modelos com não linearidade distribuída baseados em deslocamento, o elemento é dividido em várias barras, possuindo geralmente dois pontos de integração. Os comprimentos das barras vão diminuindo à medida que se aproximam da zona da rótula plástica, de modo a obter uma resposta não linear mais rigorosa [45].

Nos modelos com não linearidade distribuída baseados em força, o elemento barra não é dividido. O único elemento, possui vários pontos de integração ao longo do seu comprimento, estando cada ponto de integração associado a uma seção de controlo. Estudos desenvolvidos por vários autores, nomeadamente Rodrigues et al, permitiram concluir que 5 seções de controlo seria um número mais adequado para a caracterização do comportamento estrutural de elementos em edifícios correntes de betão armado [46].

Esta estratégia de modelação do elemento de barra, assenta num modelo de fibras, capaz de captar os efeitos de acoplamento nos dois sentidos de flexão e do esforço axial, onde o elemento é subdividido em fibras longitudinais. A discretização de uma seção de controlo de um elemento de betão armado apresenta-se na figura 3.7.

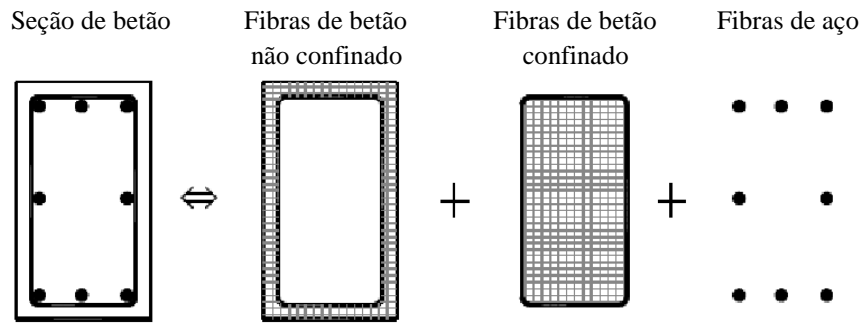


Figura 3.7 – Discretização de uma seção de betão armado em fibras [41]

Esta modelação caracteriza o comportamento hysterético de cada um dos materiais que constituem uma seção de betão armado nos pontos de controlo, como mostra a figura 3.8.

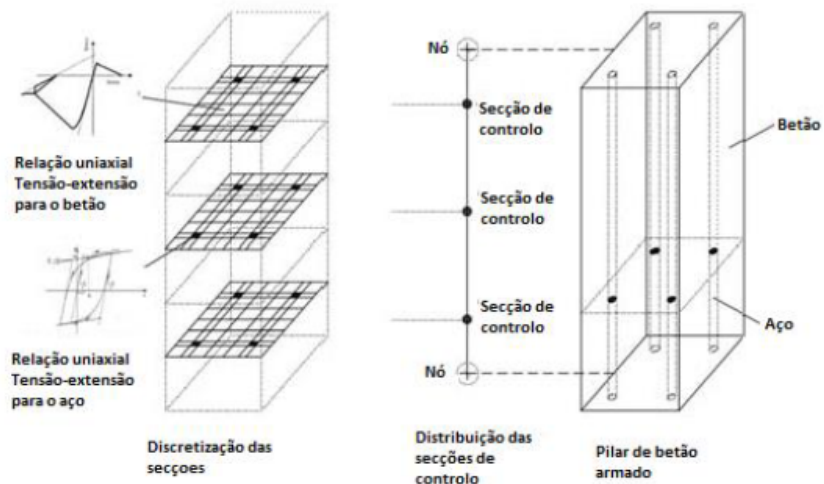


Figura 3.8 – Distribuição das secções de controlo e ilustração das leis de comportamento não linear de cada material que constitui um pilar de betão armado [46]

Nos casos em estudo, existem três tipos de elementos de betão armado, que são pilares, vigas e paredes resistentes com a utilização de modelos de plasticidade concentrada com uma discretização por fibras ao nível das secções de extremidade como descrito anteriormente.

3.3.4 Lei de comportamento do betão

O programa SeismoStruct tem vários modelos diferentes para simular o comportamento uniaxial do betão para carregamentos cíclicos. O modelo escolhido para o presente trabalho foi o modelo de comportamento não linear Mander. Este é um modelo não linear inicialmente programado por Madas [47], que seguia a lei proposta por Mander et al [48].

Com efeito, é possível considerar explicitamente o tipo e arranjo das armaduras transversais por um processo semelhante ao indicado por Sheikh e Uzumeri [49] no desenvolvimento do seu modelo de cargas monotónicas [48]. Este modelo tem sido utilizado por diferentes autores com excelentes resultados, quer na representação do comportamento de elementos isolados, quer na representação do comportamento global de edifícios de betão armado, sujeitos a ações cíclicas.

3.3.5 Lei de comportamento do aço

O programa SeismoStruct tem também disponíveis três modelos de comportamento do aço. Neste trabalho foi usado o modelo de Menegotto-Pinto [50]. Trata-se de um modelo simples, mas eficiente, baseado numa relação de tensões-deformações propostas por Menegotto, juntamente com regras propostas por outros autores, destacando-se as regras de endurecimento isotrópico propostas por Filippou et al [51] e as regras propostas por Fragiadakis et al [52]. Este último autor refere que a aplicação deste modelo garante maior precisão numérica quando usado em estruturas de betão armado sujeitas a histórias de carregamentos cíclicos e complexos.

3.3.6 Modelação das paredes de alvenaria

Após a modelação dos elementos de betão armado, procedeu-se à modelação dos elementos de alvenaria. Cada caso de estudo deste presente trabalho é constituído por nove modelos, sendo que seis destes são constituídos por alvenaria, como foi referido no ponto 3.2.3. Em três destes modelos, a alvenaria preenche por completo todos os espaços entre pilares e vigas, sendo que nos restantes três, a alvenaria está presente em todo o edifício excetuando o rés-do-chão.

Todas as paredes de alvenaria foram colocadas de forma a se encontrarem confinadas pelos elementos estruturais.

As paredes de alvenaria foram modeladas numericamente segundo a lei de comportamento não-linear descrita no capítulo 2. As dimensões das paredes variam de acordo com os modelos utilizados, devido à existência de paredes de betão armado em alguns destes modelos. Nos modelos de sistemas porticados, as dimensões das paredes são 3.7x2.7 metros. Quando os modelos são sistemas mistos ou sistemas de parede, as dimensões das paredes de alvenaria são 3.45x2.7 e 3.1x2.7 metros respetivamente.

Os valores adotados para a modelação das paredes de alvenaria estão indicados na Tabela 3.1, sendo que os parâmetros empíricos foram enunciados no capítulo 2, nomeadamente na tabela 2.1. Os valores adotados tiveram por base os estudos realizados por Furtado [5].

Tabela 3.1 – Valores adotados para a modelação das paredes de alvenaria [5]

Parâmetros	Edifícios PT	
Parâmetros Mecânicos	f_m (MPa)	4,0
	E_m (MPa)	4000,0
	f_t (MPa)	0,575
	τ_0	0,3
	μ	0,7
	Tensão Máx Mola (MPa)	1
	ϵ_m	0,0012
	ϵ_u	0,024
	ϵ_{cl}	0,004
Parâmetros Geométricos	Y_{oi} (%)	12,0
	X_{oi} (%)	5,2
	H_z (%)	20,0
	A_{bielas} (m ²)	0,2
	t_w (m)	0,15

3.3.7 Características dos materiais

A estrutura dos edifícios PT é de betão armado. A memória descritiva destes edifícios contém algumas características dos materiais. O betão é da classe C20/25, que corresponde à classe de betão B25. O aço é da classe A400ER, sendo que as restantes características dos dois materiais constam no capítulo IV do REBAP. Algumas dessas características adotadas estão indicadas nas tabelas 3.2 e 3.3 [40]:

Tabela 3.2 – Características do Betão [42]

Betão B25				
Ec (Gpa)	fck (Mpa)	fctm (Mpa)	ϵ_{cm} (% 0)	γ_c (KN/m3)
29,4	25	2,2	2,5	25

Tabela 3.3 – Características do Aço [42]

Aço A400ER				
Es (Gpa)	ϵ_{sy} (% 0)	fsy (Mpa)	Esh (Mpa)	ϵ_{sm} (% 0)
210	1,9	400	0,58	100

3.3.8 Ações verticais e massa

Foram assumidas cargas verticais distribuídas nas vigas representando as ações estáticas, incluindo o peso próprio dos elementos estruturais e o valor quase permanente da sobrecarga regulamentar.

A carga permanente referente ao peso próprio das lajes, vigas e pilares considerada foi de 25KN/m³. A laje tem 15 centímetros de espessura, sendo que a ação vertical uniformemente distribuída nesta é de 3.75 KN/m². Os revestimentos têm um peso distribuído de 2.50KN/m². O valor considerado para a sobrecarga de utilização é de 2KN/m² ($\psi_2=0.2$) de acordo o artigo 35.1.1. a) do RSA, uma vez que esta é uma sobrecarga com uma utilização de carácter privado em que a concentração de pessoas é o elemento preponderante. A combinação de ações utilizada segunda a memória descritiva é a seguinte:

$$P_{sd} = G + \psi_2 Q \quad (5)$$

P_{sd} – Ação a Dimensionar

G – Ações Permanentes

Q – Ações Variáveis

ψ_2 – Coeficiente de combinação correspondente à ação variável

3.3.9 Calibração dos edifícios PT

Para a calibração dos modelos dos edifícios PT, é necessário determinar os valores das suas frequências fundamentais, para posteriormente serem comparados aos valores obtidos pelos estudos realizados pelo LNEC. Nestes estudos os modelos não eram constituídos por alvenaria, assim, as frequências apenas podem ser comparadas com os modelos porticados simples. O programa SeismoStruct tem uma análise (eigenvalue) que permite retirar os valores pretendidos, que se encontram na tabela 3.4. Analisando esta mesma tabela, depreende-se a qualidade dos resultados. Nos edifícios PT4 e PT8 a diferença entre o valor analítico e o retirado do modelo é de apenas três centésimas. O resultado menos conseguido, mas ainda muito próximo, pertence ao edifício PT6 onde a diferença é de apenas seis centésimas.

Tabela 3.4 – Frequências Fundamentais analíticas e numéricas

Frequências Fundamentais (Hz)		
Edifício	Analiticamente	Modelo
PT8	0,89	0,86
PT6	1,13	1,07
PT4	1,45	1,48

3.4 Conclusão

Neste capítulo foram apresentados os edifícios que serviram de base para o estudo deste trabalho. São três edifícios muito semelhantes que foram alvo de estudos anteriores realizados pelo LNEC.

Foi feita uma descrição estrutural destes edifícios, onde foram apresentados os nove modelos que constituem cada um dos três edifícios.

A ferramenta de cálculo usada para este trabalho foi o programa SeismoStruct, que nos facultava algumas opções de modelação. Os elementos de betão armado foram modelados de acordo com o modelo de fibras, sendo adotadas as leis de Mander [48] e de Menegotto-Pinto [50] para a modelação do betão e do aço respetivamente. A modelação das paredes de alvenaria foi realizada segundo o modelo de comportamento proposto por Crisafulli [21] e Smyrou [35]. Por fim foi realizada a calibração dos edifícios através das suas frequências fundamentais.

CAPÍTULO 4

ANÁLISES NÃO LINEARES ESTÁTICAS

4.1 INTRODUÇÃO

Com os recentes desenvolvimentos e avanços tecnológicos, a regulamentação sísmica tem vindo a exigir a consideração da não linearidade material na resposta dos sistemas estruturais, bem como a capacidade de absorção de energia, através de métodos de análise e dimensionamento às ações sísmicas. Assim, é importante selecionar os tipos de análise que fornecem a melhor resposta, das estruturas em estudo, face aos sismos.

O comportamento das estruturas face à ação sísmica deveria ser baseado em análises não lineares dinâmicas através de sismos reais ou simulação dos mesmos, uma vez que são as análises mais precisas para definir a exigência estrutural. Apesar disso, este tipo de análise requer muito tempo e exige um elevado esforço computacional, uma vez que existe um elevado número de variáveis que afetam a resposta inelástica, não garantindo a exata precisão do comportamento da estrutura. A reduzida preparação dos projetistas para a não-linearidade estrutural é outro fator que condiciona o uso desta análise na engenharia comum [53].

A complexidade do tipo de análises anteriormente referidas leva à procura de análises alternativas, de forma a servirem de ferramenta de avaliação e dimensionamento dos projetos de engenharia sísmica. A utilização de análises não lineares estáticas tem vindo a aumentar com o passar do tempo.

Exemplo disso é a análise *pushover*, que tem sido cada vez mais usada nos tempos recentes. Esta análise, com carácter não linear e estático, tem como objetivo avaliar o comportamento estrutural, estimando simultaneamente a capacidade de resistência e de deformação do edifício. Este método tem em conta a não linearidade geométrica e material assim como a redistribuição das forças internas, definindo assim a curva de capacidade estrutural que corresponde à evolução do deslocamento em função do corte basal. Assim, é possível determinar a deformação dos elementos, as forças internas desenvolvidas e ainda os *drifts* por piso ou globais [54].

Tendo em conta o referido anteriormente, neste trabalho serão realizadas análises não lineares estáticas e análises não lineares dinâmicas, sendo as análises que fornecem a melhor resposta das estruturas em estudo face à ação sísmica. São usados dois tipos de análises com o intuito dos resultados apresentados num dos tipos ser depois comprovado pelo outro.

De forma a avaliar o comportamento sísmico, os vários casos de estudo apresentados no capítulo 3 foram alvo de várias análises não lineares estáticas que serão apresentadas neste capítulo.

Numa primeira fase é realizada uma análise relativa às frequências e modos de vibração dos vários edifícios. Perante isto pode avaliar-se de forma preliminar a influência da presença de paredes de alvenaria na frequência fundamental dos edifícios. Importa referir que esta análise não se insere nas análises não lineares, no entanto, é crucial para caracterizar o comportamento dos edifícios.

Serão apresentados os resultados obtidos das análises *pushover* efetuadas a cada um dos casos de estudo. Esta análise envolve a determinação de vários parâmetros, dos quais se destacam:

- ✓ Curva de Capacidade: Relação entre a força de corte basal e o deslocamento no topo da estrutura;
- ✓ *Drift*: Deslocamento relativo entre pisos adjacentes divididos pela altura entre estes. Este parâmetro é apresentado em percentagem;
- ✓ Perfis de *Drift*: Distribuição dos valores de *drift* pela altura do edifício.

De forma a complementar a análise anterior, são também apresentados resultados relativos ao Método N2, método referenciado pelo Eurocódigo 8 [4]. O Método N2 utiliza uma análise *pushover* para a determinação do deslocamento máximo exigido nas estruturas de betão armado durante a ocorrência de um sismo. Após determinação da curva *pushover* para um sistema de vários graus de liberdade é necessário aproximar a um sistema de um único grau de liberdade com um comportamento bilinear. Seguidamente, recorrendo a um espectro de resposta inelástico é traçada a curva de exigência sísmica para o sistema de um grau de liberdade, calculando o deslocamento respetivo [55]. Neste trabalho, o Método N2 foi efetuado com o auxílio de um programa “EC8spec”. Este programa foi desenvolvido por João Estêvão [56], que procura facilitar o uso do método, levando a que este seja cada vez mais usado, quer por alunos, quer por profissionais. Ao longo do capítulo, serão feitas comparações entre os vários casos de estudo apresentados.

4.2 FREQUÊNCIAS E MODOS DE VIBRAÇÃO

Inicialmente pretende-se observar a influência das paredes de alvenaria nas estruturas de betão armado. Como referido no capítulo 3, existem três casos de estudo, edifício PT4, PT6 e PT8. Cada um destes casos de estudo aborda nove modelos diferentes, em que três têm a classificação de sistema porticado, três têm a classificação de sistema misto e os restantes são sistemas parede. A análise apresentada de seguida mostra a influência das alvenarias perante os sistemas agora referidos. As tabelas 4.1, 4.2 e 4.3 apresentam os valores da frequência relativa ao primeiro modo de vibração para os edifícios classificados como sistema porticado, sem alvenarias, com alvenarias com rés de chão vazado e com alvenarias em toda a altura, para o edifício PT4, PT6 e PT8. As características dinâmicas dos vários modelos estão representadas nas figuras 4.1, 4.2 e 4.3, posteriormente às tabelas.

Tabela 4.1 – Frequência Fundamental nos modelos “Sistema Porticado”, edifício PT4

Modelo	Frequência (Hz)	% Massa Modal	Rácio
B1-F	1.48	87	
B1-F-IW-RCV	2.30	99	1.56
B1-F-IW	7.60	88	5.15

Tabela 4.2 – Frequência Fundamental nos modelos “Sistema Porticado”, edifício PT6

Modelo	Frequência (Hz)	% Massa Modal	Rácio
B2-F	1.07	83	
B2-F-IW-RCV	2.08	99	1.94
B2-F-IW	5.28	85	4.91

Tabela 4.3 – Frequência Fundamental nos modelos “Sistema Porticado”, edifício PT8

Modelo	Frequência (Hz)	% Massa Modal	Rácio
B3-F	0.86	80	
B3-F-IW-RCV	1.92	99	2.23
B3-F-IW	4.04	83	4.70

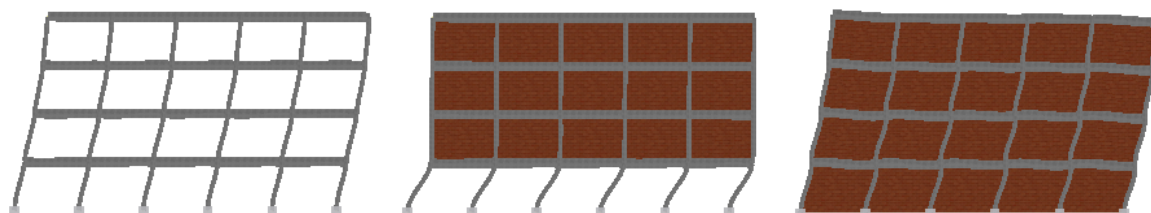


Figura 4.1 – Modos de vibração nos modelos “Sistema Porticado”, edifício PT4

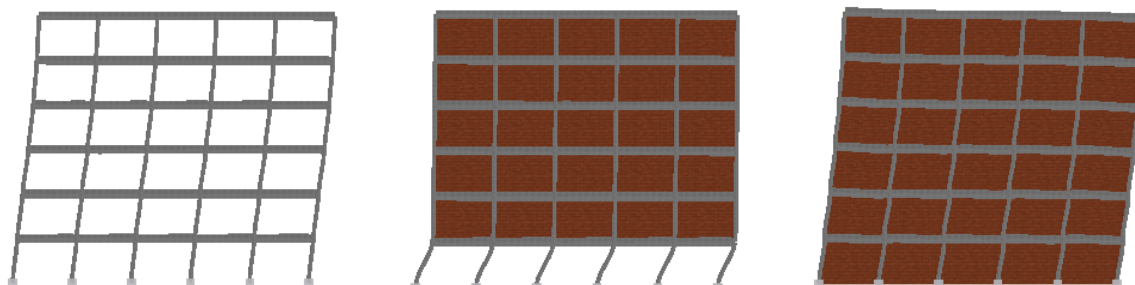


Figura 4.2 – Modos de vibração nos modelos “Sistema Porticado”, edifício PT6

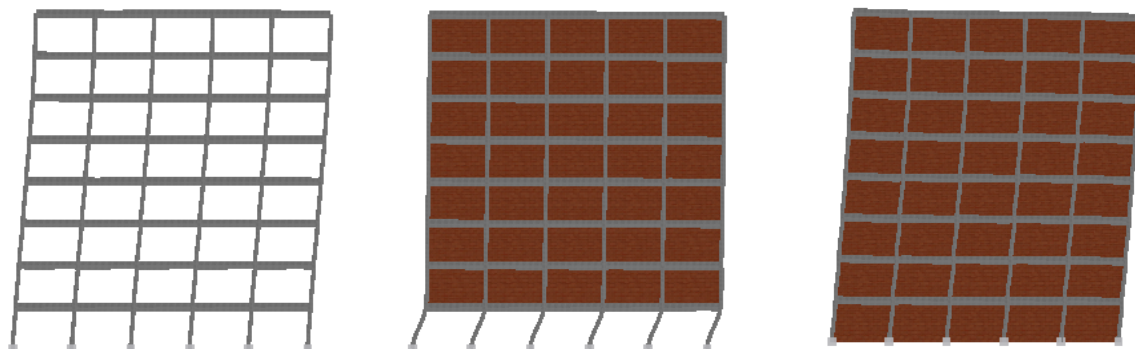


Figura 4.3 – Modos de vibração nos modelos “Sistema Porticado”, edifício PT8

Através da análise das tabelas e figuras anteriores podemos afirmar que as alvenarias têm uma grande influência na frequência fundamental dos edifícios. Nos modelos classificados como sistema porticado preenchidos totalmente por paredes de alvenaria, a frequência fundamental é entre 4,70 e 5,15 vezes superior ao valor dos mesmos modelos sem alvenaria. Nos casos em que a alvenaria não ocupa o rés-do-chão, a frequência fundamental aumenta, no entanto, este aumento é de apenas 1,56 a 2,23 vezes o valor da frequência nos mesmos pórticos sem alvenaria. As imagens anteriores mostram ainda o possível mecanismo de *soft-storey* nos pórticos de rés-do-chão vazado, onde o deslocamento neste piso é muito superior ao dos restantes. As alvenarias fornecem uma maior rigidez aos edifícios, levando à diminuição da ductilidade, responsável por deslocamentos inferiores.

Depois de apresentados os resultados relativos aos modelos classificados como sistema porticado, apresentam-se de seguida os resultados relativos aos modelos de sistema misto (tabelas 4.4, 4.5 e 4.6). As figuras 4.4, 4.5 e 4.6 mostram as diferentes características dinâmicas dos vários modelos.

Tabela 4.4 – Frequência Fundamental nos modelos “Sistema Misto”, edifício PT4

Modelo	Frequência (Hz)	% Massa Modal	Rácio
B1-F-SM	1.76	85	
B1-F-SM-IW-RCV	3.13	99	1.78
B1-F-SM-IW	7.83	88	4.45

Tabela 4.5 – Frequência Fundamental nos modelos “Sistema Misto”, edifício PT6

Modelo	Frequência (Hz)	% Massa Modal	Rácio
B2-F-SM	1.24	82	
B2-F-SM-IW-RCV	2.62	99	2.12
B2-F-SM-IW	5.42	85	4.38

Tabela 4.6 – Frequência Fundamental nos modelos “Sistema Misto”, edifício PT8

Modelo	Frequência (Hz)	% Massa Modal	Rácio
B3-F-SM	0.97	80	
B3-F-SM-IW-RCV	2.29	99	2.37
B3-F-SM-IW	4.14	83	4.27

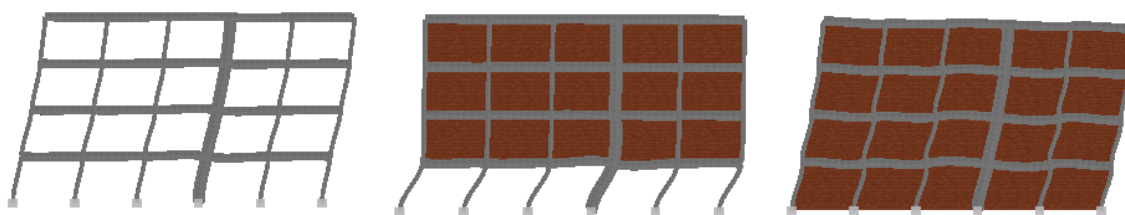


Figura 4.4 – Modos de vibração nos modelos “Sistema Misto”, edifício PT4

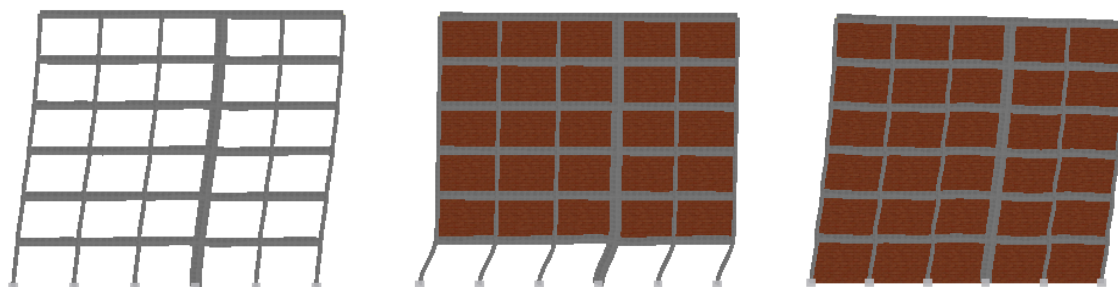


Figura 4.5 – Modos de vibração nos modelos “Sistema Misto”, edifício PT6

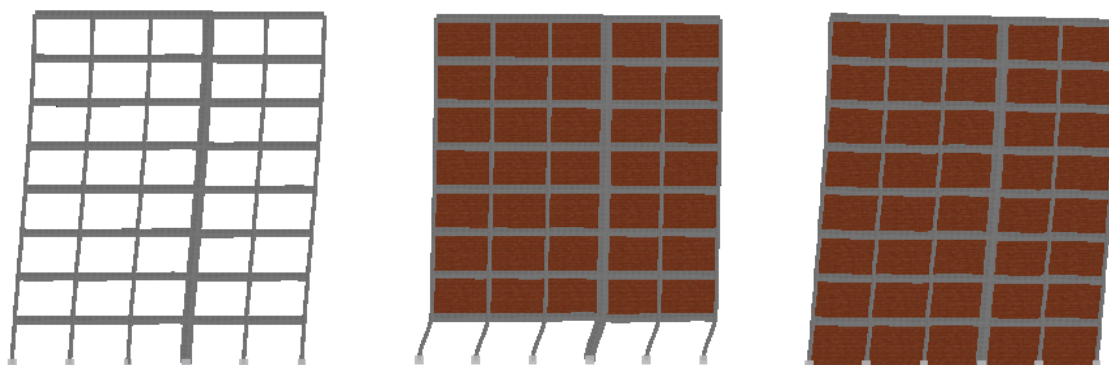


Figura 4.6 – Modos de vibração nos modelos “Sistema Misto”, edifício PT8

As imagens e quadros anteriores relativos aos modelos com sistema misto, mostram mais uma vez a influência das paredes de alvenaria na frequência fundamental dos edifícios. As interpretações a retirar são muito idênticas às retiradas nos modelos com sistema porticado. A rigidez fornecida pelas alvenarias é mais uma vez responsável pelo aumento da frequência. No caso em que temos alvenaria em todo o edifício, a frequência aumenta cerca de 4.27 a 4.45 vezes, valor ligeiramente inferior ao valor retirado dos modelos com sistema porticado. No caso de termos alvenaria exceto no piso inferior, a frequência aumenta entre 1,78 e 2,37, valores ligeiramente superiores aos verificados nos primeiros três modelos com sistema porticado.

Depois de apresentados os resultados relativos aos modelos classificados como sistema porticado e sistema misto, apresentam-se de seguida os resultados relativos aos modelos com sistema parede (tabelas 4.7, 4.8 e 4.9). As características dinâmicas dos vários modelos apresentam-se nas figuras 4.7, 4.8 e 4.9.

Tabela 4.7 – Frequência Fundamental nos modelos “Sistema Parede”, edifício PT4

Modelo	Frequência (Hz)	% Massa Modal	Rácio
B1-F-SS	2.11	79	
B1-F-SS-IW-RCV	4.90	98	2.32
B1-F-SS-IW	8.06	87	3.82

Tabela 4.8 – Frequência Fundamental nos modelos “Sistema Parede”, edifício PT6

Modelo	Frequência (Hz)	% Massa Modal	Rácio
B2-F-SS	1.40	77	
B2-F-SS-IW-RCV	3.81	97	2.73
B2-F-SS-IW	5.54	84	3.97

Tabela 4.9 – Frequência Fundamental nos modelos “Sistema Parede”, edifício PT8

Modelo	Frequência (Hz)	% Massa Modal	Rácio
B3-F-SS	1.06	77	
B3-F-SS-IW-RCV	3.13	95	2.95
B3-F-SS-IW	4.21	82	3.97

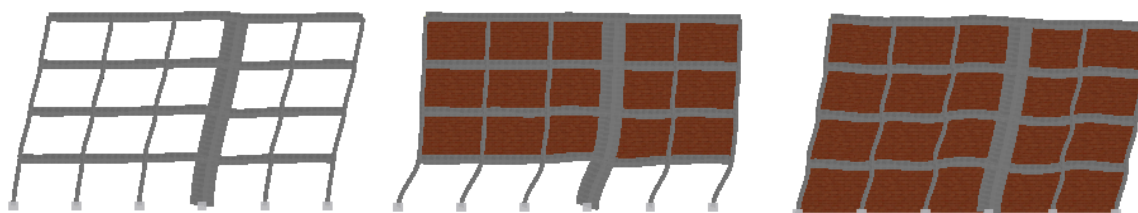


Figura 4.7 – Modos de vibração nos modelos “Sistema Parede”, edifício PT4

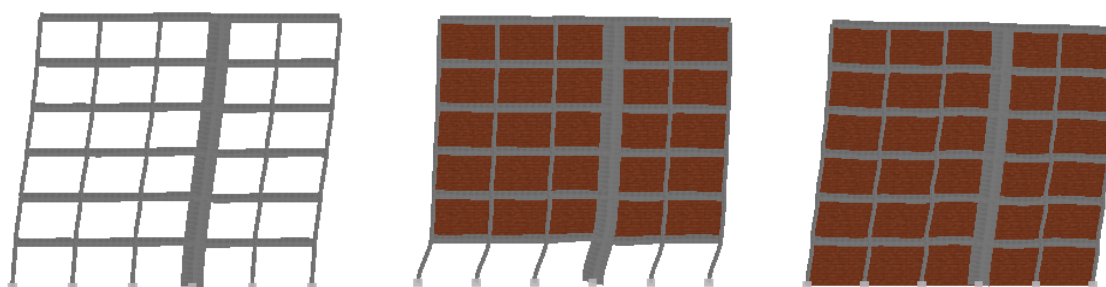


Figura 4.8 – Modos de vibração nos modelos “Sistema Parede”, edifício PT6

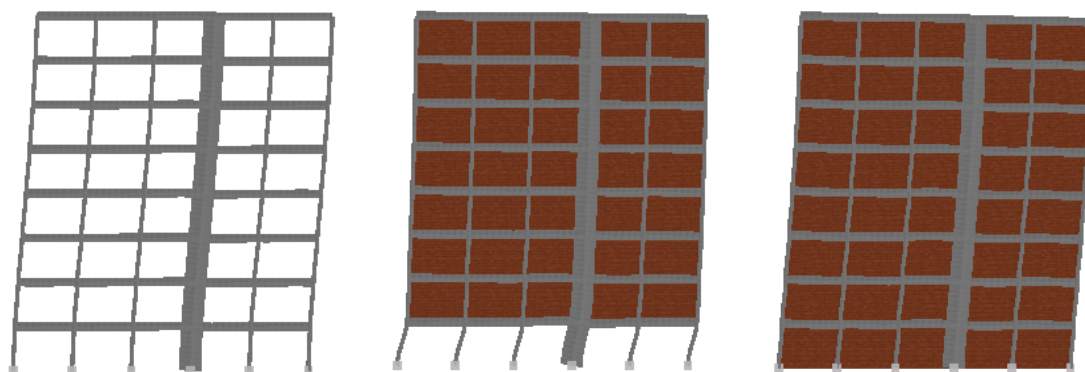


Figura 4.9 – Modos de vibração nos modelos “Sistema Parede”, edifício PT8

As imagens e quadros anteriores relativos aos modelos com sistema parede, mostram mais uma vez a influência das paredes de alvenaria na frequência fundamental dos edifícios. As interpretações a retirar são muito idênticas às retiradas nos modelos com sistema porticado e sistema misto. A rigidez fornecida pelas alvenarias é mais uma vez responsável pelo aumento da frequência. No caso em que temos alvenaria em todo o edifício, a frequência aumenta cerca de 3.82 a 3.97 vezes, valor ligeiramente inferior ao valor retirado dos modelos com sistema porticado e misto. No caso de termos alvenaria exceto no piso inferior, a frequência aumenta entre 2.32 a 2.95 vezes.

Durante esta secção tem sido verificada a influência das paredes de alvenaria na frequência fundamental dos edifícios. Seguidamente, vai ser verificada a influência da existência de paredes resistentes nos edifícios de betão armado. Assim, vão ser apresentados os resultados das análises efetuadas aos vários casos de estudo sem a existência de paredes de alvenaria. Os casos de estudo abordados nestes critérios são: sistema porticado, sistema misto e sistema alvenaria, sem qualquer alvenaria (tabelas 4.10, 4.11 e 4.12). À semelhança dos casos anteriores, pode observar-se as características dinâmicas dos diferentes modelos nas figuras 4.10, 4.11 e 4.12.

Tabela 4.10 – Frequência Fundamental nos modelos sem alvenarias, edifício PT4

Modelo	Frequência (Hz)	% Massa Modal	Rácio
B1-F	1.48	87	
B1-F-SM	1.76	85	1.19
B1-F-SS	2.11	79	1.43

Tabela 4.11 – Frequência Fundamental nos modelos sem alvenarias, edifício PT6

Modelo	Frequência (Hz)	% Massa Modal	Rácio
B2-F	1.074	83	
B2-F-SM	1.24	82	1.15
B2-F-SS	1.40	77	1.30

Tabela 4.12 – Frequência Fundamental nos modelos sem alvenarias, edifício PT8

Modelo	Frequência (Hz)	% Massa Modal	Rácio
B3-F	0.86	80	
B3-F-SM	0.97	80	1.13
B3-F-SS	1.061	77	1.24

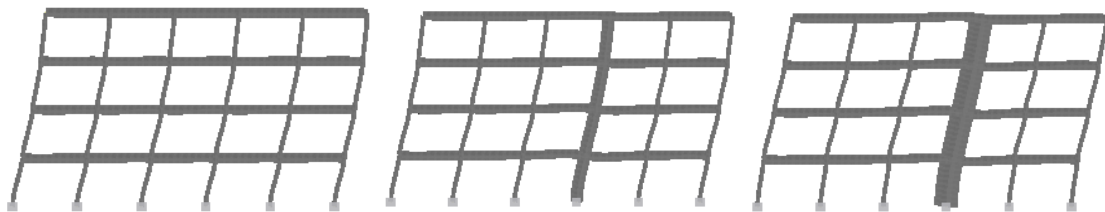


Figura 4.10 – Modos de vibração nos modelos sem alvenarias, edifício PT4

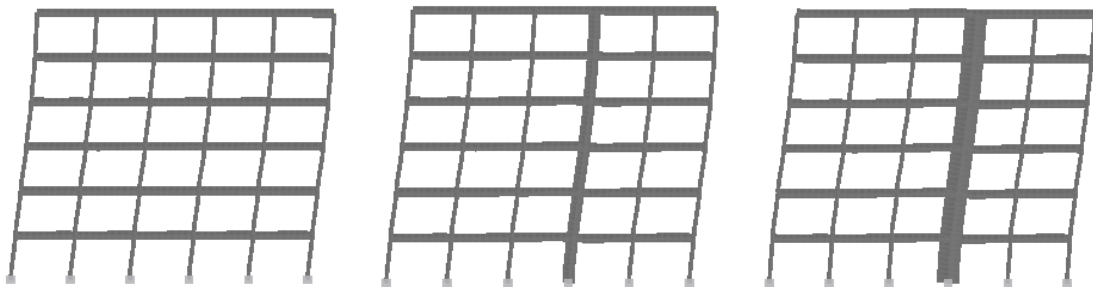


Figura 4.11 – Modos de vibração nos modelos sem alvenarias, edifício PT6

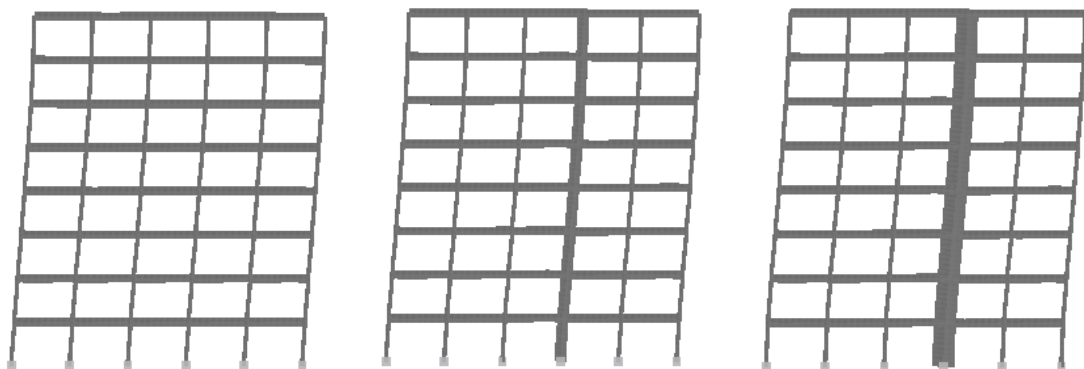


Figura 4.12 – Modos de vibração nos modelos sem alvenarias, edifício PT8

Os dados anteriores permitem concluir que as paredes resistentes têm influência nas características dinâmicas dos edifícios. Quanto mais robusta é a parede, maior será o incremento da frequência fundamental. Quando se trata de um sistema misto, a frequência fundamental aumenta cerca de 13 a 19%, que não é um valor muito considerável. No entanto, com o aumento da seção da parede, como é o caso do sistema parede, este aumento é mais significativo, estando situado entre 24 e 43%. O aumento da frequência fundamental é ligeiramente menor consoante aumenta o número de pisos do edifício. Pode depreender-se facilmente, que quanto maior é a rigidez de um edifício, maior será a sua frequência fundamental. As paredes resistentes embora não forneçam uma rigidez tão significativa como as alvenarias, têm ainda um papel importante na resposta sísmica.

Para concluir esta seção é apresentada uma tabela resumo que mostra a influência das alvenarias e das paredes resistentes na frequência fundamental dos edifícios estudados neste trabalho (tabela 4.13).

Tabela 4.13 – Tabela Resumo da influência das alvenarias e paredes resistentes nos edifícios estudados, para a análise de frequências e modos de vibração (Rácio)

Elemento	Aumento da Frequência
Alvenaria	3,82 a 5,15
Alvenaria Rés-do-Chão Vazado	1,56 a 2,95
Parede Resistente (Sistema Misto)	1,13 a 1,19
Parede Resistente (Sistema Parede)	1,24 a 1,43

A tabela anterior permite concluir que a frequência fundamental dos edifícios estudados é 3,82 a 5,15 vezes superior na presença de paredes de alvenaria em todo o edifício. Este aumento é de 1,56 a 2,95 vezes nos edifícios com rés-do-chão vazado. O aumento da frequência nos edifícios com paredes resistentes é de 1,13 a 1,19 vezes no caso de sistema misto e de 1,24 a 1,43 no caso de sistema parede. A tabela 4.14 mostra ainda em qual sistema estrutural a presença de alvenarias tem uma influência maior.

Tabela 4.14 – Influência das paredes de alvenaria em função do sistema estrutural (Rácio)

Sistema Estrutural	Alvenaria	Alvenaria R/C Vazado
Porticado	4,70 a 5,15	1,56 a 2,23
Misto	4,27 a 4,45	1,78 a 2,37
Parede	3,82 a 3,97	2,32 a 2,95

A tabela 4.14 evidencia a maior ou menor influência das paredes de alvenaria em função do sistema estrutural em causa. Analisando os valores, conclui-se que para modelos preenchidos totalmente por alvenaria, o sistema porticado é o mais influenciado pela presença deste material. Se se tratar de modelos com rés-do-chão vazado, verifica-se o contrário, sendo o sistema estrutural parede o mais afetado pela presença das alvenarias.

4.3 ANÁLISE *PUSHOVER*

A aplicação de uma análise *pushover* pode basear-se em dois tipos de solicitações: baseada em deslocamentos ou baseada em forças. O *pushover* baseado em deslocamentos mantém o seu perfil vetor constante durante toda a análise, dissimulando assim características importantes da estrutura. O vetor deslocamento adotado no início da análise não corresponde ao mecanismo de rotura após a cedência. Desta forma, a análise *pushover* baseada em deslocamentos não aborda questões relacionadas com irregularidades de resistência e mecanismos de *soft-storey* [53]. O Eurocódigo 8 apenas prevê a utilização da análise *pushover* baseada em forças, ponto 4.3.3.4.2, o que permite determinar a deformação dos elementos, as forças internas desenvolvidas e ainda os *drifts* por piso ou globais [4].

No presente trabalho decidiu-se aplicar análises *pushover* baseadas em forças. Esta análise foi feita através do uso de forças estáticas progressivamente crescentes em cada piso, com uma distribuição triangular invertida (figura 4.13).

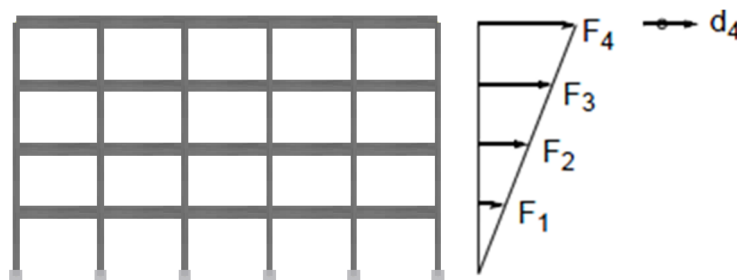


Figura 4.13 – Análise não linear estática *pushover* – Exemplo de aplicação no Edifício PT4

O presente trabalho é constituído por vários modelos, o que torna a análise de resultados mais complexa. Assim, para uma melhor interpretação dos resultados, esta seção encontra-se dividida por subseções. Estas subseções fazem a divisão entre modelos classificados como sistema porticado, sistema misto e sistema parede. Nestas subseções pretende avaliar-se a influência das alvenarias, à semelhança da seção frequências e modos de vibração. Existe ainda uma subseção intitulada “Sem alvenarias” que permite avaliar a influência apenas das paredes resistentes de betão armado. No final será apresentado um quadro que permite uma visão geral de algumas conclusões retiradas.

4.3.1 Sistema porticado

Através da análise *pushover*, foram obtidas curvas de capacidade que relacionam a força basal com o deslocamento de topo da estrutura. Estas curvas de capacidade podem também traduzir o *drift* em percentagem. O *drift* corresponde ao deslocamento relativo entre pisos adjacentes divididos pela altura entre estes. Neste trabalho o *drift* apresentado em gráficos, corresponde à envolvente dos *drifts* relativos aos vários pisos. As figuras 4.14 (deslocamento topo) e 4.15 (*drift*) mostram a curva de capacidade para o edifício PT4.

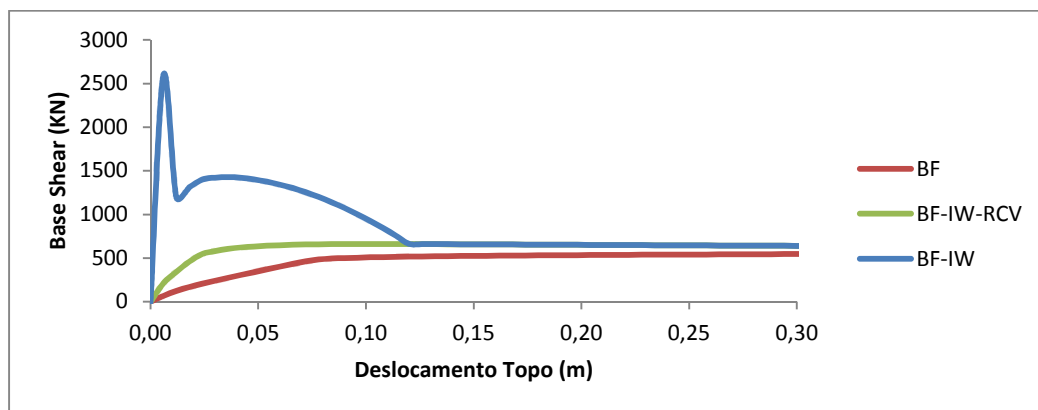


Figura 4.14 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema porticado, edifício PT4

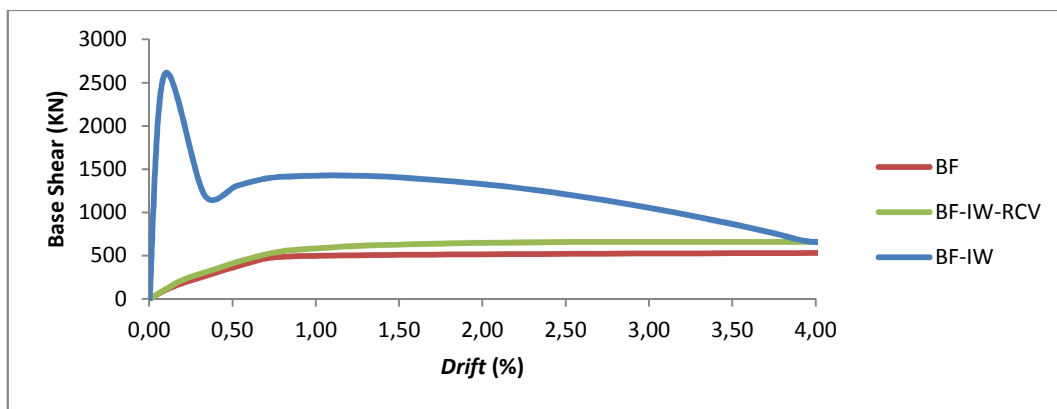


Figura 4.15 – Curva de Capacidade (*drift*), sistema porticado, edifício PT4

As figuras anteriores mostram a comparação entre o modelo sem alvenarias, com alvenarias em toda a altura e com alvenarias com rés-do-chão vazado.

A partir destas curvas, podem ser retirados alguns parâmetros, tais como força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência. Estes parâmetros vão ser avaliados em forma de tabelas. A figura 4.16 mostra os perfis de *drift* para os mesmos três modelos. Estes perfis mostram a distribuição dos valores de *drift* pela altura do edifício.

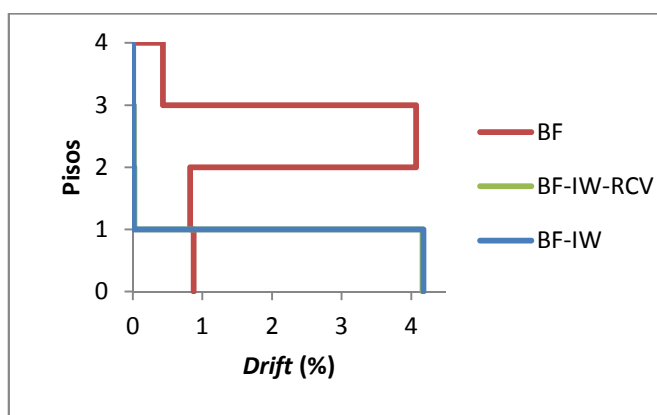


Figura 4.16 – Perfis de *drift*, sistema porticado, edifício PT4

A figura anterior mostra que o *drift* máximo nos modelos com alvenaria está concentrado no rés-do-chão. Isto deve-se principalmente ao facto de a força de corte basal ser superior neste piso. Pode também indiciar o mecanismo de *soft-storey*. No modelo sem alvenaria, o *drift* está concentrado principalmente entre o segundo e o terceiro piso, local onde ocorre mudança de seção nos pilares de betão armado. Da análise das curvas de capacidade, podem determinar-se os parâmetros apresentados na tabela 4.15:

Tabela 4.15 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema porticado, PT4

Modelo	Força Máxima (KN)	Rigidez Inicial (KN/m)	Deslocamento Cedência (m)
B1-F	573.03	10424.38	0.070
B1-F-IW-RCV	661.04	28446.23	0.025
B1-F-IW	2596.27	99816.15	0.010

Tabela 4.16 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem alvenarias, PT4

Modelo	Força Máxima	Rigidez Inicial	Deslocamento Cedência
B1-F-IW-RCV	1.15	2.73	0.36
B1-F-IW	4.53	9.58	0.14

As tabelas anteriores mostram a grande influência das paredes de alvenaria. O modelo composto por alvenaria na totalidade da altura, revela uma força máxima de 4.53 vezes superior ao mesmo modelo sem alvenaria. A rigidez inicial, é cerca de 9.58 vezes superior. A elevada rigidez da alvenaria traduz-se num deslocamento de cedência inferior. O modelo com rés-do-chão vazado mostra também maior rigidez e força máxima, contudo são valores bem inferiores aos do modelo com alvenaria em toda a altura.

Seguem-se agora os resultados dos modelos com sistema porticado, para o edifício PT6. As figuras 4.17 e 4.18 mostram as curvas de capacidade para os modelos com sistema porticado, edifício PT6:

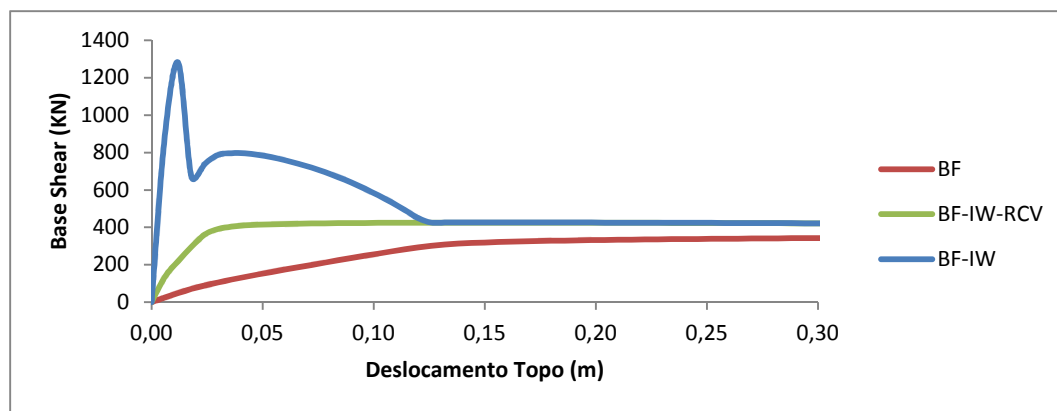


Figura 4.17 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema porticado, edifício PT6

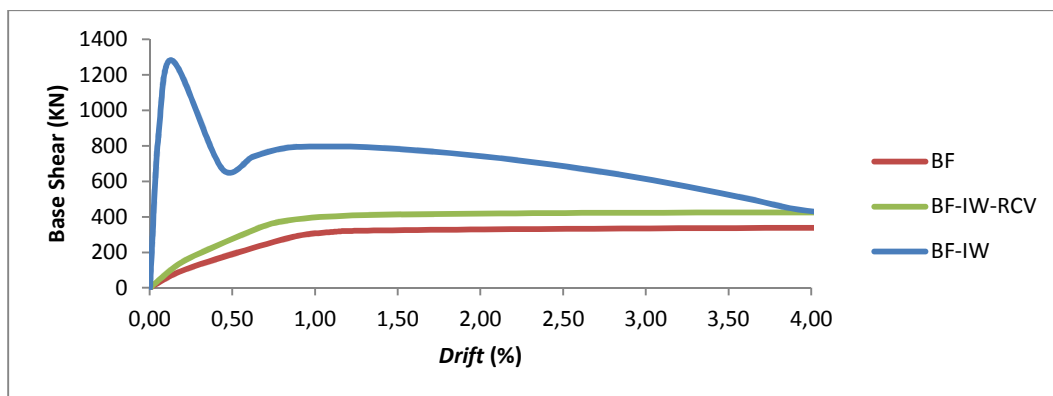


Figura 4.18 – Curva de Capacidade (*drift*), sistema porticado, edifício PT6

As figuras anteriores mostram a comparação entre o modelo sem alvenarias, com alvenarias em toda a altura e com alvenarias com rés-do-chão vazado. A figura 4.19 mostra os perfis de *drift* para os mesmos três modelos.

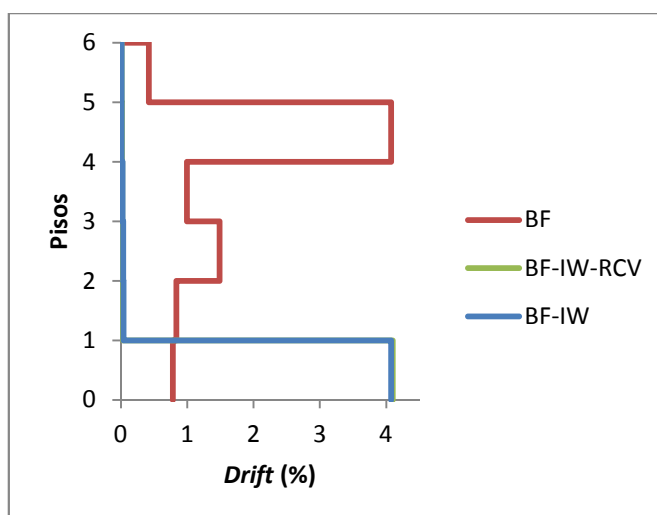


Figura 4.19 – Perfis de *drift*, sistema porticado, edifício PT6

A figura anterior mostra que o *drift* máximo nos modelos com alvenaria está novamente concentrado no rés-do-chão. No modelo sem alvenaria, o *drift* está concentrado principalmente entre o segundo e o terceiro piso, e entre o quarto e quinto piso, locais onde ocorrem mudanças de seção nos pilares de betão armado. Da análise das curvas de capacidade, podem determinar-se os parâmetros apresentados na tabela 4.17:

Tabela 4.17 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema porticado, PT6

Modelo	Força Máxima (KN)	Rigidez Inicial (KN/m)	Deslocamento Cedência (m)
B2-F	359.04	4053.68	0.130
B2-F-IW-RCV	424.97	18319.79	0.025
B2-F-IW	1280.13	106677.30	0.015

Tabela 4.18 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem alvenarias, PT6

Modelo	Força Máxima	Rigidez Inicial	Deslocamento Cedência
B2-F-IW-RCV	1.18	4.51	0.19
B2-F-IW	3.57	26.32	0.12

As tabelas anteriores mostram a grande influência das paredes de alvenaria. O modelo composto por alvenaria na totalidade da altura, revela uma força máxima cerca de 3.57 vezes superior ao mesmo modelo sem alvenaria. A rigidez inicial, é cerca de 26.32 vezes superior. A elevada rigidez da alvenaria traduz-se num deslocamento de cedência inferior. O modelo com rés-do-chão vazado mostra também maior rigidez e força máxima, contudo são valores bem inferiores aos do modelo com alvenaria em toda a altura.

Seguem-se agora os resultados dos modelos com sistema porticado, para o edifício PT8. As figuras 4.20 e 4.21 mostram as curvas de capacidade para os modelos com sistema porticado, edifício PT8:

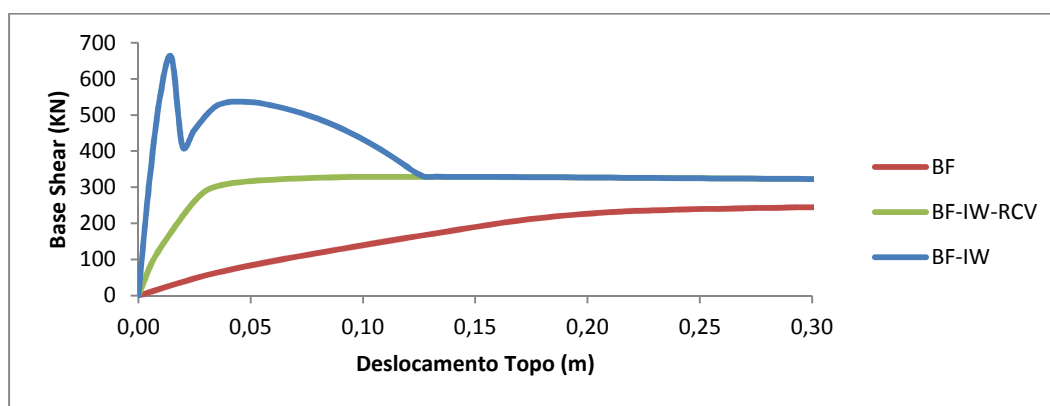


Figura 4.20 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema porticado, edifício PT8

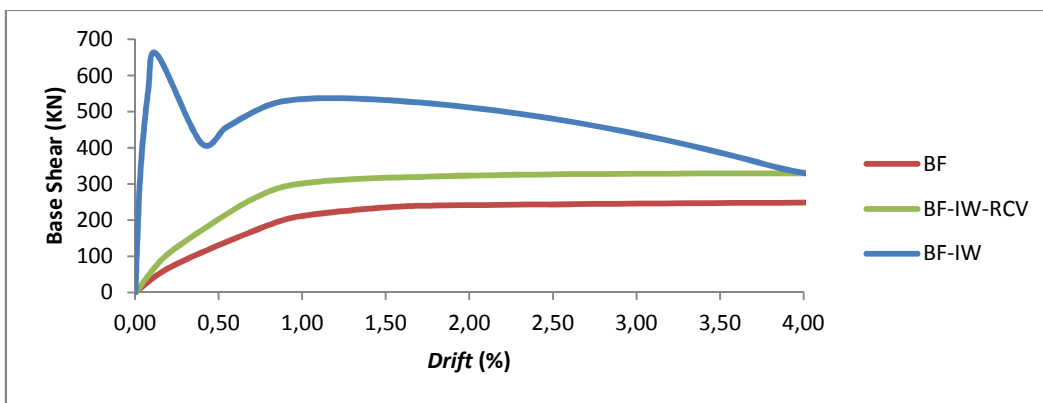


Figura 4.21 – Curva de Capacidade (*drift*), sistema porticado, edifício PT8

As figuras anteriores mostram a comparação entre o modelo sem alvenarias, com alvenarias em toda a altura e com alvenarias com rés-do-chão vazado. A figura 4.22 mostra os perfis de *drift* para os mesmos três modelos.

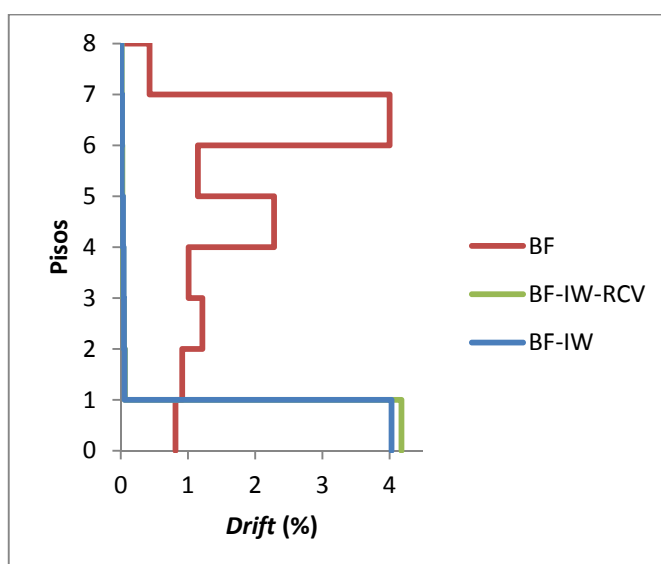


Figura 4.22 – Perfis de *drift*, sistema porticado, edifício PT8

Os perfis de *drift* apresentados na figura anterior mostram mais uma vez a influência da presença das alvenarias. Nestes modelos, o *drift* concentra-se no rés-do-chão, como havia sido concluído nos edifícios PT4 e PT6. No modelo sem alvenarias é bem visível a alteração da seção dos pilares de betão armado. A mudança de seção ocorre entre os pisos dois e três, entre os pisos quatro e cinco e entre os pisos seis e sete, onde se comprova a maior concentração de *drift*. Da análise das curvas de capacidade podem observar-se os seguintes parâmetros (tabela 4.19):

Tabela 4.19 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema porticado, PT8

Modelo	Força Máxima (KN)	Rigidez Inicial (KN/m)	Deslocamento Cedência (m)
B3-F	253.11	1943.66	0.180
B3-F-IW-RCV	328.96	12669.09	0.030
B3-F-IW	660.10	56817.98	0.015

Tabela 4.20 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem alvenarias, PT8

Modelo	Força Máxima	Rigidez Inicial	Deslocamento Cedência
B3-F-IW-RCV	1.30	6.51	0.17
B3-F-IW	2.61	29.23	0.08

4.3.2 Sistema misto

À semelhança do exposto para o sistema porticado, são agora enunciados os resultados obtidos para os modelos com sistema misto. As figuras 4.23 (deslocamento de topo) e 4.24 (*drift*) representam a curva de capacidade para o edifício PT4.

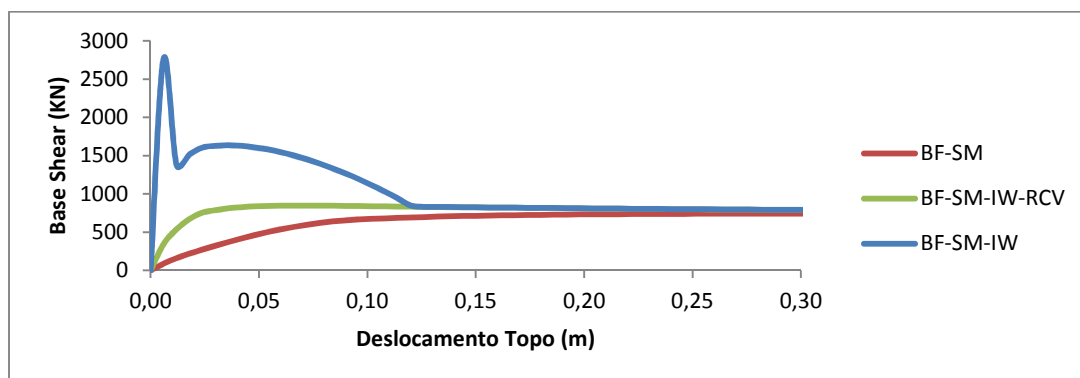


Figura 4.23 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema misto, edifício PT4

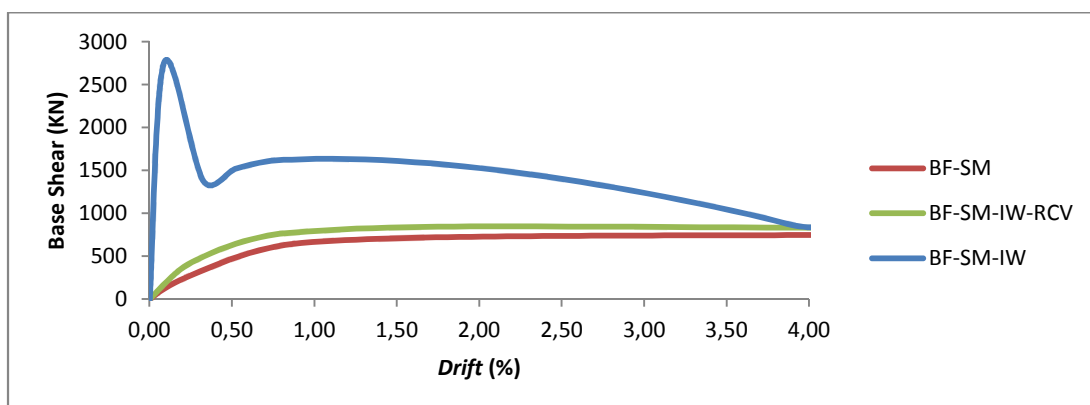


Figura 4.24 – Curva de Capacidade (*drift*), sistema misto, edifício PT4

As figuras anteriores mostram a comparação entre o modelo sem alvenarias, com alvenarias em toda a altura e com alvenarias com rés-do-chão vazado. Uma vez mais, serão mostrados em forma de tabela alguns parâmetros registados nas curvas de capacidade. A figura 4.25 mostra os perfis de *drift* para os mesmos três modelos.

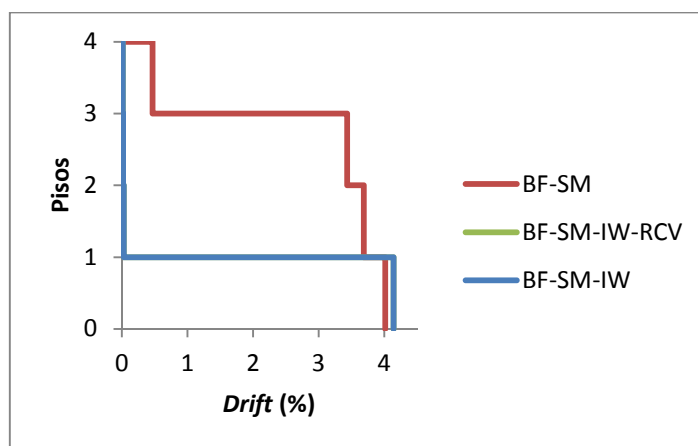


Figura 4.25 – Perfis de *drift*, sistema misto, edifício PT4

A figura anterior mostra que o *drift* máximo nos modelos com alvenaria está concentrado no rés-do-chão, tal como foi verificado para o sistema porticado. Ao contrário do que se verificou no sistema porticado, no modelo sem alvenarias, o *drift* está dividido praticamente por todos os pisos, o que pode ser causado pela presença da parede resistente. Como referido anteriormente, os parâmetros registados nas curvas de capacidade encontram-se representados na tabela 4.21:

Tabela 4.21 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema misto, PT4

Modelo	Força Máxima (KN)	Rigidez Inicial (KN/m)	Deslocamento Cedência (m)
B1-F-SM	750.60	13440.98	0.060
B1-F-SM-IW-RCV	847.92	44867.37	0.020
B1-F-SM-IW	2764.47	114752.10	0.010

Tabela 4.22 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem alvenarias, PT4

Modelo	Força Máxima	Rigidez Inicial	Deslocamento Cedência
B1-F-SM-IW-RCV	1.13	3.34	0.33
B1-F-SM-IW	3.68	8.54	0.17

As tabelas anteriores mostram a grande influência das paredes de alvenaria. O modelo composto por alvenaria na totalidade da altura, revela uma força máxima cerca de 3.68 vezes superior ao mesmo modelo sem alvenaria. A rigidez inicial, é cerca de 8.54 vezes superior. A elevada rigidez da alvenaria traduz-se num deslocamento de cedência inferior. O modelo com rés-do-chão vazado mostra também maior rigidez e força máxima, contudo são valores bem inferiores aos do modelo com alvenaria em toda a altura.

Seguem-se agora os resultados dos modelos com sistema misto, para o edifício PT6. As figuras 4.26 e 4.27 mostram as curvas de capacidade para os modelos com sistema misto, edifício PT6:

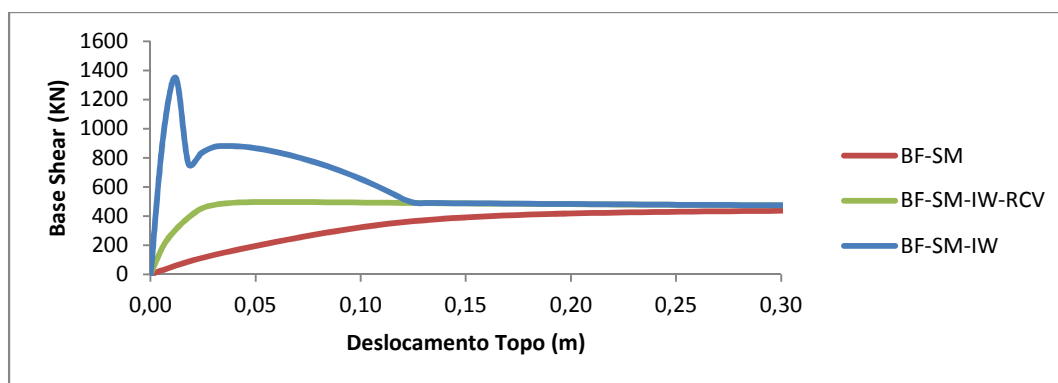


Figura 4.26 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema misto, edifício PT6

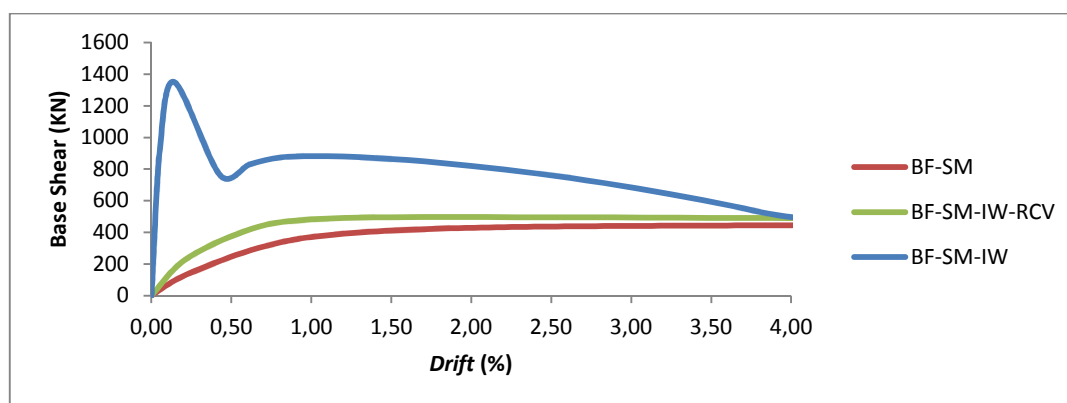


Figura 4.27 – Curva de Capacidade (drift), sistema misto, edifício PT6

As figuras anteriores mostram a comparação entre o modelo sem alvenarias, com alvenarias em toda a altura e com alvenarias com rés-do-chão vazado. A figura 4.28 mostra os perfis de *drift* para os mesmos três modelos.

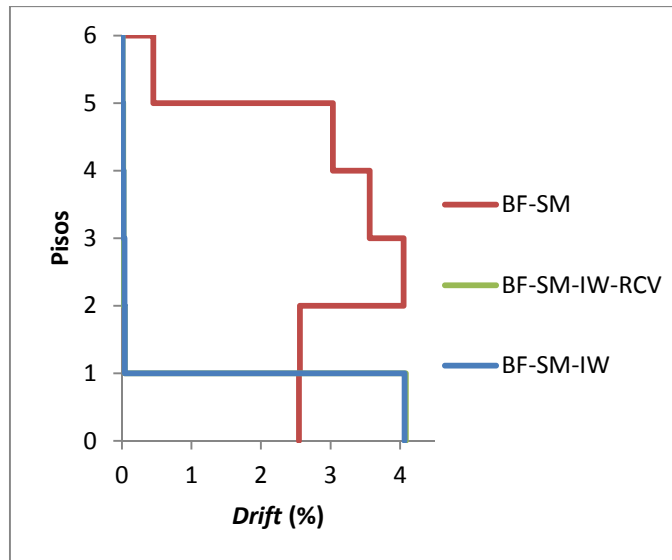


Figura 4.28 – Perfis de *drift*, sistema misto, edifício PT6

A figura anterior mostra que o *drift* máximo nos modelos com alvenaria está concentrado no rés-do-chão. Uma vez mais, ao contrário do apresentado para o sistema porticado, o modelo sem alvenarias apresenta um *drift* dividido praticamente por todos os pisos. Os parâmetros registados nas curvas de capacidade encontram-se representados na tabela 4.23:

Tabela 4.23 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema misto, PT6

Modelo	Força Máxima (KN)	Rigidez Inicial (KN/m)	Deslocamento Cedência (m)
B2-F-SM	446.32	4988.97	0.100
B2-F-SM-IW-RCV	496.35	25562.40	0.055
B2-F-SM-IW	1350.56	112546.50	0.015

Tabela 4.24 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem alvenarias, PT6

Modelo	Força Máxima	Rigidez Inicial	Deslocamento Cedência
B2-F-SM-IW-RCV	1.11	5.12	0.55
B2-F-SM-IW	3.03	22.56	0.15

As tabelas anteriores mostram a grande influência das paredes de alvenaria. O modelo composto por alvenaria na totalidade da altura, revela uma força máxima cerca de 3.03 vezes superior ao mesmo modelo sem alvenaria. A rigidez inicial, é cerca de 22.56 vezes superior.

A elevada rigidez da alvenaria traduz-se num deslocamento de cedência inferior. O modelo com rés-do-chão vazado mostra também maior rigidez e força máxima, contudo são valores bem inferiores aos do modelo com alvenaria em toda a altura.

Seguem-se agora os resultados dos modelos com sistema misto, para o edifício PT8. As figuras 4.29 e 4.30 mostram as curvas de capacidade para os modelos com sistema misto, edifício PT8:

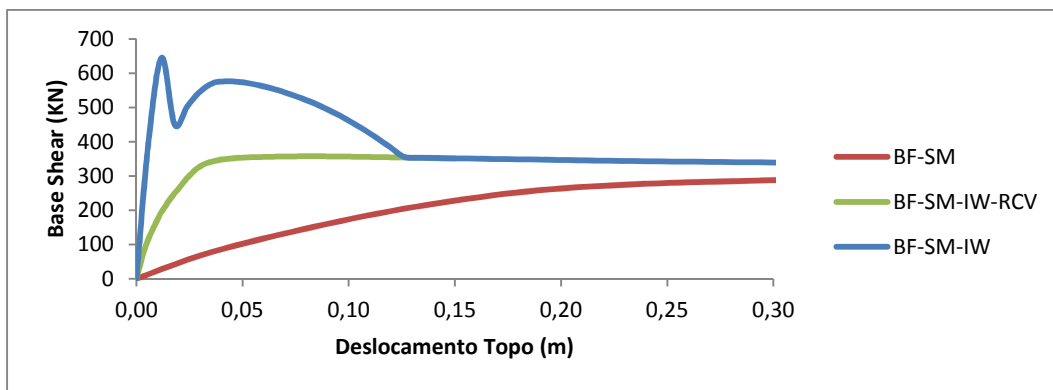


Figura 4.29 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema misto, edifício PT8

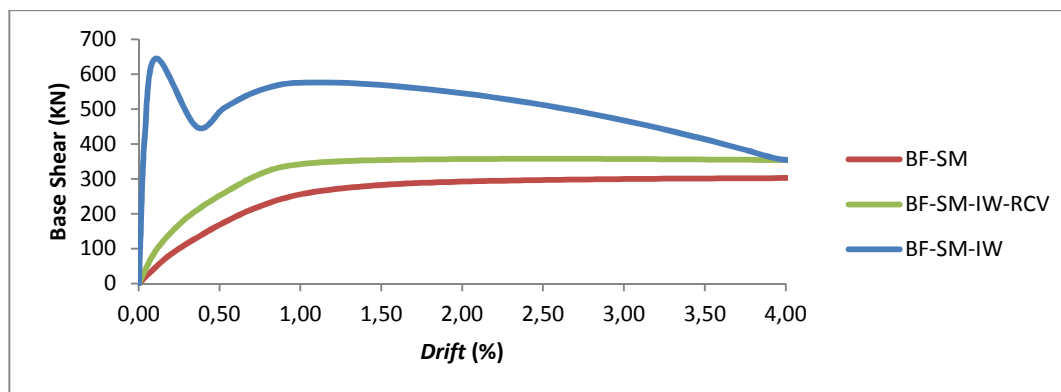


Figura 4.30 – Curva de Capacidade (*drift*), sistema misto, edifício PT8

As figuras anteriores mostram a comparação entre o modelo sem alvenarias, com alvenarias em toda a altura e com alvenarias com rés-do-chão vazado. A figura 4.31 mostra os perfis de *drift* para os mesmos três modelos.

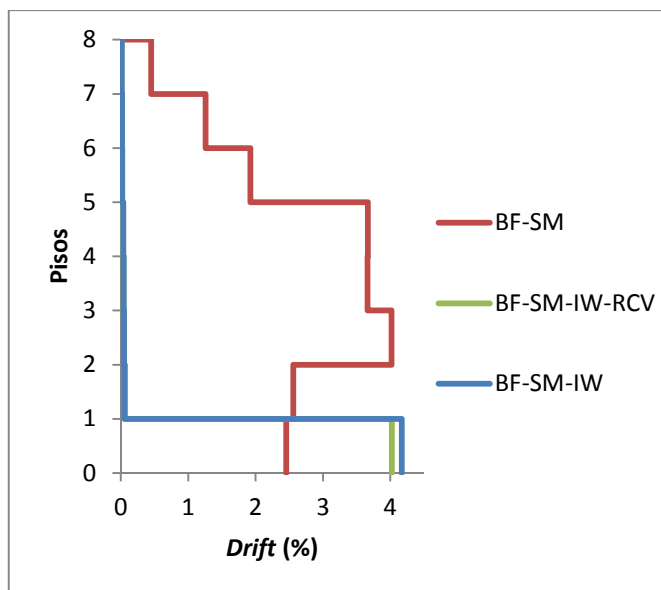


Figura 4.31 – Perfis de *drift*, sistema misto, edifício PT8

Os modelos com alvenaria apresentam mais uma vez o *drift* concentrado no rés-do-chão. O modelo sem alvenarias apresenta um *drift* dividido praticamente por todos os pisos, à semelhança do que acontece para o edifício PT4 e PT6. Pela análise destes resultados, verifica-se que a parede resistente distribui o *drift* por um maior número de pisos. Apesar de o *drift* estar distribuído por mais pisos, o valor continua a ser da mesma ordem de grandeza do verificado para o sistema porticado. A parede distribui o *drift* pelos pisos, contudo não faz com que o valor seja menor. Os parâmetros registados nas curvas de capacidade encontram-se representados na tabela 4.25:

Tabela 4.25 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema misto, PT8

Modelo	Força Máxima (KN)	Rigidez Inicial (KN/m)	Deslocamento Cedência (m)
B3-F-SM	302.43	2331.68	0.140
B3-F-SM-IW-RCV	357.82	22675.23	0.060
B3-F-SM-IW	645.70	53807.90	0.015

Tabela 4.26 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem alvenarias, PT8

Modelo	Força Máxima	Rigidez Inicial	Deslocamento Cedência
B3-F-SM-IW-RCV	1.18	9.72	0.43
B3-F-SM-IW	2.14	23.08	0.11

As tabelas anteriores mostram a grande influência das paredes de alvenaria. O modelo composto por alvenaria na totalidade da altura, revela uma força máxima cerca de 2.14 vezes superior ao mesmo modelo sem alvenaria. A rigidez inicial, é cerca de 23.08 vezes superior. A elevada rigidez da alvenaria traduz-se num deslocamento de cedência inferior. O modelo com rés-do-chão vazado mostra também maior rigidez e força máxima, contudo são valores bem inferiores aos do modelo com alvenaria em toda a altura.

4.3.3 Sistema parede

À semelhança do exposto para o sistema porticado e misto, são agora enunciados os resultados obtidos para os modelos com sistema parede. As figuras 4.32 (deslocamento de topo) e 4.33 (*drift*) representam a curva de capacidade para o edifício PT4.

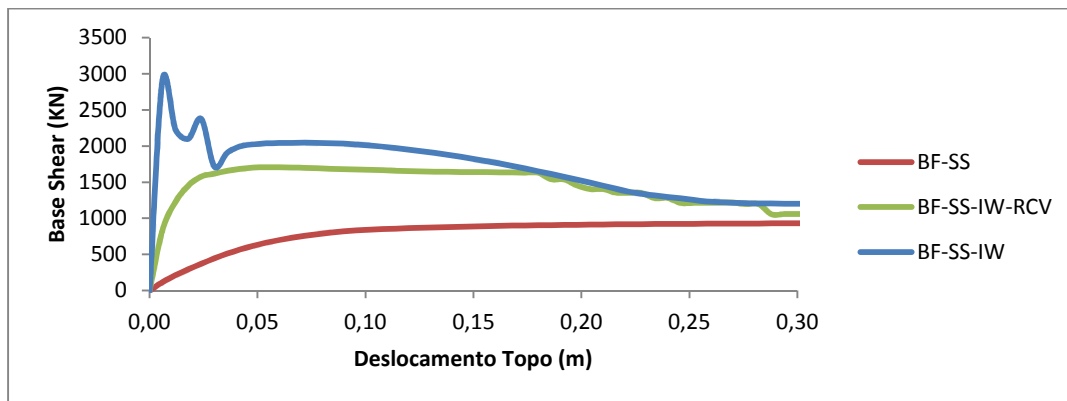


Figura 4.32 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema parede, edifício PT4

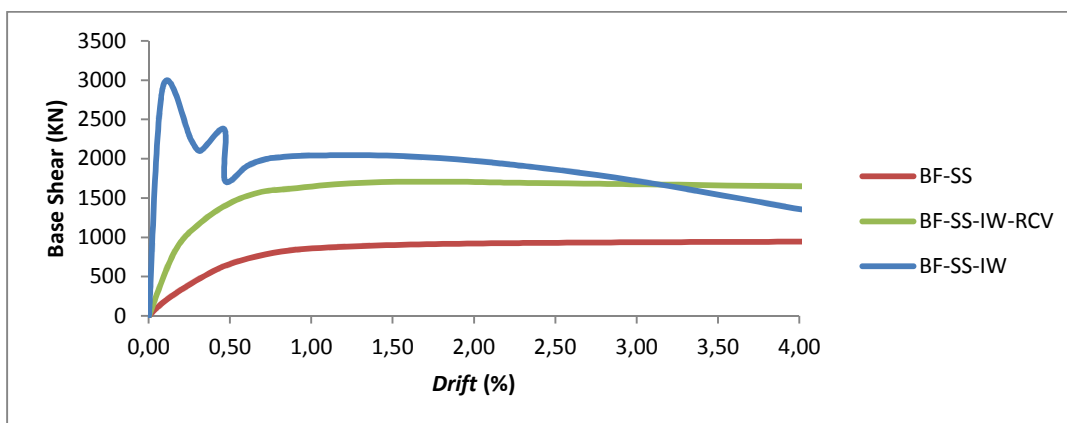


Figura 4.33 – Curva de Capacidade (*drift*), sistema parede, edifício PT4

As figuras anteriores mostram a comparação entre o modelo sem alvenarias, com alvenarias em toda a altura e com alvenarias com rés-do-chão vazado. Uma vez mais, serão mostrados em forma de tabela alguns parâmetros registados nas curvas de capacidade. A figura 4.34 mostra os perfis de *drift* para os mesmos três modelos.

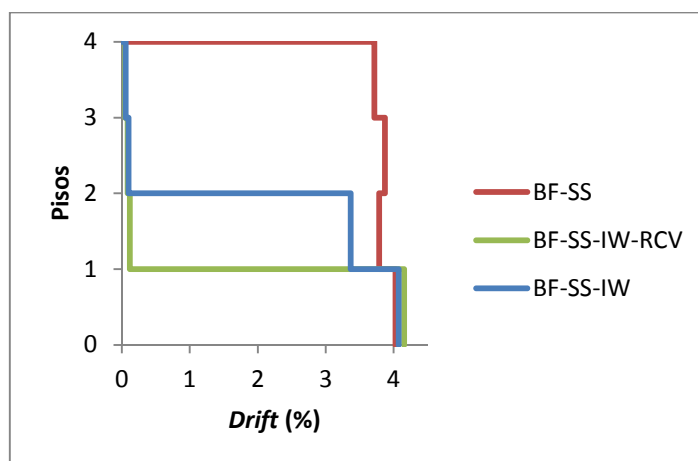


Figura 4.34 – Perfis de *drift*, sistema parede, edifício PT4

Nos sistemas vistos anteriormente, sistema porticado e sistema misto, todos os modelos com alvenaria tinham o *drift* concentrado ao nível do rés-do-chão. No sistema parede, como podemos observar na figura, o modelo com alvenaria em toda a altura apresenta um *drift* concentrado nos dois primeiros pisos, e não apenas no primeiro. Ainda assim, o modelo com rés-do-chão vazado tem o *drift* concentrado apenas no rés-do-chão. À semelhança do sistema misto, o modelo sem alvenaria apresenta um *drift* distribuído por toda a altura, o que vem ao encontro da observação feita há pouco. A parede resistente distribui o *drift* por mais pisos. No sistema parede, a parede resistente tem maior secção, daí a distribuição do *drift* por pisos ser ainda mais significativa. Por essa mesma razão, no modelo com alvenarias em toda a altura, o *drift* não se concentra no primeiro piso, mas nos dois primeiros pisos. Como referido anteriormente, os parâmetros registados nas curvas de capacidade encontram-se representados na tabela 4.27:

Tabela 4.27 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema parede, PT4

Modelo	Força Máxima (KN)	Rigidez Inicial (KN/m)	Deslocamento Cedência (m)
B1-F-SS	950.73	17639.99	0.050
B1-F-SS-IW-RCV	1707.80	102132.11	0.025
B1-F-SS-IW	2910.79	185886.10	0.010

Tabela 4.28 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem alvenarias, PT4

Modelo	Força Máxima	Rigidez Inicial	Deslocamento Cedência
B1-F-SS-IW-RCV	1.80	5.79	0.50
B1-F-SS-IW	3.06	10.54	0.20

As tabelas anteriores mostram a grande influência das paredes de alvenaria. O modelo composto por alvenaria na totalidade da altura, revela uma força máxima cerca de 3.06 vezes superior ao mesmo modelo sem alvenaria. A rigidez inicial, é cerca de 10.54 vezes superior. A elevada rigidez da alvenaria traduz-se num deslocamento de cedência inferior. O modelo com rés-do-chão vazado mostra também maior rigidez e força máxima, contudo são valores bem inferiores aos do modelo com alvenaria em toda a altura.

Seguem-se agora os resultados dos modelos com sistema parede, para o edifício PT6. As figuras 4.35 e 4.36 mostram as curvas de capacidade para os modelos com sistema parede, edifício PT6:

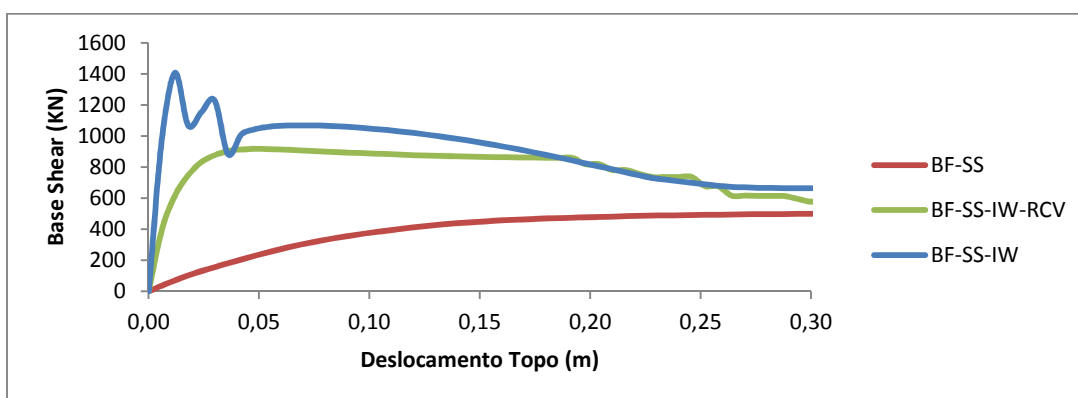


Figura 4.35 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema parede, edifício PT6

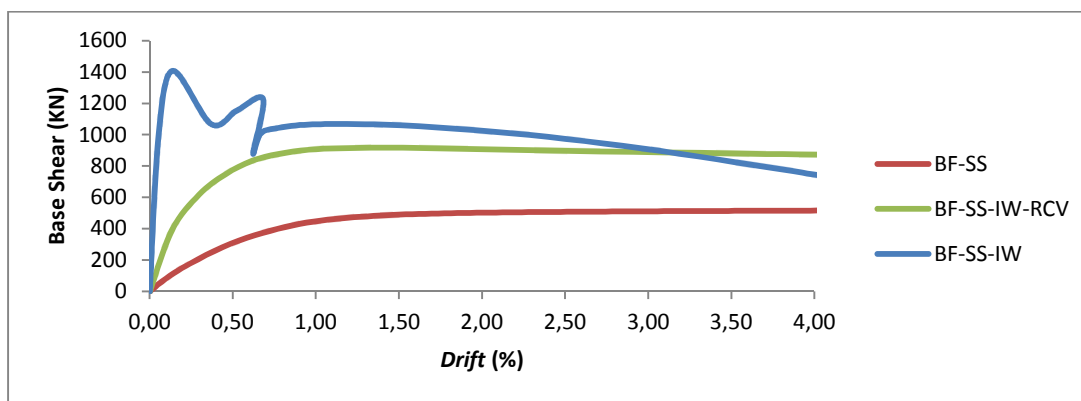


Figura 4.36 – Curva de Capacidade (drift), sistema parede, edifício PT6

As figuras anteriores mostram a comparação entre o modelo sem alvenarias, com alvenarias em toda a altura e com alvenarias com rés-do-chão vazado. A figura 4.37 mostra os perfis de *drift* para os mesmos três modelos.

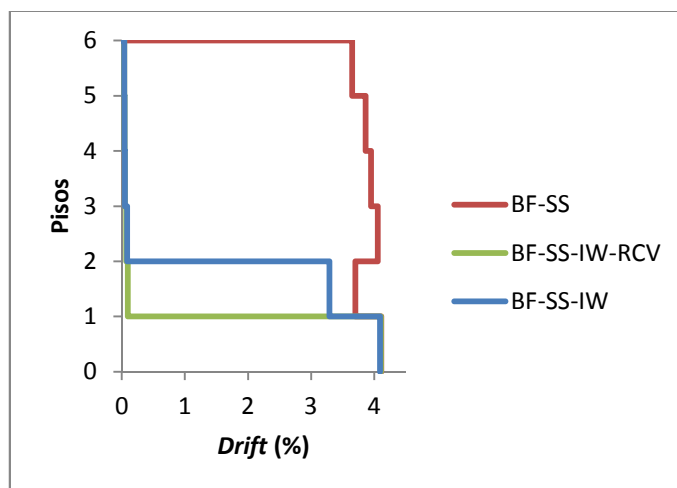


Figura 4.37 – Perfis de *drift*, sistema misto, edifício PT6

Tal como havia sido verificado para o edifício PT4, a parede resistente distribui o *drift* por mais pisos. No modelo sem alvenarias, o *drift* concentra-se em todos os pisos. Mais uma vez o modelo com alvenaria em toda a altura apresenta *drift* concentrado nos dois primeiros pisos. Os parâmetros registados nas curvas de capacidade encontram-se representados na tabela 4.29:

Tabela 4.29 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema parede, PT6

Modelo	Força Máxima (KN)	Rigidez Inicial (KN/m)	Deslocamento Cedência (m)
B2-F-SS	516.10	5810.62	0.070
B2-F-SS-IW-RCV	916.94	51409.01	0.025
B2-F-SS-IW	1407.56	117297.00	0.010

Tabela 4.30 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem alvenarias, PT6

Modelo	Força Máxima	Rigidez Inicial	Deslocamento Cedência
B2-F-SS-IW-RCV	1.77	8.85	0.35
B2-F-SS-IW	2.73	20.19	0.14

As tabelas anteriores mostram a grande influência das paredes de alvenaria. O modelo composto por alvenaria na totalidade da altura, revela uma força máxima cerca de 2.73 vezes superior ao mesmo modelo sem alvenaria. A rigidez inicial, é cerca de 20.19 vezes superior.

A elevada rigidez da alvenaria traduz-se num deslocamento de cedência inferior. O modelo com rés-do-chão vazado mostra também maior rigidez e força máxima, contudo são valores bem inferiores aos do modelo com alvenaria em toda a altura.

Seguem-se agora os resultados dos modelos com sistema parede, para o edifício PT8. As figuras 4.38 e 4.39 mostram as curvas de capacidade para os modelos com sistema parede, edifício PT8:

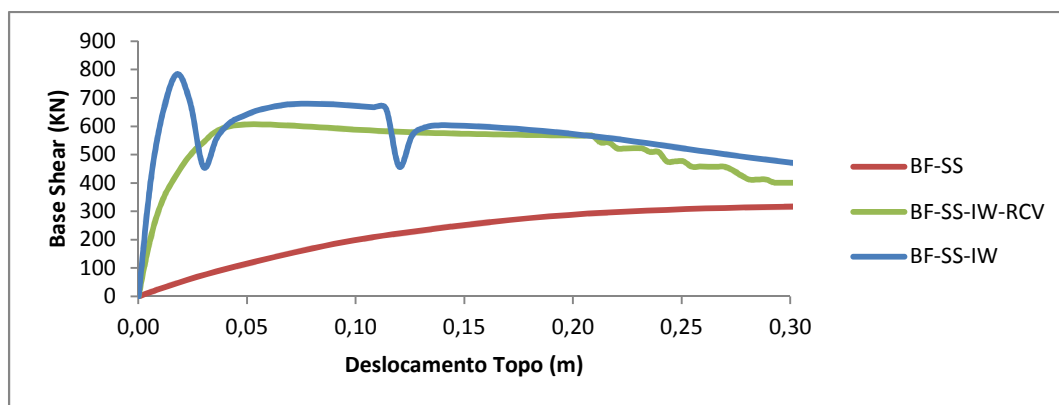


Figura 4.38 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema parede, edifício PT8

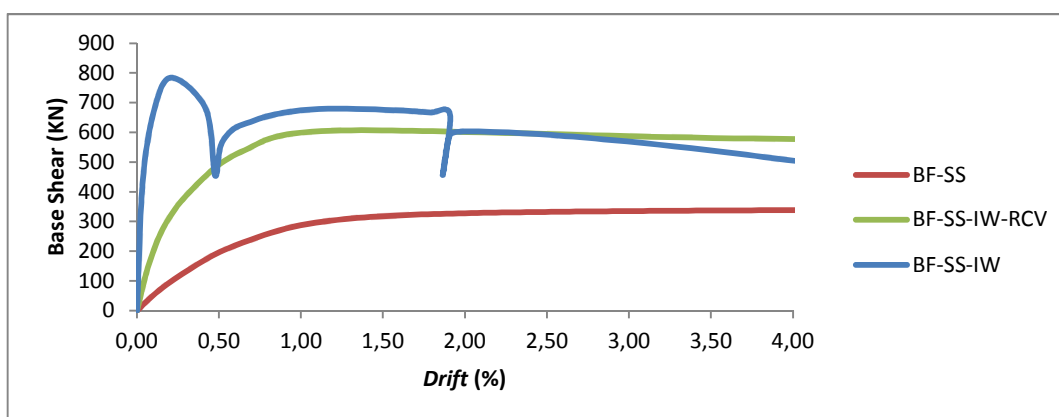


Figura 4.39 – Curva de Capacidade (*drift*), sistema parede, edifício PT8

As figuras anteriores mostram a comparação entre o modelo sem alvenarias, com alvenarias em toda a altura e com alvenarias com rés-do-chão vazado. A figura 4.40 mostra os perfis de *drift* para os mesmos três modelos.

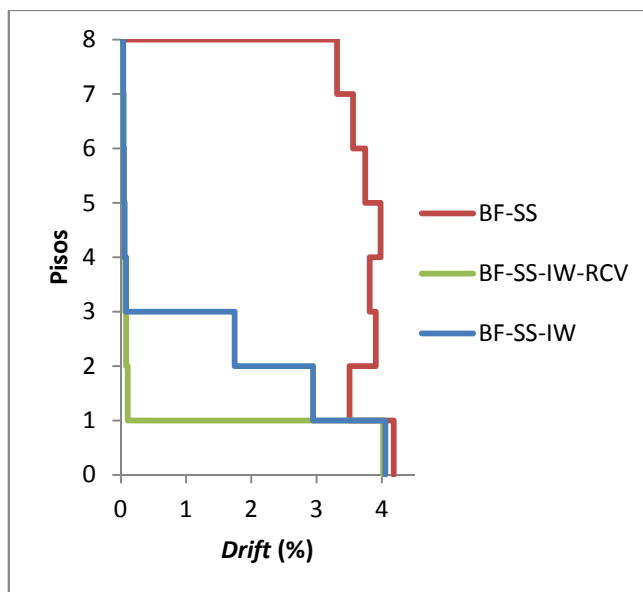


Figura 4.40 – Perfis de *drift*, sistema parede edifício PT8

Tal como havia sido verificado para o edifício PT4 e PT6, a parede resistente distribui o *drift* por mais pisos. No modelo sem alvenarias, o *drift* concentra-se em todos os pisos. Mais uma vez o modelo com alvenaria em toda a altura apresenta *drift* concentrado nos dois primeiros pisos. Os parâmetros registados nas curvas de capacidade encontram-se representados na tabela 4.31:

Tabela 4.31 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema parede, PT8

Modelo	Força Máxima (KN)	Rigidez Inicial (KN/m)	Deslocamento Cedência (m)
B3-F-SS	338.49	2633.57	0.100
B3-F-SS-IW-RCV	607.06	34382.88	0.035
B3-F-SS-IW	784.26	55810.90	0.020

Tabela 4.32 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem alvenarias, PT8

Modelo	Força Máxima	Rigidez Inicial	Deslocamento Cedência
B3-F-SS-IW-RCV	1.79	13.06	0.35
B3-F-SS-IW	2.32	21.19	0.20

As tabelas anteriores mostram a grande influência das paredes de alvenaria. O modelo composto por alvenaria na totalidade da altura, revela uma força máxima cerca de 2.32 vezes superior ao mesmo modelo sem alvenaria. A rigidez inicial, é cerca de 21.19 vezes superior.

A elevada rigidez da alvenaria traduz-se num deslocamento de cedência inferior. O modelo com rés-do-chão vazado mostra também maior rigidez e força máxima, contudo são valores bem inferiores aos do modelo com alvenaria em toda a altura.

4.3.4 Modelos sem alvenarias

As subsecções anteriores mostraram a influência das alvenarias na análise *pushover*. Na presente subsecção pretende avaliar-se apenas a influência das paredes resistentes de betão armado. Vão comparar-se os modelos sem alvenaria dos sistemas porticado, misto e parede. Os parâmetros envolvidos nesta subsecção são os mesmos.

A curva de capacidade para os modelos sem alvenaria, para o edifício PT4 apresenta-se nas figuras 4.41 (deslocamento de topo) e 4.42 (*drift*):

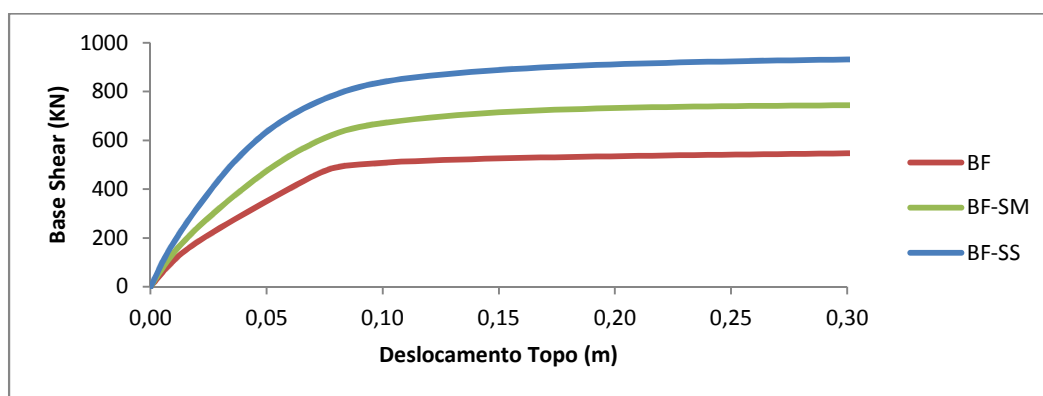


Figura 4.41 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, edifício PT4

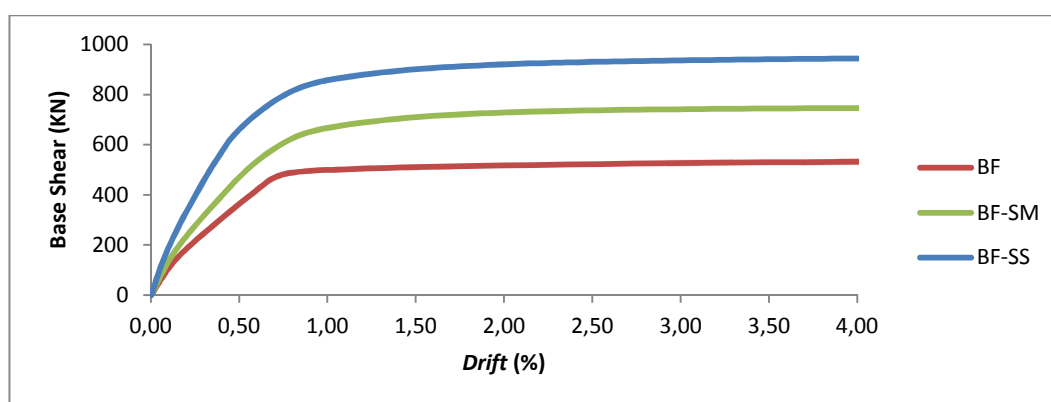


Figura 4.42 – Curva de Capacidade (*drift*), sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, edifício PT4

As figuras anteriores mostram a comparação entre os vários sistemas estudados, sem considerar as alvenarias. Facilmente se observa a maior rigidez e resistência oferecida pelas paredes resistentes. Estes parâmetros serão posteriormente organizados numa tabela. A figura 4.43 mostra os perfis de *drift* para os mesmos três modelos.

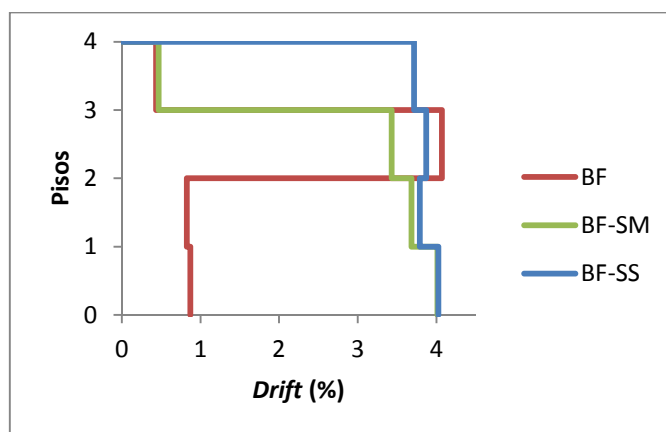


Figura 4.43 – Perfis de *drift*, sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, edifício PT4

Como tinha sido verificado anteriormente, as paredes resistentes distribuem o *drift* por um número maior de pisos. No modelo sem parede resistente, o *drift* está concentrado entre o piso dois e três, que corresponde à altura onde ocorre a mudança de seção dos pilares de betão armado. No modelo com sistema misto, o *drift* está concentrado em três pisos, sendo que o modelo com sistema parede, o *drift* está concentrado em todos os pisos. De acordo com estes resultados, pode concluir-se que as paredes resistentes distribuem melhor o *drift* em altura quanto mais resistente for a parede. Importa referir ainda que, esta distribuição do *drift* em altura não implica o decréscimo do valor deste. Apesar da melhor distribuição, o seu valor continua a ser elevado. Os parâmetros registados nas curvas de capacidade encontram-se representados na tabela 4.33:

Tabela 4.33 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, PT4

Modelo	Força Máxima (KN)	Rigidez Inicial (KN/m)	Deslocamento Cedência (m)
B1-F	573.03	10424.38	0.07
B1-F-SM	750.60	13440.98	0.06
B1-F-SS	950.73	17639.99	0.05

Tabela 4.34 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem parede resistente, PT4

Modelo	Força Máxima	Rigidez Inicial	Deslocamento Cedência
B1-F-SM	1.31	1.29	0.86
B1-F-SS	1.66	1.69	0.71

As tabelas anteriores mostram a influência das paredes resistentes de betão armado. Os modelos com estas condições apresentam maior rigidez inicial e maior força máxima, no entanto, este acréscimo não é muito significativo. O que se depreende é que quanto maior for a seção da parede, maior é o acréscimo. O sistema misto apresenta uma força máxima 31% superior ao modelo sem parede, ao passo que o sistema parede tem uma força máxima 66% superior. Os valores de rigidez inicial são idênticos a estes últimos. O deslocamento de cedência é tanto menor quanto maior a seção da parede. Ainda assim, a influência não é muito importante.

Depois de apresentados os resultados para o edifício PT4, seguem-se os resultados para o edifício PT6. As figuras 4.44 e 4.45 apresentam a curva de capacidade para este edifício:

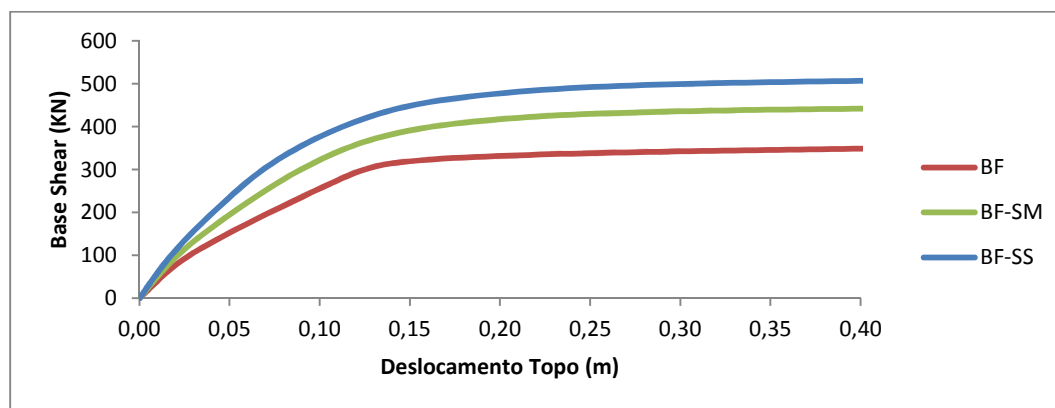


Figura 4.44 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, edifício PT6

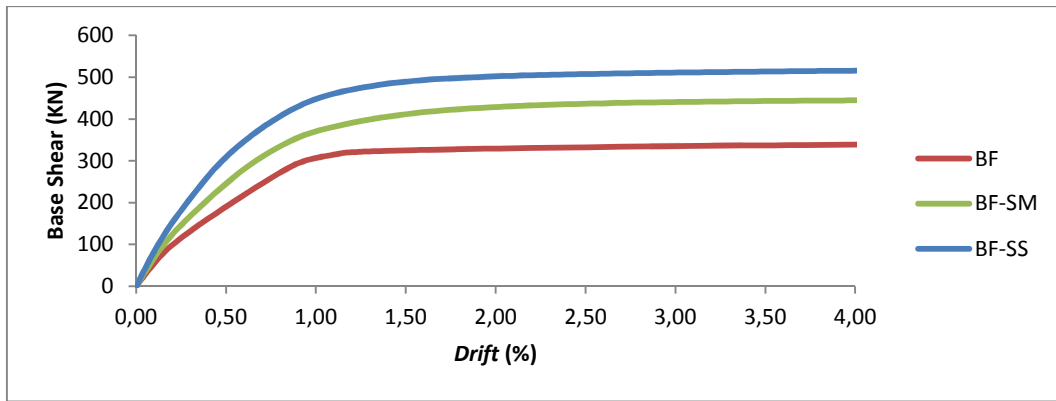


Figura 4.45 – Curva de Capacidade (*drift*), sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, edifício PT6

As figuras anteriores mostram a comparação entre os vários sistemas estudados, sem considerar as alvenarias. Mais uma vez se observa a maior rigidez e resistência oferecida pelas paredes resistentes. A figura 4.46 mostra os perfis de *drift* para os mesmos três modelos.

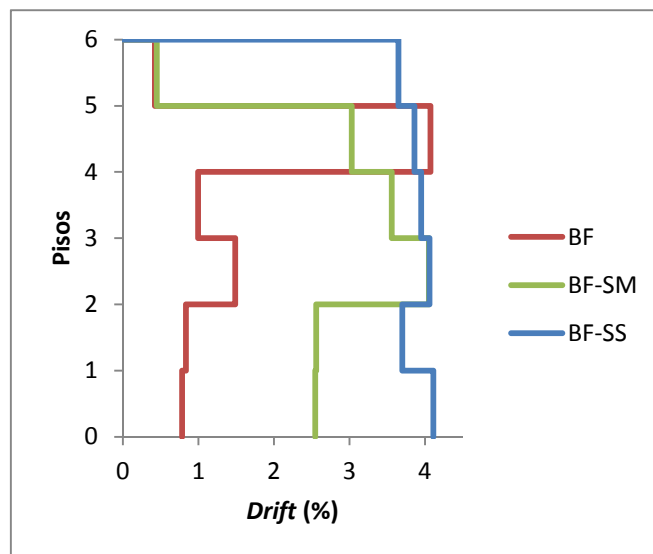


Figura 4.46 – Perfis de *drift*, sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, edifício PT6

A análise da figura anterior, permite comprovar mais uma vez a influência das paredes resistentes. Quanto maior a seção da parede, por mais pisos está distribuído o *drift*. O sistema sem paredes apresenta o *drift* máximo nas zonas de mudança de seção dos pilares de betão armado. Os parâmetros registados nas curvas de capacidade encontram-se representados na tabela 4.35:

Tabela 4.35 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, PT6

Modelo	Força Máxima (KN)	Rigidez Inicial (KN/m)	Deslocamento Cedência (m)
B2-F	359.04	4053.68	0.130
B2-F-SM	446.32	4988.97	0.100
B2-F-SS	516.10	6810.62	0.070

Tabela 4.36 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem parede resistente, PT6

Modelo	Força Máxima	Rigidez Inicial	Deslocamento Cedência
B2-F-SM	1.24	1.23	0.77
B2-F-SS	1.44	1.68	0.54

As tabelas anteriores confirmam a influência das paredes resistentes de betão armado. O sistema misto apresenta uma força máxima 24% superior ao modelo sem parede, ao passo que o sistema parede tem uma força máxima 44% superior. Os valores de rigidez inicial são idênticos a estes últimos.

Depois de apresentados os resultados para o edifício PT4 e PT6, seguem-se os resultados para o edifício PT8. As figuras 4.47 e 4.48 apresentam a curva de capacidade para este edifício:

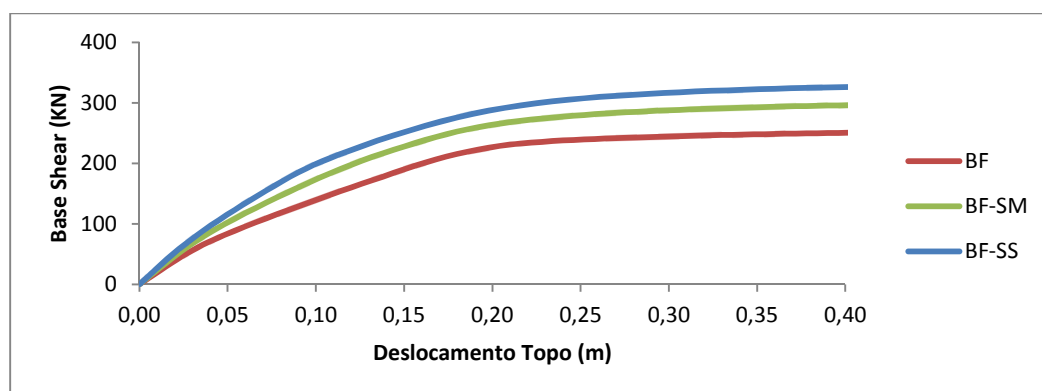


Figura 4.47 – Curva de Capacidade (deslocamento topo), sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, edifício PT8

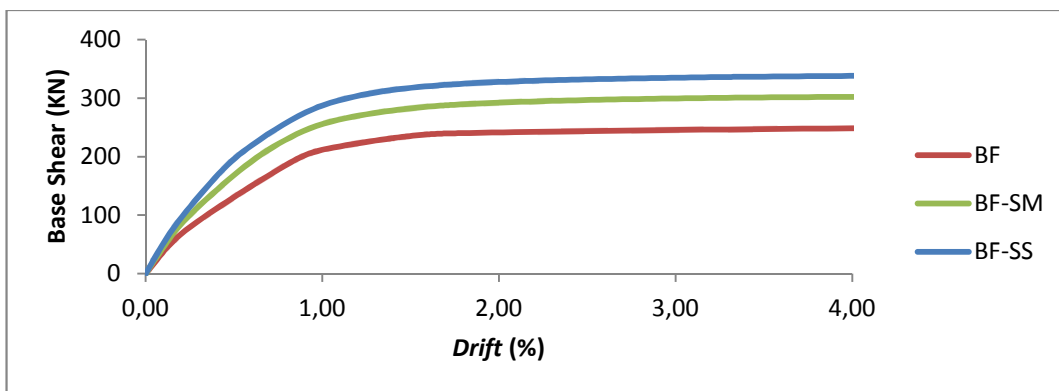


Figura 4.48 – Curva de Capacidade (*drift*), sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, edifício PT8

As figuras anteriores mostram a comparação entre os vários sistemas estudados, sem considerar as alvenarias. Mais uma vez se observa a maior rigidez e resistência oferecida pelas paredes resistentes. A figura 4.49 mostra os perfis de *drift* para os mesmos três modelos.

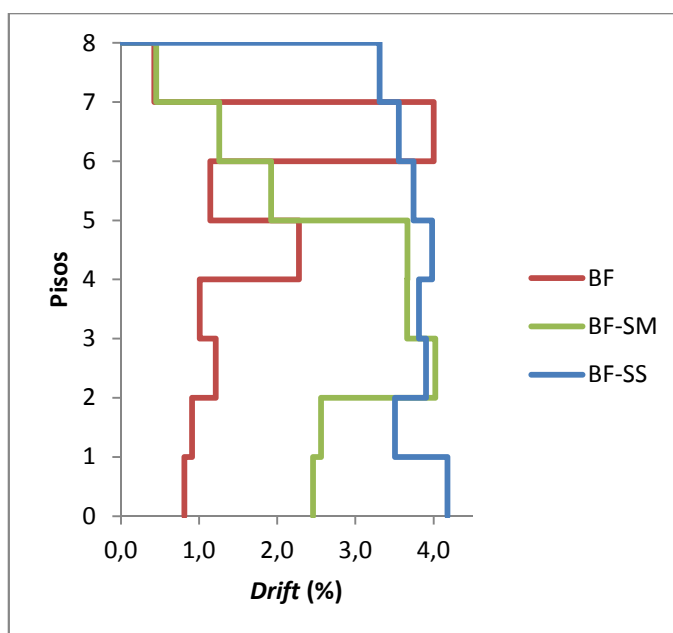


Figura 4.49 – Perfis de *drift*, sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, edifício PT8

A análise da figura anterior, permite comprovar mais uma vez a influência das paredes resistentes. Quanto maior a seção da parede, por mais pisos está distribuído o *drift*. O sistema sem paredes apresenta o *drift* máximo nas zonas de mudança de seção dos pilares de betão armado. Os parâmetros registados nas curvas de capacidade encontram-se representados na tabela 4.37:

Tabela 4.37 – Força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, sistema porticado, misto e parede, sem alvenarias, PT8

Modelo	Força Máxima (KN)	Rigidez Inicial (KN/m)	Deslocamento Cedência (m)
B3-F	253.11	1943.66	0.180
B3-F-SM	302.43	2331.68	0.140
B3-F-SS	338.49	2633.57	0.100

Tabela 4.38 – Valores do rácio da força máxima, rigidez inicial e deslocamento de cedência, em relação ao modelo sem parede resistente, PT8

Modelo	Força Máxima	Rigidez Inicial	Deslocamento Cedência
B3-F-SM	1.19	1.20	0.77
B3-F-SS	1.34	1.35	0.56

As tabelas anteriores confirmam a influência das paredes resistentes de betão armado. O sistema misto apresenta uma força máxima 19% superior ao modelo sem parede, ao passo que o sistema parede tem uma força máxima 34% superior. Os valores de rigidez inicial são idênticos a estes últimos.

4.3.5 Conclusão

A seção relativa à análise *pushover* é bastante extensa, o que, pela presença de muitos modelos em estudo, se torna um pouco difícil de assimilar. Deste modo, é apresentada de seguida uma tabela que resume a influência das paredes de alvenaria e das paredes resistentes de betão armado. A tabela 4.39 mostra o intervalo máximo de rácio verificado nos modelos com estes elementos em relação aos mesmos modelos sem os tais:

Tabela 4.39 – Tabela resumo da influência das alvenarias e paredes resistentes nos edifícios estudados, para a análise *pushover* (Rácio):

Elemento	Força Máxima	Rigidez Inicial	Deslocamento Cedência
Alvenarias	2.14 a 4.53	8.54 a 29.23	0.08 a 0.20
Alvenarias R/C Vazado	1.11 a 1.80	2.73 a 13.06	0.17 a 0.55
Parede Resistente (Misto)	1.19 a 1.31	1.20 a 1.29	0.77 a 0.86
Parede Resistente (Parede)	1.34 a 1.66	1.35 a 1.69	0.54 a 0.71

Esta tabela resumo mostra claramente a influência das alvenarias e das paredes resistentes na análise *pushover* de edifícios de betão armado. A força máxima é 2.14 a 4.53 vezes superior na presença de alvenarias em toda a altura. Já a rigidez assume valores bem superiores, sendo 8.54 a 29.23 vezes superior. O deslocamento de cedência é também muito inferior na presença de alvenarias, apresentando um rácio entre os 0.08 e 0.20. Quando analisamos os mesmos parâmetros com alvenarias em edifícios com rés-do-chão vazado, o aumento é já bem menor. A força máxima nunca passa para o dobro, apresentando um rácio entre 1.11 e 1.80. A rigidez inicial apresenta um rácio entre 2.73 e 13.06, enquanto que o rácio para o deslocamento de cedência está situado entre 0.17 e 0.55. Quando se fala das paredes resistentes, a influência é notória, mas não tão importante, já que a força máxima aumenta entre 19% e 31% para o sistema misto e entre 34% e 66% para o sistema parede. A rigidez inicial apresenta um rácio entre 1.20 e 1.29 para o sistema misto e um rácio entre 1.35 e 1.69 para o sistema parede. Como se observa, as paredes resistentes oferecem um acréscimo de resistência e rigidez, mas por outro lado, têm também a capacidade de dar alguma ductilidade à estrutura, pelo que a diferença no deslocamento de cedência é baixa, apresentando rácios de 0.77 a 0.86 e 0.54 a 0.71 para o sistema misto e parede, respetivamente.

São apresentadas ainda duas tabelas (tabela 4.40 e 4.41) que mostram em que sistema estrutural a influência da alvenaria é mais notória.

Tabela 4.40 – Influência das Paredes de Alvenaria em toda a altura em função do Sistema Estrutural (Rácio)

Sistema Estrutural	Força Máxima	Rigidez Inicial	Deslocamento Cedência
Porticado	2.61 a 4.53	9.58 a 29.23	0.08 a 0.14
Misto	2.14 a 3.68	8.54 a 23.08	0.11 a 0.17
Parede	2.32 a 3.06	10.54 a 21.19	0.14 a 0.20

Tabela 4.41 – Influência das Paredes de Alvenaria com rés-do-chão vazado em função do Sistema Estrutural (Rácio)

Sistema Estrutural	Força Máxima	Rigidez Inicial	Deslocamento Cedência
Porticado	1.15 a 1.30	2.73 a 6.51	0.17 a 0.36
Misto	1.11 a 1.18	3.34 a 9.72	0.33 a 0.55
Parede	1.77 a 1.80	5.79 a 13.06	0.35 a 0.50

Analisando as tabelas anteriores, confirma-se, tal como na seção frequências e modos de vibração que a influência das alvenarias varia de acordo com o sistema estrutural. Se se referirmos à alvenaria presente em toda a altura do edifício, a força máxima e a rigidez inicial reduz um pouco na presença de sistemas estruturais com parede resistente. Nos modelos com alvenaria com rés-do-chão vazado ocorre o oposto. A força máxima e rigidez inicial aumentam em função do sistema estrutural com paredes resistentes. O deslocamento de cedência apresenta valores de rácio maiores, quanto maior for a seção da parede resistente, quer nos modelos com alvenaria em toda a altura, quer nos modelos com alvenaria com rés-do-chão vazado.







Esta análise *pushover* permite também perceber de que forma o *drift* se distribui pelo edifício. Nos modelos simples, o *drift* concentra-se nos pontos de mudança de seção de betão armado. Ao ser introduzida a alvenaria, o *drift* passa a concentrar-se ao nível do rés-do-chão. De facto, a rigidez destes elementos é muito condicionante, o que leva ao aumento significativo da força basal na base do edifício, podendo mesmo indicar o mecanismo de *soft-storey*. Por outro lado, as paredes resistentes de betão armado permitem uma distribuição do *drift* em altura. O valor deste *drift* não deixa de ser elevado, contudo, é muito menos prejudicial um *drift* concentrado em vários pisos, do que o *drift* concentrado em apenas um piso. Mesmo em elementos com alvenaria, é possível verificar este fenómeno, pelo que no caso da parede resistente de maior seção, o *drift* que estava sempre concentrado no primeiro piso, passou a concentrar-se nos dois primeiros pisos. Assim, quanto maior a seção de betão armado da parede resistente, mais distribuído em altura será o *drift*. A figura 4.50 auxilia a perceber a variação dos perfis de *drift* nos vários modelos do edifício PT8.

8 Pisos									
Pisos	BF	BF-SM	BF-SS	BF-IW	BF-SM-IW	BF-SS-IW	BF-IW-RCV	BF-SM-IW-RCV	BF-SS-IW-RCV
7 e 8	Verde	Verde	Laranja	Azul	Azul	Azul	Azul	Azul	Azul
6 e 7	Amarelo	Amarelo	Vermelho	Azul	Azul	Azul	Azul	Azul	Azul
5 e 6	Amarelo	Laranja	Vermelho	Azul	Azul	Azul	Azul	Azul	Azul
4 e 5	Laranja	Vermelho	Vermelho	Azul	Azul	Azul	Azul	Azul	Azul
3 e 4	Amarelo	Vermelho	Vermelho	Azul	Azul	Azul	Azul	Azul	Azul
2 e 3	Amarelo	Vermelho	Vermelho	Azul	Azul	Laranja	Azul	Azul	Azul
1 e 2	Amarelo	Laranja	Vermelho	Azul	Azul	Laranja	Azul	Azul	Azul
0 e 1	Amarelo	Laranja	Vermelho	Vermelho	Vermelho	Vermelho	Vermelho	Vermelho	Vermelho

Figura 4.50 – Representação esquemática dos perfis de *drift* nos vários modelos do edifício PT8

As cores apresentadas na figura anterior, representam o nível de *drift* atingido nos vários pisos de cada modelo. Cada cor representa um dos estados limites de dano sugeridos por Elnashai e Rossetto [57]. A tabela 4.42 enuncia os estados limites representados na figura.

Tabela 4.42 – Estados limites sugeridos por Elnashai e Rossetto (Adaptado de [57])

Estado Limite	<i>Drift</i> (%)	Cor
Leve	0 - 0.13	
Ligeiro	0.13 - 0.19	
Moderado	0.19 - 0.56	
Extenso	0.56 - 1.63	
Parcial Colapso	1.63 - 3.34	
Colapso	3.34 - 4.78	

Analisando a figura 4.50 facilmente se retiram todas as conclusões acerca dos perfis de *drift* verificadas ao longo desta seção. O modelo porticado simples apresenta um *drift* muito variado, notando-se as variações mais bruscas nos pontos de mudança de seção de betão armado. Logo nas duas colunas que se seguem, sistema misto e parede sem alvenarias, o *drift* passa a estar mais uniforme num número mais elevado de pisos, tal como tinha sido verificado anteriormente. No sistema misto o *drift* é uniforme em três pisos, enquanto que para o sistema parede o *drift* já é uniforme em toda a altura, concluindo uma vez mais que as paredes resistentes conseguem distribuir o *drift* ao longo do edifício. As outras seis colunas referem-se aos modelos com alvenaria, onde o *drift* se concentra maioritariamente no rés-do-chão, à exceção dos modelos pertencentes ao sistema parede, onde se percebe que o *drift* já se concentra não em um, mas em três pisos.

4.4 MÉTODO N2

O Método N2 utiliza uma análise *pushover* para a determinação do deslocamento máximo exigido nas estruturas de betão armado durante a ocorrência de um sismo. No presente trabalho foi usado o programa “EC8spec”. Neste programa, foi definida uma ação através de um espectro. Um espectro é um gráfico que representa a ação sísmica esperada para determinado local. Este gráfico permite relacionar a aceleração com o período. Assim, determinando o período natural de cada modelo, facilmente podemos prever a aceleração a que é mais suscetível.

Para definição do espectro, é necessário introduzir dados no programa. Dados esses como Município, tipo de sismo, classe de importância, tipo de estrutura, classe de ductilidade, coeficiente de comportamento e de amortecimento. A escolha destes parâmetros não é muito importante para este estudo, mas sim a comparação dos diferentes modelos, pelo que em todos os casos foram usados os parâmetros por defeito do programa. As análises foram efetuadas para os dois tipos de sismos existentes, para o município de Lisboa. Este programa apresenta quatro graus de dano referidos pela EMS-98 [58], e as relações estabelecidas por Lagomarsino e Giovinazzi [59]. Os quatro graus de dano são calculados automaticamente de acordo com as seguintes expressões:

$$D1 = 0.7 * dy \quad (6)$$

$$D2 = 1.5 * dy \quad (7)$$

$$D3 = 0.5 * (dy + du) \quad (8)$$

$$D4 = du \quad (9)$$

Em que:

dy corresponde ao deslocamento de cedência da estrutura;

du corresponde ao deslocamento último da estrutura;

D1, D2, D3 e D4 são os valores de deslocamento, para os quais são atingidos os graus de dano 1, 2, 3 e 4.

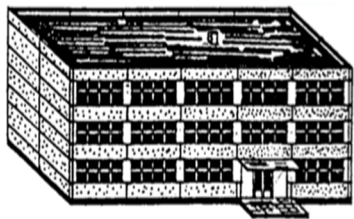

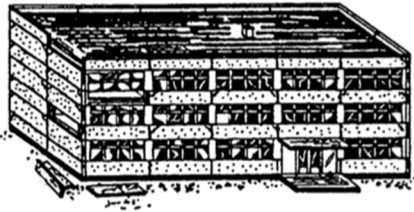
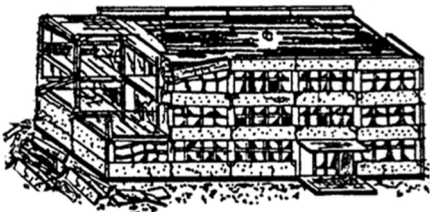
O objetivo da aplicação deste método, é descobrir qual a percentagem de ação do espectro necessária para que cada modelo em estudo atinja os tais graus de dano. De acordo com os resultados obtidos, nenhum dos modelos em estudo atinge em situação alguma os graus de dano 3 e 4. Assim, serão apresentados apenas os resultados para os graus de dano 1 e 2. Os resultados vão ser apresentados em forma de gráficos. Em contrapartida vai ser determinado o deslocamento ao qual corresponde 100% do valor de ação do espectro. Acrescentando aos dados adquiridos da análise *pushover*, é necessário calcular alguns parâmetros para a utilização deste método [56]:

$$m_{eq} = \sum m_i * \varphi_i \quad (10)$$

$$\Gamma = \frac{\sum m_i * \varphi_i}{\sum m_i * \varphi_i^2} \quad (11)$$

Os quatro graus de dano referidos há pouco estão relacionados com o modo como um edifício se comporta perante um abalo sísmico. A tabela 4.43 apresenta uma descrição dos vários graus de dano estudados neste método.

Tabela 4.43 – Classificação de danos em edifícios de betão armado [58]

Grau de Dano (D)	
	<p>D1 – Danos negligenciáveis a leves Não há danos estruturais. Danos não estruturais ligeiros. Presença de algumas fissuras. Queda de estuques.</p>
	<p>D2 – Danos moderados Danos estruturais ligeiros. Danos não estruturais moderados. Presença de fendas em colunas, molduras e paredes estruturais. Fendas em paredes divisórias. Queda de estuques.</p>
	<p>D3 – Danos severos Danos estruturais moderados. Danos não estruturais graves. Presença de fendas em colunas, juntas, etc. Descasque do recobrimento de betão, encurvadura das armaduras comprimidas. Grandes fissuras em paredes divisórias.</p>
	<p>D4 – Danos muito graves Danos estruturais graves. Danos não estruturais muito graves. Grandes aberturas nos elementos estruturais. Inclinação de colunas e/ou colapso de algumas colunas ou de um piso superior.</p>

Depois de apresentados os graus de dano estudados neste método, são apresentados os espectros da ação definida para o município de Lisboa (figuras 4.51, 4.52 e 4.53). Nestas figuras assinalam-se os pontos correspondentes ao período fundamental dos vários modelos em estudo. Por serem 27 modelos diferentes, cada figura representa os 9 modelos diferentes pertencentes a cada edifício.

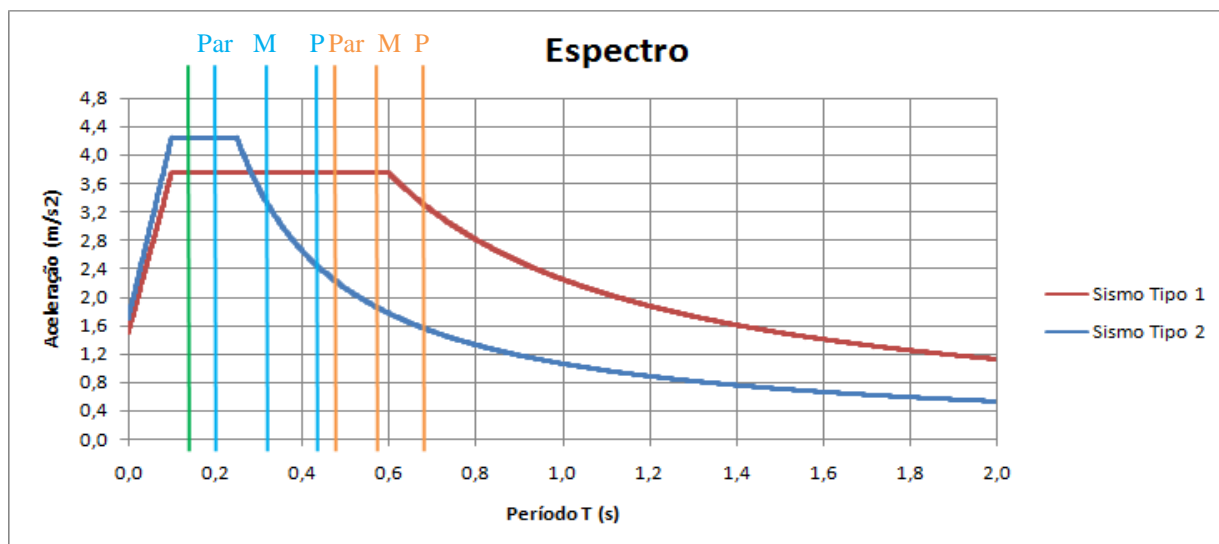


Figura 4.51 – Espectro de Ação com períodos naturais dos vários modelos do edifício PT4

Na figura anterior pode observar-se o espectro de ação para sismo tipo 1, a vermelho e para sismo tipo 2, a azul. As linhas verticais, assinalam o período natural dos vários modelos do edifício PT4. As siglas P, M e Par, corresponde ao sistema estrutural Porticado, Misto e Parede, respetivamente. Existem apenas sete linhas, porque existem alguns modelos com um período muito semelhante. Assim, para uma melhor interpretação, apresentam-se na tabela 4.44 os períodos de cada modelo com a respetiva cor.

Tabela 4.44 – Período natural dos modelos pertencentes ao edifício PT4

B1 - F	0,68 s	
B1 - F - SM	0,57 s	
B1 - F - SS	0,47 s	
B1 - F - IW	0,13 s	
B1 - F - SM - IW	0,13 s	
B1 - F - SS - IW	0,12 s	
B1 - F - IW - RCV	0,43 s	
B1 - F - SM - IW - RCV	0,32 s	
B1 - F - SS - IW - RCV	0,20 s	

De seguida tem-se em linha de conta o mesmo procedimento, para o edifício PT6:

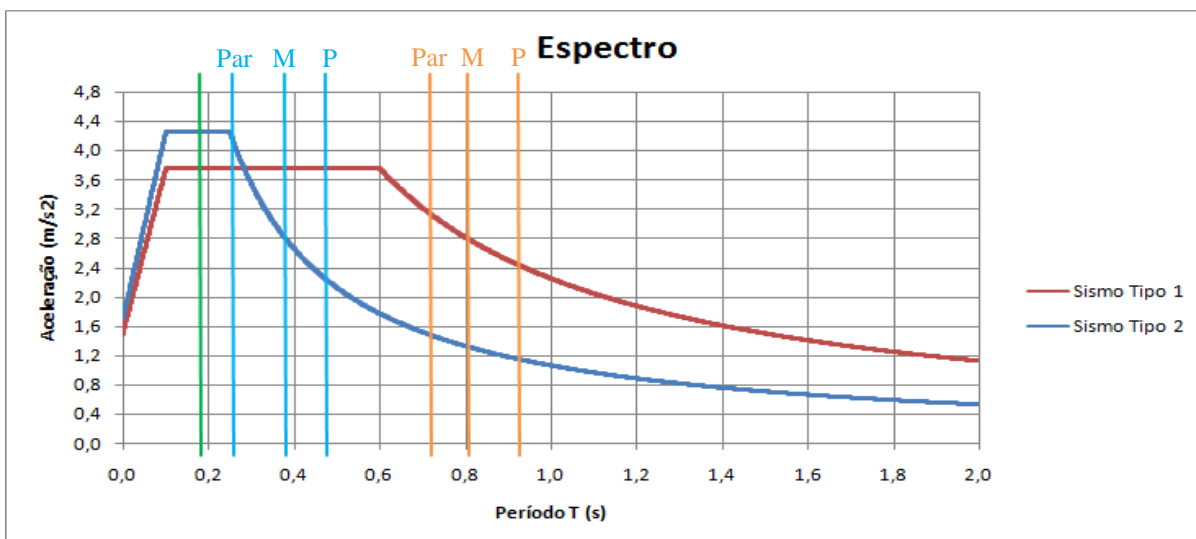


Figura 4.52 – Espectro de Ação com períodos naturais dos vários modelos do edifício PT6

Tabela 4.45 – Período natural dos modelos pertencentes ao edifício PT6

B2 - F	0,93s	
B2 - F - SM	0,81s	
B2 - F - SS	0,72s	
B2 - F - IW	0,19s	
B2 - F - SM - IW	0,18s	
B2 - F - SS - IW	0,18s	
B2 - F - IW - RCV	0,48s	
B2 - F - SM - IW - RCV	0,38s	
B2 - F - SS - IW - RCV	0,26s	

Por fim é apresentado o espectro com períodos respeitantes ao edifício PT8:

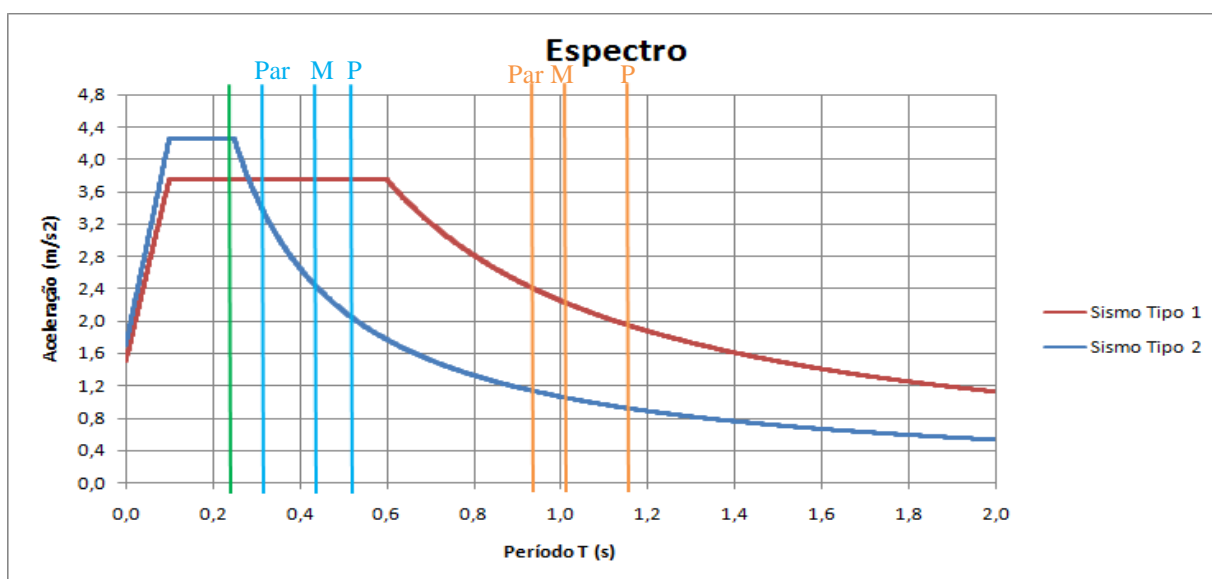


Figura 4.53 – Espectro de Ação com períodos naturais dos vários modelos do edifício PT8

Tabela 4.46 – Período natural dos modelos pertencentes ao edifício PT8

B3 - F	1,16s	
B3 - F - SM	1,03s	
B3 - F - SS	0,94s	
B3 - F - IW	0,25s	
B3 - F - SM - IW	0,24s	
B3 - F - SS - IW	0,24s	
B3 - F - IW - RCV	0,52s	
B3 - F - SM - IW - RCV	0,44s	
B3 - F - SS - IW - RCV	0,32s	

Ao analisar as figuras relativas aos espectros facilmente se percebe que com o aumento do número de pisos, maior é o período natural de vibração. Em certos casos, o sismo 1 é o condicionante, enquanto que noutros é o sismo tipo 2 o mais gravoso. Por essa razão o método N2 foi usado para os dois tipos de sismo.

De seguida são apresentadas figuras que mostram a percentagem necessária para serem atingidos os vários graus de dano referidos anteriormente. Importa referir que o grau de dano 1, corresponde ao menor nível de dano e o grau de dano 4, corresponde ao maior nível de dano. Ainda assim, apenas são atingidos os graus de dano 1 e 2.

A figura 4.54 apresenta os resultados relativos ao grau de dano 1 para o sismo tipo 1, para o edifício PT4.

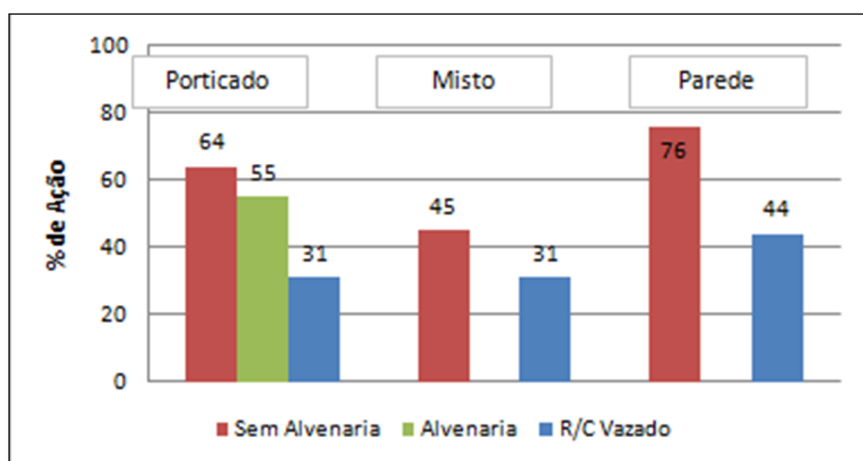


Figura 4.54 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D1, edifício PT4, sismo tipo 1

A figura anterior mostra a percentagem necessária para ser atingido o grau de dano 1 para cada modelo pertencente ao edifício PT4. Na presente análise não foi possível retirar o valor de 2 modelos, daí existirem duas colunas em falta no gráfico. Analisando o mesmo, percebe-se que os modelos com alvenaria são mais suscetíveis, pelo que são necessárias percentagens mais baixas para que o grau de dano 1 seja atingido, comparando com os modelos sem alvenarias. No sistema porticado, observa-se que o modelo com rés-do-chão vazado é mais suscetível que o modelo com alvenarias em toda a altura. Dos modelos sem alvenaria, o pertencente ao sistema porticado, de acordo com o espectro, sofre a aceleração mais baixa. Os outros dois recebem uma aceleração mais alta, contudo, a maior seção do modelo com sistema parede oferece-lhe um melhor resultado. O modelo sem alvenaria pertencente ao sistema misto tem o pior resultado dos três, uma vez que tem uma aceleração considerável e uma resistência baixa. A figura 4.55 apresenta os resultados relativos ao grau de dano 2:

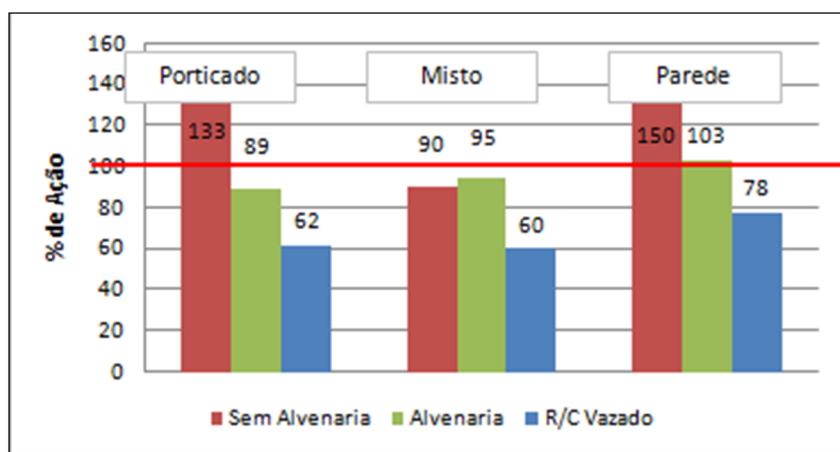


Figura 4.55 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D2, edifício PT4, sismo tipo 1

A figura anterior mostra a percentagem necessária para ser atingido o grau de dano 2 para cada modelo pertencente ao edifício PT4. Analisando a mesma, percebe-se que os modelos com alvenaria são mais suscetíveis, pelo que são necessárias percentagens de ação mais baixas para que o grau de dano 2 seja atingido, comparando com os modelos sem alvenarias, que têm percentagens superiores a 100%, exceto para o sistema misto. As percentagens superiores a 100% significam que o grau de dano não é atingido em circunstância alguma. Observando apenas os modelos com alvenarias, os que têm rés-do-chão vazado têm mais uma vez piores resultados.

Os modelos sem alvenaria comportam-se da mesma maneira que o exposto para o estado limite 1. As figuras 4.56 e 4.57 apresentam os resultados para o grau de dano 1 e 2, para o sismo tipo 2:

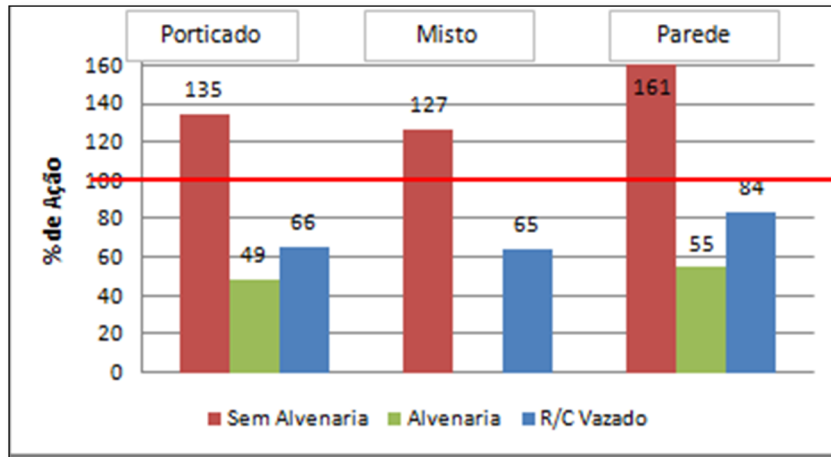


Figura 4.56 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D1, edifício PT4, sismo tipo 2

Enquanto que para o sismo tipo 1 os modelos com rés-do-chão vazado tinham piores resultados que os outros modelos com alvenaria, o mesmo não acontece para o sismo tipo 2. Os modelos com rés-do-chão vazado apresentam melhor resultado neste caso. De facto, o sismo tipo 1 é mais condicionante para a maioria dos modelos, no entanto, os modelos com alvenaria em toda a altura são mais afetados pelo sismo tipo 2. Os modelos sem alvenaria não atingem o grau de dano 1, comportando-se da mesma maneira que o exposto para o sismo tipo 1.

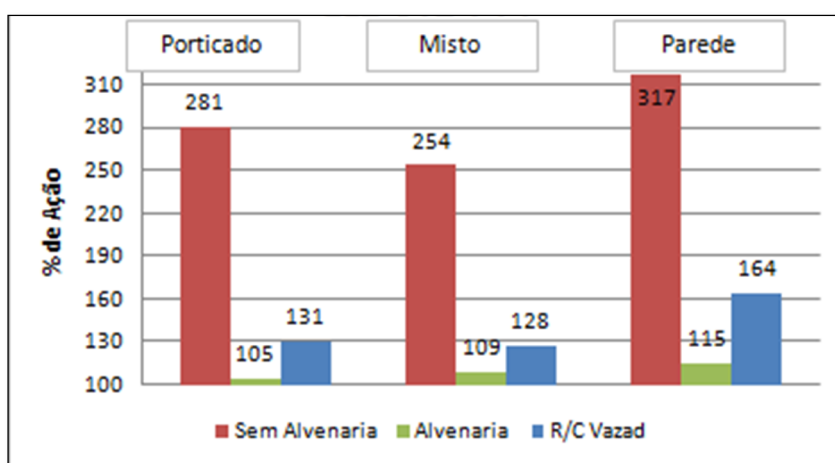


Figura 4.57 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D2, edifício PT4, sismo tipo 2

Uma vez mais os modelos com rés-do-chão vazado têm percentagens mais elevadas que os outros modelos com alvenaria. Os modelos sem alvenaria têm os melhores resultados. Os resultados desta figura mostram que nenhum modelo atinge o grau de dano 2. Analisando o conjunto dos resultados para o edifício PT4, conclui-se que o sismo tipo 1 é mais condicionante, exceto para os modelos com alvenaria em toda a altura.

Depois de apresentados os resultados do método N2 para o edifício PT4, segue-se o mesmo procedimento para o edifício PT6. A figura 4.58 apresenta os resultados relativos ao grau de dano 1 para sismo tipo 1, para o edifício PT6.

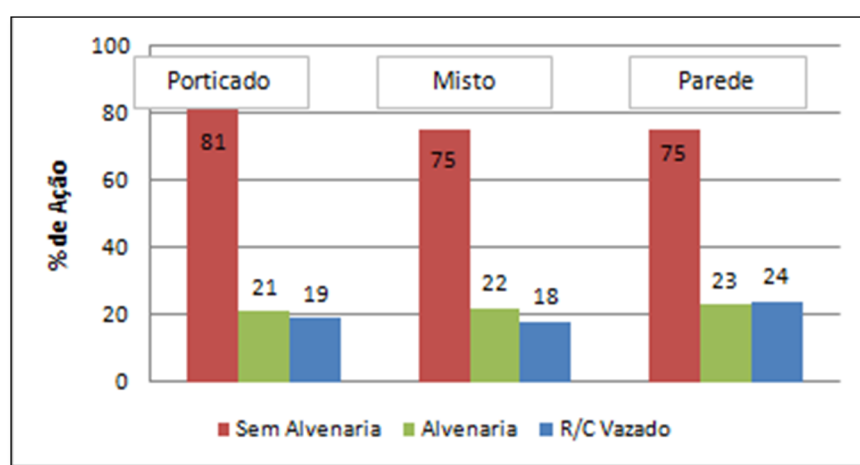


Figura 4.58 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D1, edifício PT6, sismo tipo 1

A figura anterior mostra a percentagem necessária para ser atingido o grau de dano 1 para cada modelo pertencente ao edifício PT6. Analisando o mesmo, percebe-se que os modelos com alvenaria são mais suscetíveis, pelo que são necessárias percentagens mais baixas para que o grau de dano 1 seja atingido, comparando com os modelos sem alvenarias. Ao analisarmos os modelos com alvenaria, os modelos com rés-do-chão vazado apresentam resultados muito semelhantes aos restantes. Os resultados dos modelos sem alvenaria vão ao encontro do que se passou para o edifício PT4. Neste caso, a aceleração é maior para o modelo com sistema parede, seguindo-se o misto e o porticado. As percentagens têm em conta este fator, mas também a diferente resistência entre eles. A figura 4.59 apresenta os resultados relativos ao grau de dano 2:

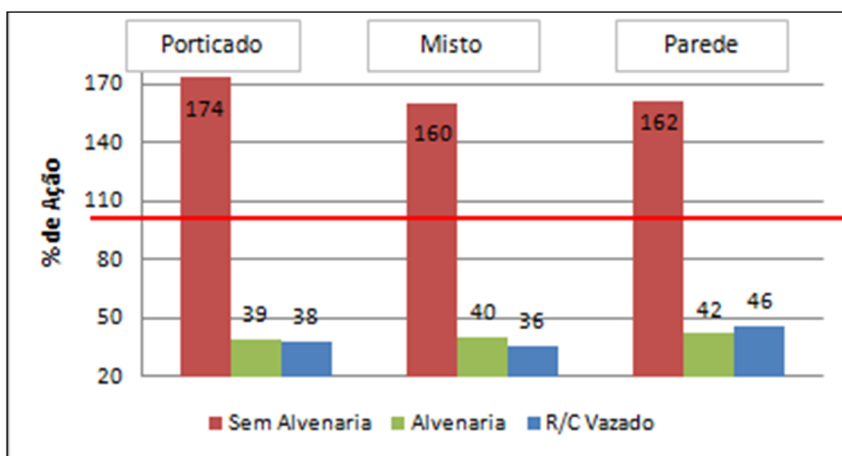


Figura 4.59 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D2, edifício PT6, sismo tipo 1

Os resultados para o grau de dano 2 são idênticos aos do grau de dano 1. Os modelos sem alvenaria apresentam os melhores resultados, nunca atingindo o grau de dano. Os modelos com alvenaria em toda a altura ou com rés-do-chão vazado têm mais uma vez resultados próximos. As figuras 4.60 e 4.61 apresentam os resultados para o grau de dano 1 e 2, para o sismo tipo 2:

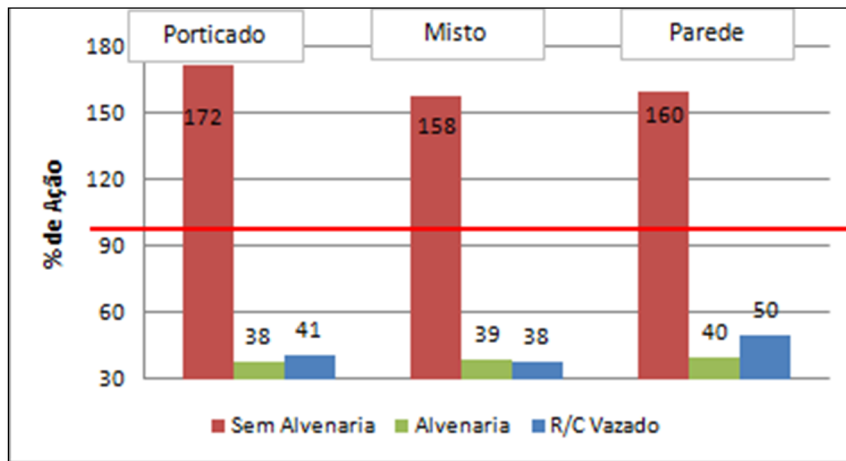


Figura 4.60 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D1, edifício PT6, sismo tipo 2

Os resultados para o sismo tipo 2 são idênticos aos do sismo tipo 1. Os modelos sem alvenaria apresentam os melhores resultados, nunca atingindo o grau de dano. Os modelos com alvenaria em toda a altura ou com rés-do-chão vazado têm mais uma vez resultados próximos.

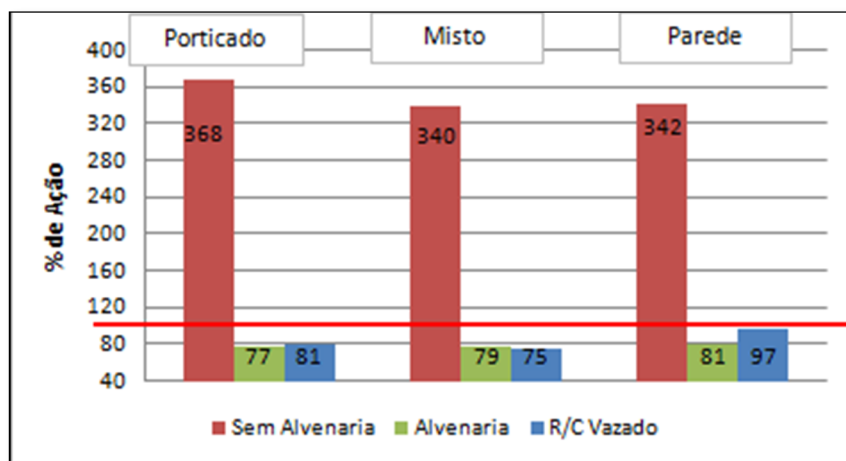


Figura 4.61 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D2, edifício PT6, sismo tipo 2

Os resultados para o grau de dano 2 são idênticos aos do grau de dano 1. Os modelos sem alvenaria apresentam os melhores resultados, nunca atingindo o grau de dano. Os modelos com alvenaria em toda a altura ou com rés-do-chão vazado têm mais uma vez resultados próximos. Analisando o conjunto dos resultados do edifício PT6, o sismo tipo 1 é o mais preponderante, salvo algumas exceções, nomeadamente nos modelos com alvenaria em toda a altura. Apresentam acelerações maiores, no entanto, não têm resultados muito piores que os modelos com rés-do-chão vazado.

Depois de apresentados os resultados do método N2 para o edifício PT4 e PT6, segue-se o mesmo procedimento para o edifício PT8. A figura 4.62 apresenta os resultados relativos ao grau de dano 1 para sismo tipo 1, para o edifício PT8:

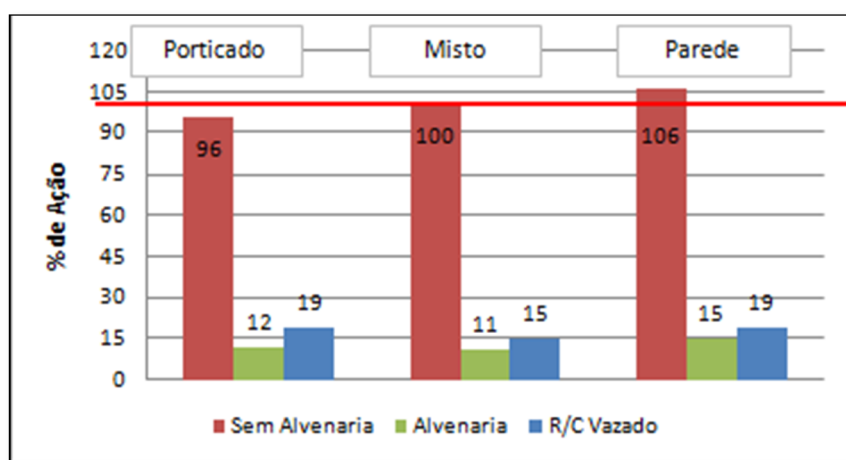


Figura 4.62 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D1, edifício PT8, sismo tipo 1

A figura anterior mostra como os modelos sem alvenaria se comportam melhor relativamente aos outros. Os modelos sem alvenaria com parede resistente têm resultado ligeiramente melhor. Os modelos com alvenaria em toda a altura e os modelos com rés-do-chão vazado apresentam resultados muito próximos, à semelhança do edifício PT6. Os resultados relativos ao grau de dano 2 apresentam-se na figura 4.63:

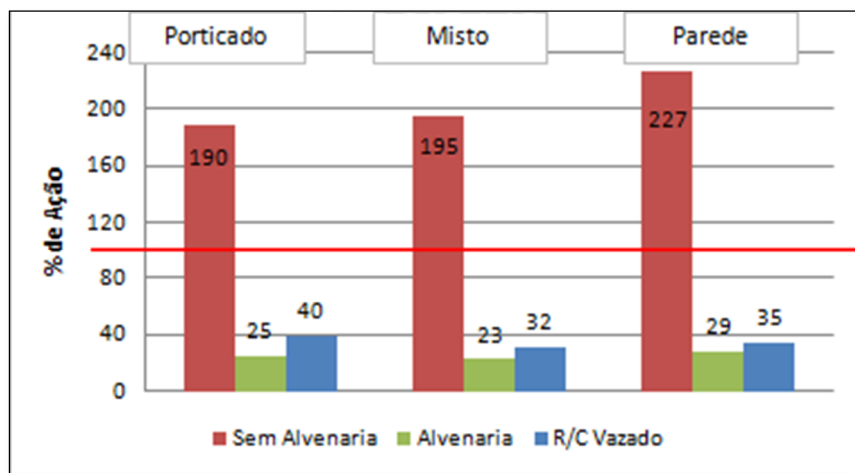


Figura 4.63 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D2, edifício PT8, sismo tipo 1

Os resultados mostrados pela figura 4.63 sugerem que o grau de dano 2 é interpretado da mesma forma do grau de dano 1. Os modelos sem alvenaria não atingem este grau de dano. As figuras 4.64 e 4.65 apresentam os resultados para o grau de dano 1 e 2, para o sismo tipo 2:

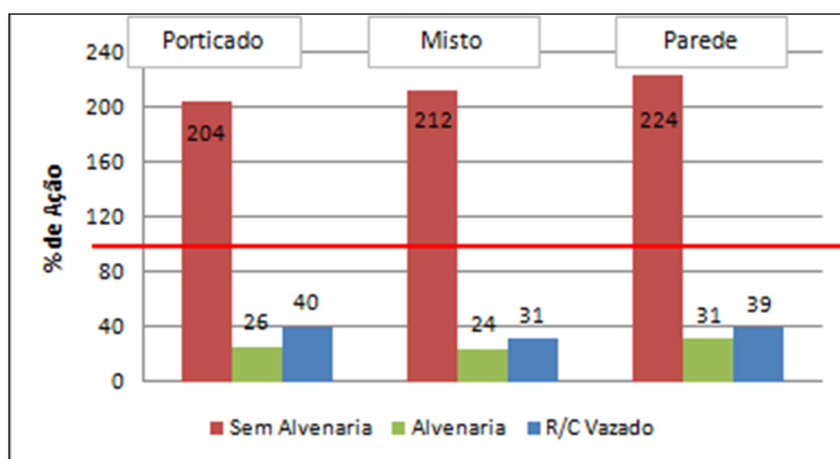


Figura 4.64 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D1, edifício PT8, sismo tipo 2

Os resultados obtidos para o sismo tipo 2 confirmam uma vez mais que os modelos sem alvenaria têm melhor desempenho, não atingindo sequer o grau de dano 1. Os modelos com alvenaria em toda a altura têm resultados semelhantes aos modelos com rés-do-chão vazado.

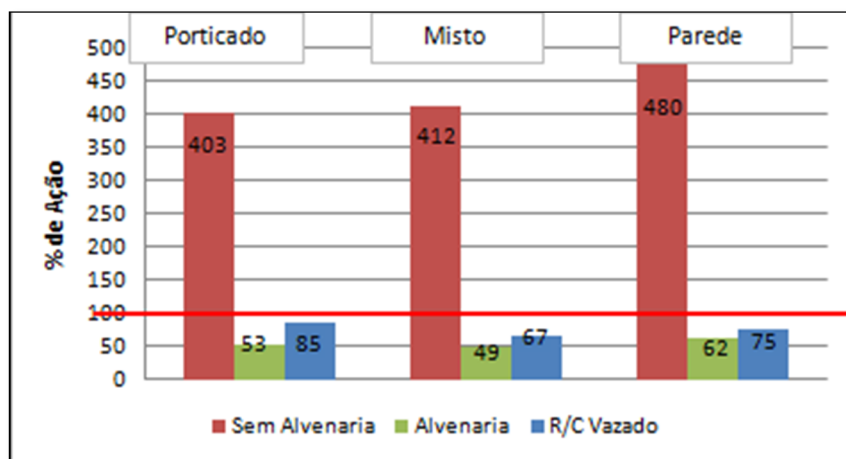


Figura 4.65 – Percentagem de Ação necessária para se atingir o D2, edifício PT8, sismo tipo 2

Por fim, apresentam-se os resultados relativos ao grau de dano 2, para o sismo tipo 2, edifício PT8. Os modelos sem alvenaria têm ótimo desempenho. Os modelos com alvenaria têm uma ligeira discrepância. Neste edifício, os modelos com ou sem rés-do-chão vazado têm tido valores muito semelhantes. Neste caso, há uma ligeira diferença, que se deve ao fato de a aceleração ser um pouco superior para os modelos com alvenaria em toda a altura, de acordo com o espectro relativo ao edifício PT8.

Anteriormente foram apresentadas as percentagens de ação necessárias para que cada modelo atingisse determinado grau de dano. De seguida são apresentados três gráficos que resumem o ponto de desempenho global de cada modelo. Por outras palavras, é apresentado o deslocamento obtido por cada modelo para 100% da ação. Cada figura é relativa a cada caso de estudo. A figura 4.66 representa o ponto de desempenho global dos modelos pertencentes ao edifício PT4. Optou-se por colocar na mesma figura os resultados relativos ao sismo tipo 1 e 2 em simultâneo, para que se possa perceber também em quais modelos o tipo de sismo tem maior influência.

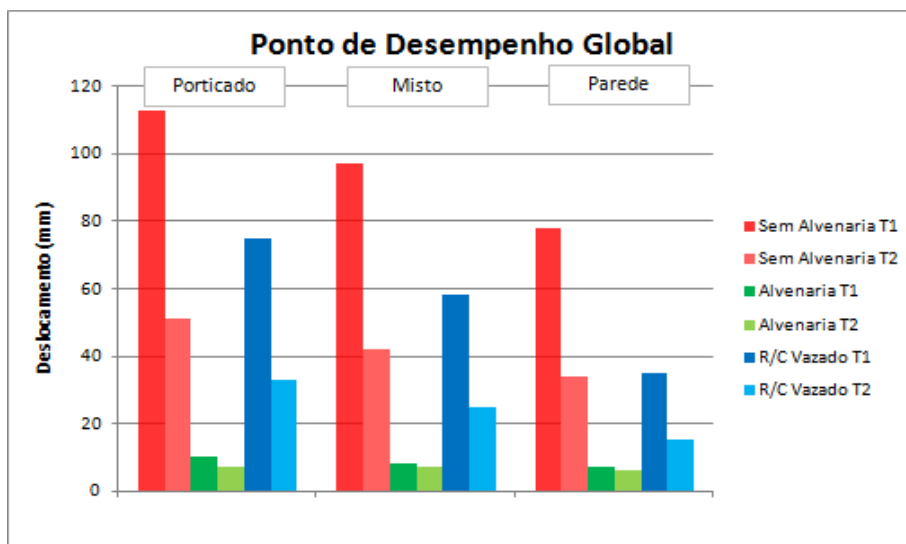


Figura 4.66 – Ponto de desempenho global para os modelos pertencentes ao edifício PT4

A figura anterior diz muito acerca dos resultados do Método N2. Os modelos sem alvenaria apresentam um deslocamento muito superior ao dos restantes modelos. Os modelos com alvenaria apresentam valores de deslocamento muito inferiores. Os modelos com rés-do-chão vazado têm valores entre os modelos sem alvenaria e os modelos com alvenaria em toda a altura. Se olharmos a figura da esquerda para a direita, conclui-se que os modelos com sistema estrutural parede obtêm valores de deslocamento inferiores. As colunas com cor semelhante representam os mesmos modelos para os diferentes tipos de sismo. Assim, facilmente se percebe a influência do sismo tipo 1 e 2. De acordo com a figura, os modelos com alvenaria em toda a altura são os modelos menos afetados com a tipologia de sismo. A figura 4.67 apresenta os mesmos resultados para o edifício PT6.

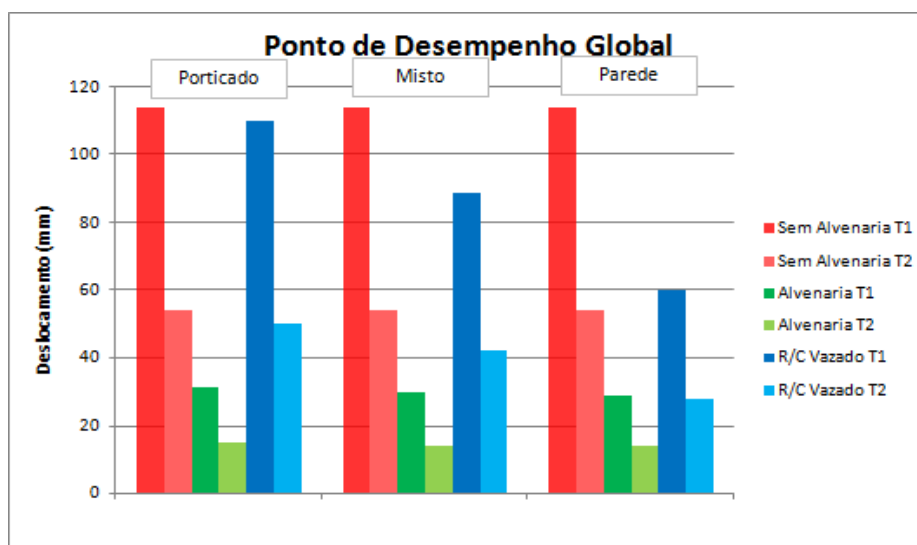


Figura 4.67 – Ponto de desempenho global para os modelos pertencentes ao edifício PT6

A figura anterior mostra que os modelos sem alvenaria apresentam um deslocamento muito superior ao dos restantes modelos. Os modelos com alvenaria apresentam valores de deslocamento muito inferiores. Os modelos com rés-do-chão vazado têm valores entre os modelos sem alvenaria e os modelos com alvenaria em toda a altura. Se olharmos a figura da esquerda para a direita, conclui-se que os modelos com sistema estrutural parede obtêm valores de deslocamento inferiores, exceto os modelos sem alvenaria, que apresentam o mesmo resultado para os diferentes sistemas estruturais. Os modelos onde se nota uma menor influência da tipologia de sismo são novamente os modelos com alvenaria em toda a altura. Finalmente, a figura 4.68 apresenta os resultados obtidos para o edifício PT8.

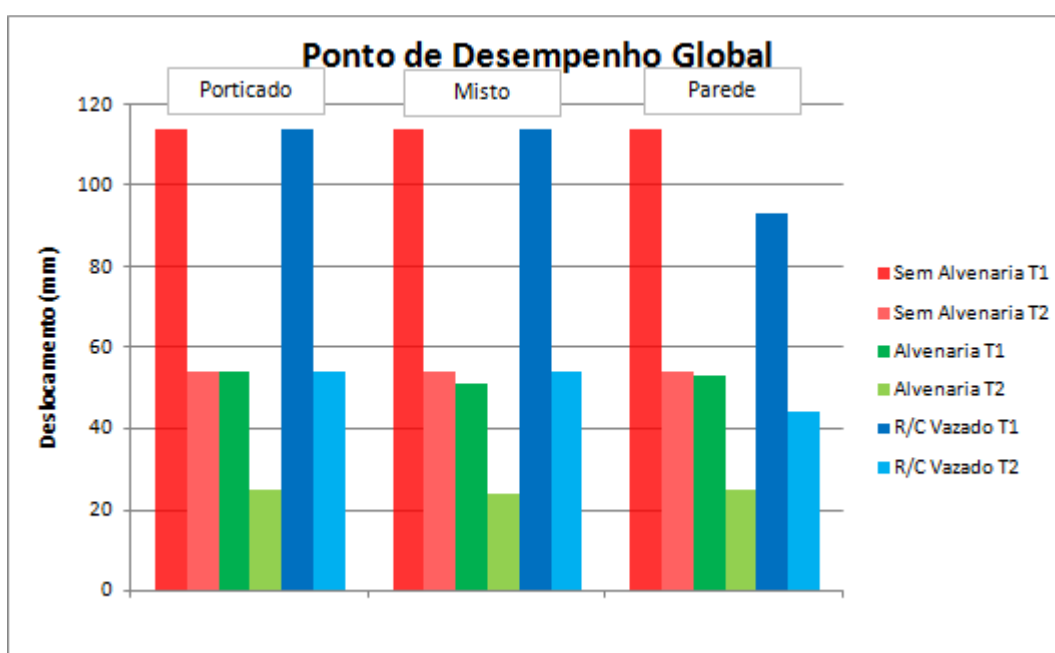


Figura 4.68 – Ponto de desempenho global para os modelos pertencentes ao edifício PT8

A figura anterior mostra que os modelos com alvenaria em toda a altura têm deslocamento inferior aos restantes. Enquanto que nos edifícios PT4 e PT6 era perceptível a mudança de sistema estrutural, neste edifício deixa de ser significativo. Os modelos sem alvenaria ou com alvenaria com rés-do-chão vazado apresentam resultados praticamente iguais. Apenas a alvenaria em toda a altura permite valores de deslocamento inferiores. Neste edifício, a tipologia de sismo parece afetar todos os modelos.

4.5 CONCLUSÃO

Ao longo deste capítulo foram várias as conclusões retiradas. Existe uma enorme influência das paredes de alvenaria na resposta sísmica de edifícios de betão armado. As paredes resistentes de betão armado têm também um papel importante na resposta sísmica, contudo a influência não é tão acentuada.

A frequência fundamental dos edifícios é cerca de 3.82 a 5.15 vezes superior na presença de paredes de alvenaria em toda a altura. Com rés-do-chão vazado este aumento fica pelos 1.56 a 2.95 vezes. As paredes resistentes de betão armado sugerem um aumento na frequência na ordem de 1.13 a 1.19 vezes no caso do sistema misto e 1.24 a 1.43 vezes no caso do sistema parede.

Na análise *pushover* também é clara a influência destes elementos na resposta sísmica. Os modelos com paredes de alvenaria apresentam força máxima e rigidez superior e um deslocamento de cedência inferior. O mesmo acontece com a presença de paredes resistentes de betão armado, embora esse aumento seja menos significativo. Esta análise permitiu ainda mostrar como se concentra o *drift* nos vários modelos. Nos modelos simples, sem alvenaria e sem parede resistente, o *drift* concentra-se nas zonas de mudança de seção dos pilares de betão armado. Nos modelos com alvenaria, o *drift* concentra-se no rés-do-chão. As paredes resistentes distribuem o *drift* por um número maior de pisos. Quanto maior a seção da parede, melhor será a distribuição. Mesmo em modelos com alvenaria, a parede mais robusta distribui ainda o *drift* por dois pisos. Esta distribuição do *drift* é benéfica, uma vez que evita que este se concentre numa área mais pequena.

O método N2 mostra que os modelos sem alvenaria apresentam sempre os melhores resultados, em termos de atingir ou não determinados graus de dano. Nestes modelos, por vezes o sistema porticado tem melhor desempenho, noutras vezes é o sistema parede. Este facto deve-se às diferentes acelerações retiradas dos espectros e às diferentes características resistentes. Os modelos com alvenaria, mais frágeis, mostram sempre percentagens mais baixas. Por vezes os modelos com rés-do-chão vazado apresentam melhor desempenho, noutras vezes pior, o que se deve principalmente aos espectros.

O tipo de sismo também teve influência neste aspeto, levando a resultados por vezes melhores para uns modelos, outras vezes, para outros.

Ao nível do ponto de desempenho global, os modelos com alvenaria são os modelos com um deslocamento mais baixo para 100% da ação, seguindo-se os modelos com rés-do-chão vazado e por fim os modelos sem alvenaria. O sistema estrutural parede também reduz na generalidade dos modelos o valor de deslocamento, exceto no edifício PT8, onde essa diferença deixa de ser perceptível.

Neste capítulo, fica provado mais uma vez que as paredes de alvenaria, mesmo com uma distribuição uniforme em altura não têm um efeito necessariamente benéfico.

CAPÍTULO 5

ANÁLISES NÃO LINEARES DINÂMICAS

5.1 INTRODUÇÃO

De forma a avaliar de forma mais detalhada o comportamento sísmico de estruturas de betão armado, os vários casos de estudo apresentados no capítulo 3 foram alvo de várias análises não-lineares dinâmicas, de acordo com o prescrito no ponto 4.3.3.4.3 do Eurocódigo 8 [4], por se considerarem como a metodologia de análise que pode representar de forma mais realista o comportamento das estruturas.

Na engenharia corrente, o comportamento das estruturas face à ação sísmica deveria ser baseado em análises não lineares dinâmicas através de sismos reais ou simulação dos mesmos, uma vez que são as análises mais precisas para definir a exigência estrutural. Apesar disso, este tipo de análise requer muito tempo e exige um elevado esforço computacional, uma vez que existe um elevado número de variáveis que afetam a resposta inelástica, não garantindo a exata precisão do comportamento da estrutura. A reduzida preparação dos projetistas para a não-linearidade estrutural é outro fator que condiciona o uso desta análise na engenharia comum [53].

Através deste tipo de análise, as propriedades não-lineares da estrutura são consideradas como parte da análise no domínio do tempo. Para obter uma resposta credível, deve ser realizado um vasto número de análises com diferentes registos temporais [60]. Este tipo de análise é muito importante para validar os resultados obtidos pelas análises *pushover*.

Na realização destas análises foram impostos vários acelerogramas selecionando um conjunto de sismos reais, representativos de uma ação sísmica de acordo com o espectro de resposta definido pelo EC8, que permitam tirar o maior número de conclusões possíveis. Cada edifício tem um comportamento distinto perante cada sismo. Assim, foram selecionados três sismos do tipo 1 e três sismos do tipo 2.

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos das análises dinâmicas efetuadas a cada um dos casos de estudo. Esta análise envolve a determinação de vários parâmetros, dos quais se destacam:

- ✓ Curva de Vulnerabilidade: Relação entre o valor de aceleração máxima PGA (Peak ground acceleration) da ação sísmica e o respetivo *drift* máximo obtido;
- ✓ Perfis de *Drift*: Distribuição dos valores de *drift* pela altura do edifício.

O presente trabalho é constituído por três casos de estudo, sendo que cada um dá origem a nove modelos diferentes. Tal como foi exposto na secção anterior, cada modelo foi analisado com seis sismos diferentes. Cada um desses seis sismos foi escalado por seis fatores de escala. Isto leva a uma quantidade de análises e um volume de resultados muito elevado e de difícil tratamento. Assim, num trabalho deste tipo torna-se muito moroso enunciar e analisar detalhadamente todos os resultados. Desta forma, os resultados vão ser apresentados através de curvas de vulnerabilidade e perfis de *drift*, de uma forma um pouco mais global, retirando as conclusões pretendidas. Numa primeira fase, são apresentadas as curvas de vulnerabilidade. Por fim são apresentados os perfis de *drift*. Em ambas as situações, o objetivo será verificar a influência das paredes de alvenaria de enchimento e das paredes resistentes de betão armado, à semelhança do Capítulo 4.

5.2 AÇÃO SÍSMICA

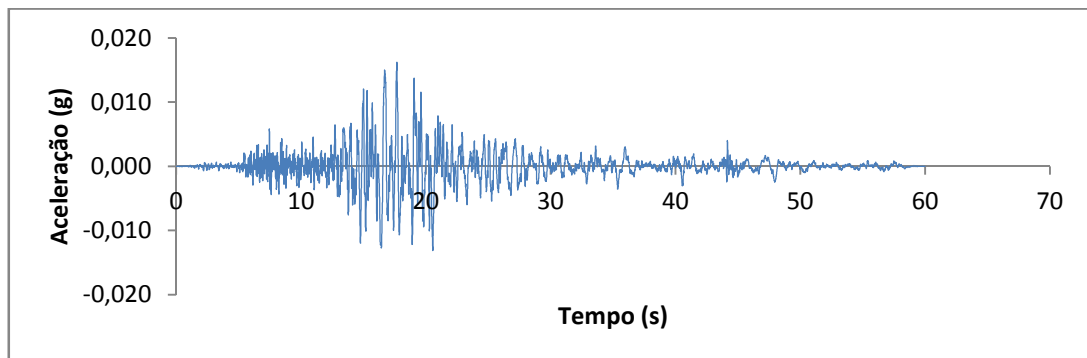
A presente secção tem como objetivo fazer uma breve apresentação dos sismos que fizeram parte das análises dinâmicas. Foram selecionados seis sismos que oferecessem uma vasta amplitude de acelerações, de forma a verificar os diferentes comportamentos dos modelos. Cada sismo foi escalonado por seis vezes, perfazendo um total de trinta e seis acelerogramas diferentes. Neste trabalho existem nove modelos para cada caso de estudo, perfazendo um total de novecentas e setenta e duas análises dinâmicas.

A tabela 5.1 apresenta um quadro resumo de todos os sismos e suas características principais.

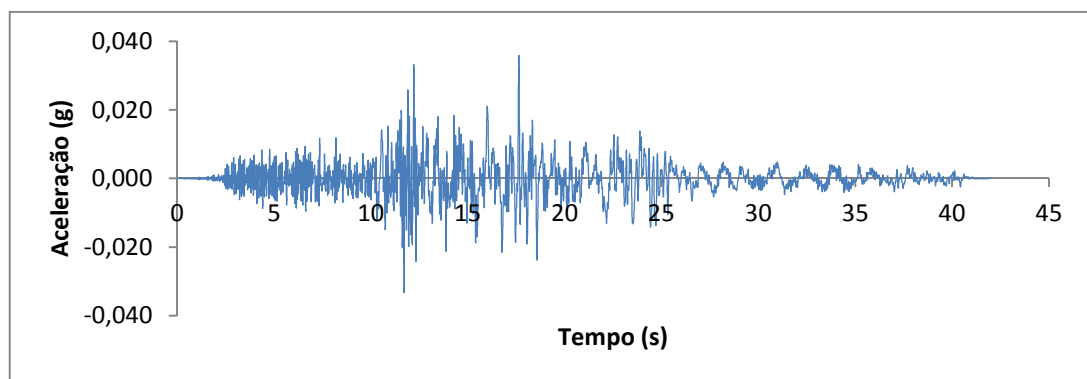
Tabela 5.1 – Ação Sísmica usada para a realização da análise não linear dinâmica

Sismo Tipo	Sismo	Duração (s)	Tempo Incremental (s)	Steps	PGA Máximo sem escalar (g)	PGA Máximo Escalado (g)
1	5	60	0,005	12000	0,016	0.224
1	3	42	0,005	8400	0,036	0.432
1	9	60	0,010	6000	0,063	0.504
2	10	43,95	0,005	8790	0,013	0.195
2	7	11,145	0,005	2229	0,099	0.495
2	3	35,26	0,020	1763	0,195	0.585

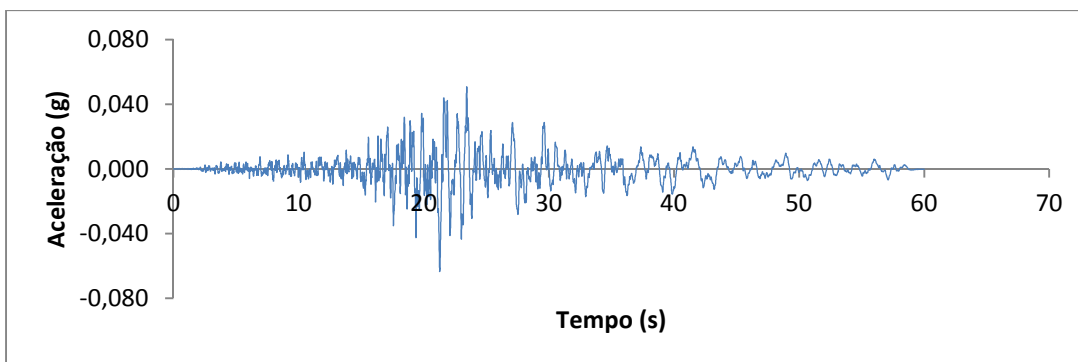
De seguida são apresentados os sismos individualmente com um pouco mais detalhe, apresentando o respetivo acelerograma e escalonamento usado. A figura 5.1 apresenta os três sismos do tipo 1.



a) Sismo 5



b) Sismo 3



c) Sismo 9

Figura 5.1 – Acelerograma dos sismos do tipo 1: a) Sismo 5; b) Sismo 3; c) Sismo 9

As tabelas 5.2, 5.3 e 5.4 representam o escalonamento efetuado nos sismos do tipo 1.

Tabela 5.2 – Escalonamento efetuado no sismo 5 referente aos sismos do tipo 1

Fator de Escala	Aceleração Máx (g)
1	0,016
6	0,097
8	0,130
10	0,162
12	0,194
14	0,224

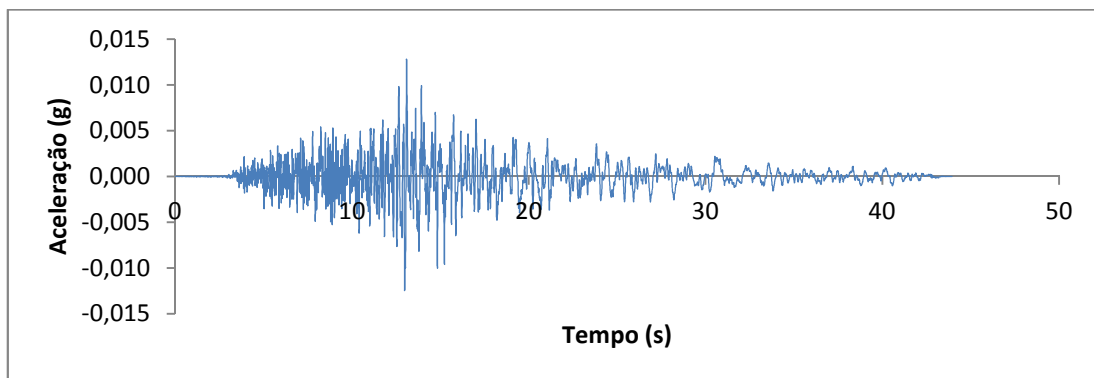
Tabela 5.3 – Escalonamento efetuado no sismo 3 referente aos sismos do tipo 1

Fator de Escala	Aceleração Máx (g)
1	0,036
4	0,144
6	0,215
8	0,287
10	0,359
12	0,432

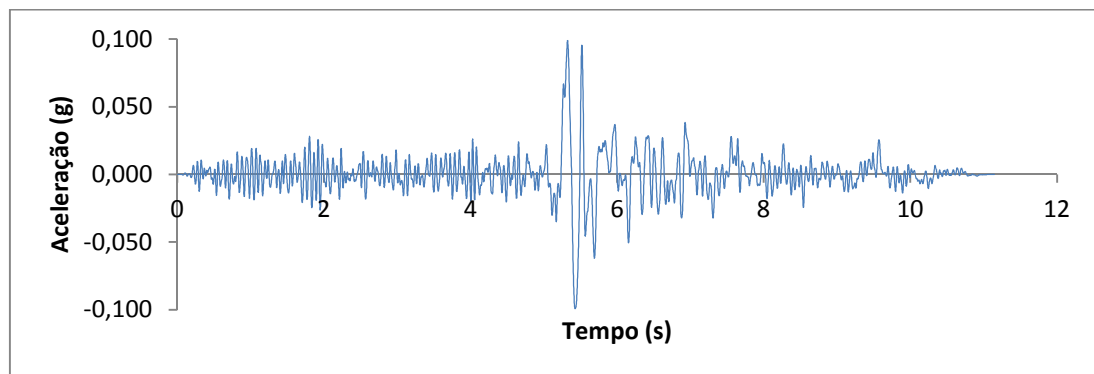
Tabela 5.4 – Escalonamento efetuado no sismo 9 referente aos sismos do tipo 1

Fator de Escala	Aceleração Máx (g)
1	0,063
3	0,190
4	0,254
5	0,317
6	0,380
8	0,504

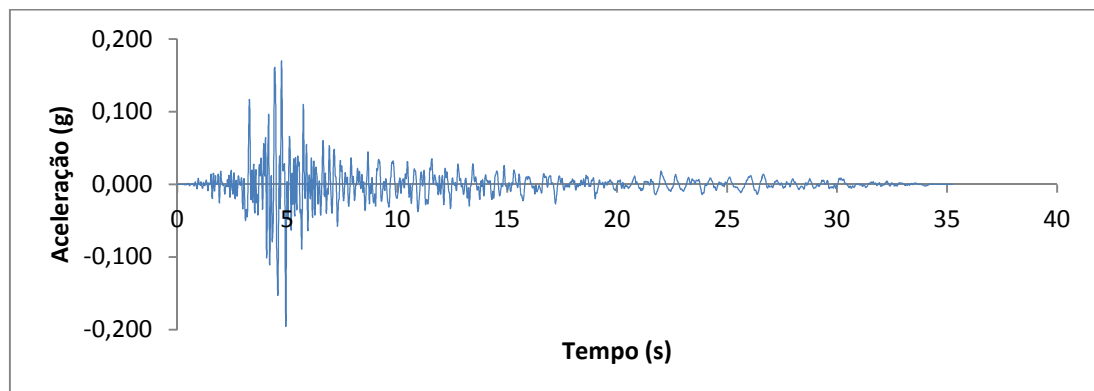
A figura 5.2 e as tabelas 5.5, 5.6 e 5.7 apresentam os sismos do tipo 2.



a) Sismo 10



b) Sismo 7



c) Sismo 3

Figura 5.2 – Acelerograma dos sismos do tipo 2: a) Sismo 10; b) Sismo 7; c) Sismo 3

Tabela 5.5 – Escalonamento efetuado no sismo 10 referente aos sismos do tipo 2

Fator de Escala	Aceleração Máx (g)
1	0,013
3	0,039
6	0,077
9	0,116
12	0,154
15	0,195

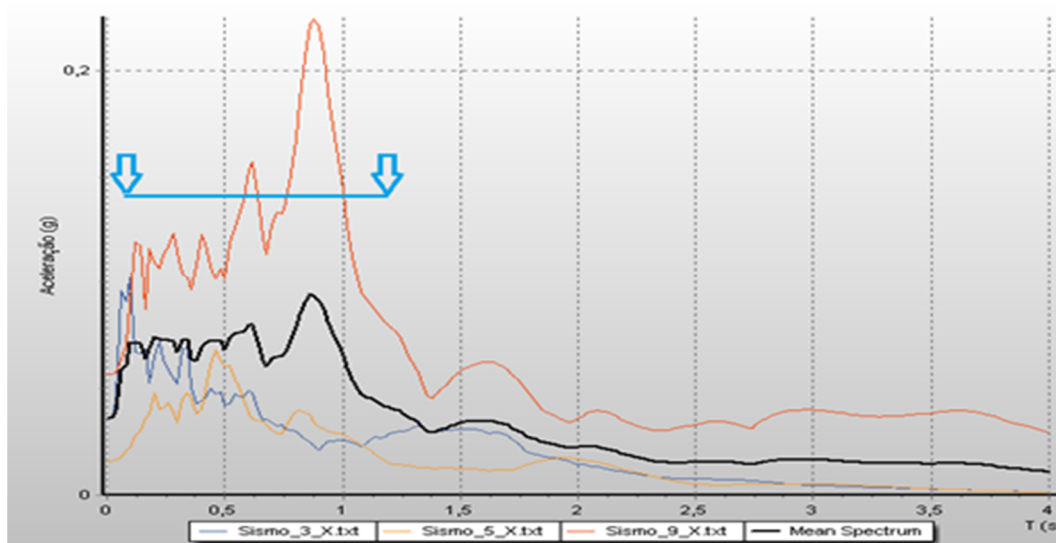
Tabela 5.6 – Escalonamento efetuado no sismo 7 referente aos sismos do tipo 2

Fator de Escala	Aceleração Máx (g)
0,5	0,050
1	0,099
2	0,198
3	0,298
4	0,397
5	0,495

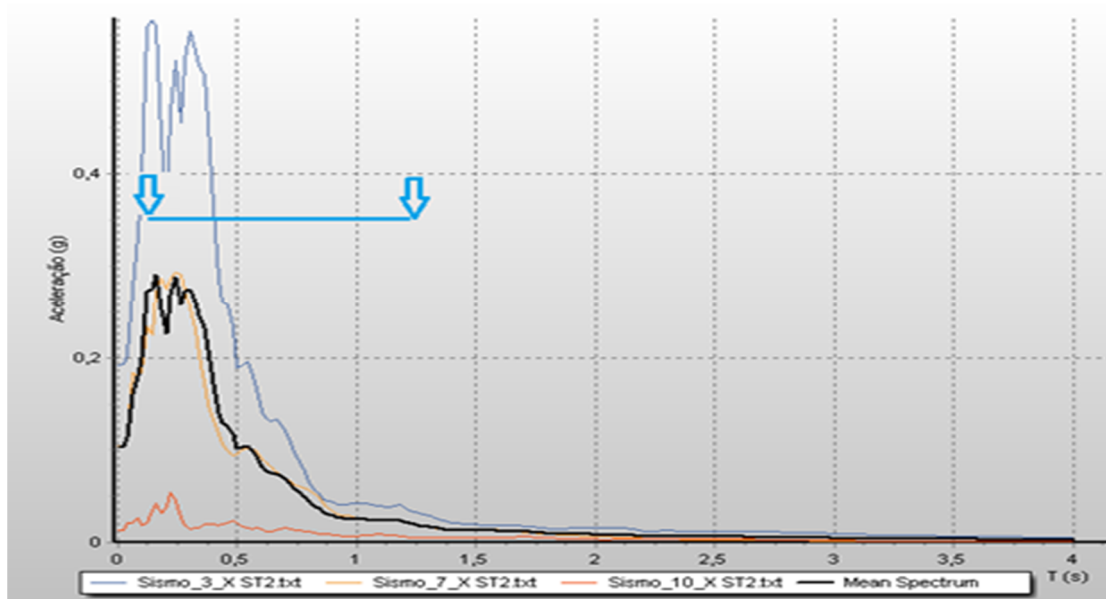
Tabela 5.7 – Escalonamento efetuado no sismo 3 referente aos sismos do tipo 2

Fator de Escala	Aceleração Máx (g)
0,5	0,098
1	0,195
1,5	0,293
2	0,391
2,5	0,488
3	0,585

A figura 5.3 apresenta os espectros de acelerações dos diversos sismos.



a) Sismos tipo 1



b) Sismos tipo 2

Figura 5.3 – Espectros de aceleração dos vários sismos: a) tipo 1; b) tipo 2

A figura 5.13 apresenta os espectros de aceleração dos vários sismos estudados nas análises dinâmicas. Na figura a), estão representados os sismos do tipo 1, na figura b), estão representados os sismos do tipo 2. Em cada uma das figuras (a e b), está representado, a preto, o espectro correspondente à média dos espectros dos vários sismos representados. Está ainda uma linha azul que mostra o intervalo entre o período menor e maior dos modelos estudados neste trabalho. Analisando as figuras em simultâneo depreende-se facilmente o significado relativo a sismo próximo (tipo 1) e afastado (tipo 2). Os sismos afastados representam, de acordo com a sua definição, magnitude mais elevada, daí as acelerações máximas da figura b) serem mais elevadas.

5.3 CURVAS DE VULNERABILIDADE

As curvas de vulnerabilidade pretendem representar a evolução do comportamento global (*drift*) com um parâmetro relativo à ação sísmica considerada, nomeadamente a aceleração de pico máxima. As curvas consideram os resultados obtidos e são comparados com vários estados limites propostos por Elnashai e Rossetto [57]. Estes estados limites estão representados nas figuras através de linhas horizontais.

Os pontos que se situam acima das linhas horizontais correspondem a modelos que atingem o estado limite em causa. Alguns destes estados limites foram abordados no capítulo anterior, nomeadamente os estados limites globais, que se enquadram em qualquer edifício. No entanto, na tabela 5.8 apresentam-se também os estados limites referentes a edifícios preenchidos com paredes de alvenaria, uma vez que o objeto de estudo deste trabalho assim o exige.

Tabela 5.8 – Estados Limites propostos por Elnashai e Rossetto, usados na análise dinâmica [57]

Estado Limite	Globais	Com Alvenarias
Leve	0.13	0.05
Ligeiro	0.19	0.08
Moderado	0.56	0.30
Extenso	1.63	1.15
Parcial Colapso	3.34	2.80
Colapso	> 4.78	> 4.36

Na realização das curvas de vulnerabilidade tentou representar-se todos os estados limites que se encontram na tabela anterior, usando uma cor diferente para os estados limites globais e com alvenarias. De facto, a figura não ficava perceptível, uma vez que as linhas ficavam muito próximas. Assim, optou-se por representar nas figuras apenas os estados limites Moderado (**M**), Extenso (**E**), Parcial Colapso (**PC**) e Colapso (**C**) referentes aos estados limites globais. Na análise das curvas de vulnerabilidade, ter-se-á sempre em conta os estados limites referentes a edifícios com alvenarias, embora estes não estejam representados nas figuras.

Numa primeira fase as curvas de vulnerabilidade procuram explicar a influência das paredes de alvenaria. A figura 5.4 apresenta a curva de vulnerabilidade referente a todos os modelos pertencentes ao sistema porticado, pertencentes aos edifícios PT4, PT6 e PT8. A figura compara os modelos sem alvenaria, com alvenaria em toda a altura e modelos com rés-do-chão vazado.

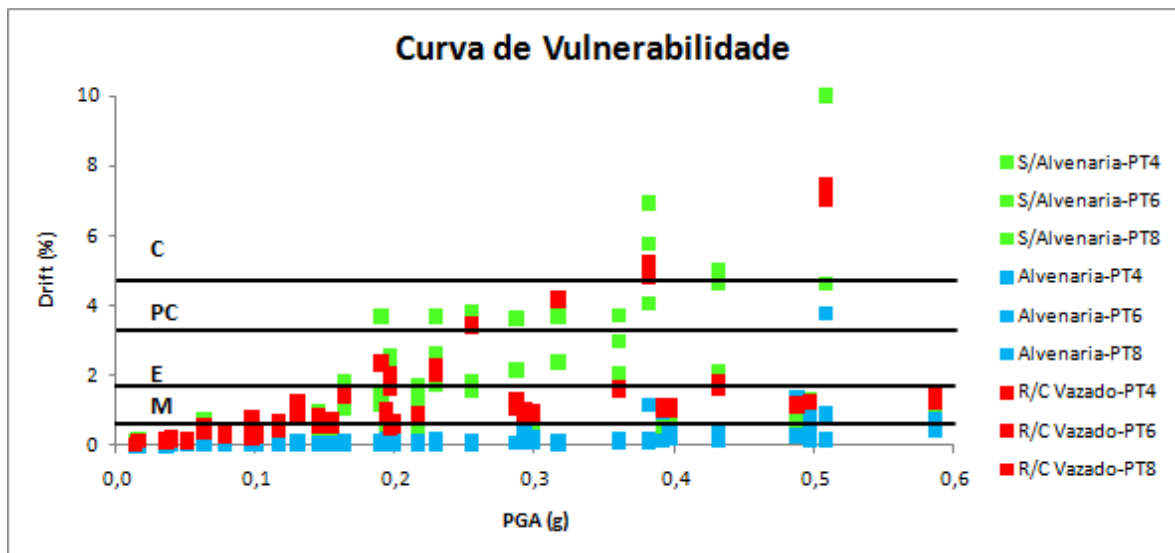


Figura 5.4 – Curva de Vulnerabilidade nos modelos com sistema porticado, PT4, PT6 e PT8

A figura mostra como a presença de paredes de alvenaria influencia o comportamento dos edifícios. Os pontos de cor verde representam os modelos sem alvenaria. Os pontos a azul representam os modelos com alvenaria em toda a altura. Os pontos a vermelho mostram o comportamento dos modelos com alvenaria em toda a altura exceto no piso inferior. De facto, observa-se que os modelos com alvenaria em toda a altura apresentam um valor de *drift* muito inferior, comparando com os restantes. A sua elevada rigidez não permite deformações elevadas. Neste caso, em geral, os modelos com rés-do-chão vazado têm *drifts* inferiores aos modelos sem alvenaria. Ainda assim, são mais elevados quando comparados com os modelos preenchidos totalmente por este material. Na figura estão representados quatro estados limites globais. Ainda assim, modelos com alvenaria entram em colapso para valores de *drift* mais baixos. A alvenaria, sendo um material mais rígido e resistente, tem um deslocamento de cedência muito mais baixo por ser um material frágil. A figura 5.5 apresenta a curva de vulnerabilidade para todos os modelos com sistema misto.

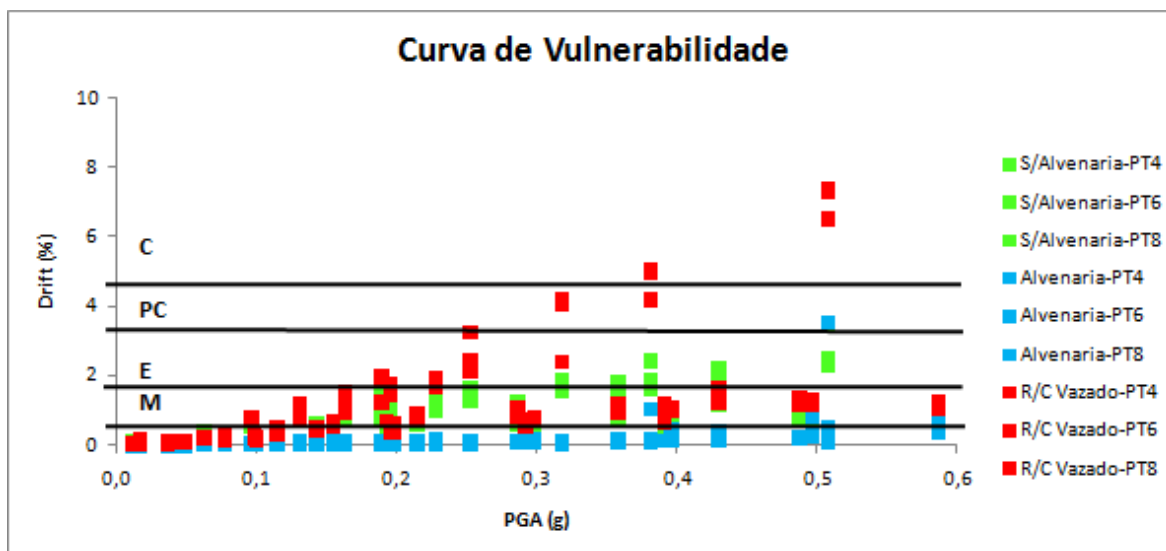


Figura 5.5 – Curva de Vulnerabilidade nos modelos com sistema misto, PT4, PT6 e PT8

A figura 5.5 mostra uma vez mais que os modelos preenchidos totalmente com alvenaria apresentam o *drift* mais baixo. No sistema misto, ao contrário do que se verificara no sistema porticado, os modelos com rés-do-chão vazado têm *drifts* mais elevados que os modelos sem alvenaria. A presença de uma parede de betão armado juntamente com alvenarias, atrai um valor de ação superior. No entanto, a parede resistente não é robusta o suficiente, daí o *drift* ser mais elevado nos modelos com rés-do-chão vazado. Estes modelos atingem, de acordo com a figura, os estados limites mais gravosos. A figura 5.6 apresenta a curva de vulnerabilidade para todos os modelos com sistema parede.

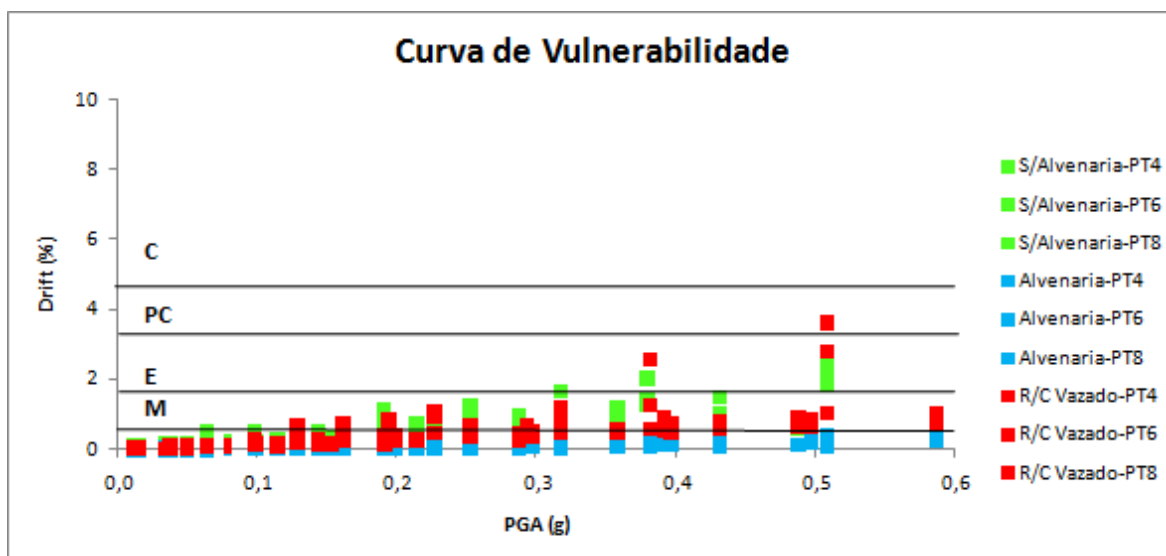


Figura 5.6 – Curva de Vulnerabilidade nos modelos com sistema parede, PT4, PT6 e PT8

A figura 5.6 confirma os resultados apresentados nas figuras 5.3 e 5.4. Os modelos com alvenaria em toda a altura apresentam *drifts* inferiores. A diferença do valor de *drift* é acentuada. A rigidez oferecida por estes elementos é extremamente elevada, não permitindo que a estrutura se deforme. Contudo, importa referir que sendo a alvenaria um material frágil, pode entrar em rotura para valores de *drift* mais baixos, daí os estados limites respeitantes a este material apresentarem valores inferiores. Quanto aos modelos com rés-do-chão vazado, neste caso, apresentam *drifts* ligeiramente inferiores aos modelos sem alvenaria, exceto alguns casos. Mais uma vez, refere-se o aumento do valor da ação nestes modelos, com alvenaria e parede resistente. No entanto, ao contrário do verificado no sistema misto, a parede resistente já oferece condições de resistência mais elevadas. Tendo isto em consideração, modelos com rés-do-chão vazado são sempre muito suscetíveis, uma vez que a deformação se concentra maioritariamente num único piso.

As três figuras anteriores mostraram a influência das paredes de alvenaria nos edifícios em estudo. As próximas três figuras têm como objetivo mostrar a influência das paredes resistentes de betão armado. A figura 5.7 apresenta os resultados de todos os modelos sem alvenaria, de modo a perceber a influência do sistema estrutural.

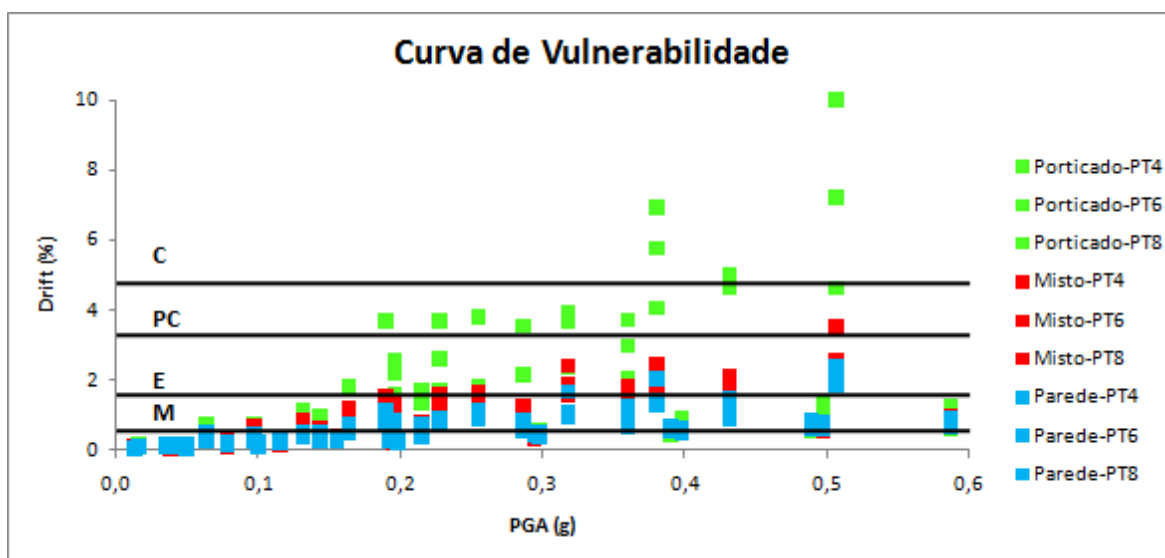


Figura 5.7 – Curva de Vulnerabilidade nos modelos sem alvenaria, PT4, PT6 e PT8

Os pontos a vermelho e a azul correspondem aos modelos com parede resistente para o sistema misto e parede, respetivamente. Os pontos a verde, sugerem que os modelos sem parede resistente têm os valores de *drift* mais elevados.

Os resultados mostram como a presença de paredes resistentes de betão armado pode contribuir para a redução da deformação exigida aos edifícios. A resistência e rigidez da contribuição das paredes resistentes levam à diminuição do valor de *drift*, e consequentemente ao menor dano global. Como se pode observar, os estados limites mais gravosos são apenas atingidos pelos modelos sem parede resistente. A figura 5.8 apresenta a curva de vulnerabilidade de todos os modelos com alvenaria em toda a altura.

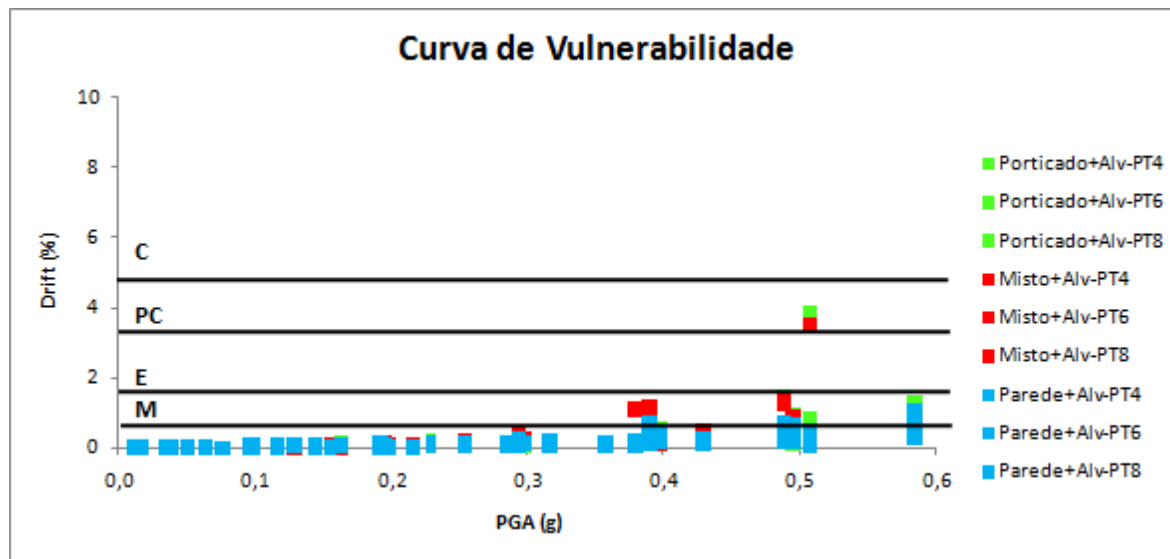


Figura 5.8 - Curva de Vulnerabilidade nos modelos com alvenaria em toda a altura, PT4, PT6 e PT8

A figura 5.8 sugere, tal como esperado que as paredes de alvenaria têm uma contribuição significativa na redução do *drift* global de todos os tipos de estrutura, mas têm menor influência nos sistemas de paredes. Na presença de paredes de alvenaria a influência é apenas significativa quando a parede resistente é mais robusta. Como se observa, os modelos com sistema misto, não reduzem praticamente nada o valor de *drift*. Ainda assim, os pontos azuis mostram que uma parede resistente com seção considerável reduz o *drift* nos modelos, mesmo quando estes têm paredes de alvenaria. Os modelos pertencentes ao sistema parede atingem poucas vezes o estado limite moderado, nunca atingindo os outros mais gravosos. A figura 5.9 apresenta a curva de vulnerabilidade de todos os modelos com alvenaria em toda a altura exceto no rés-do-chão.

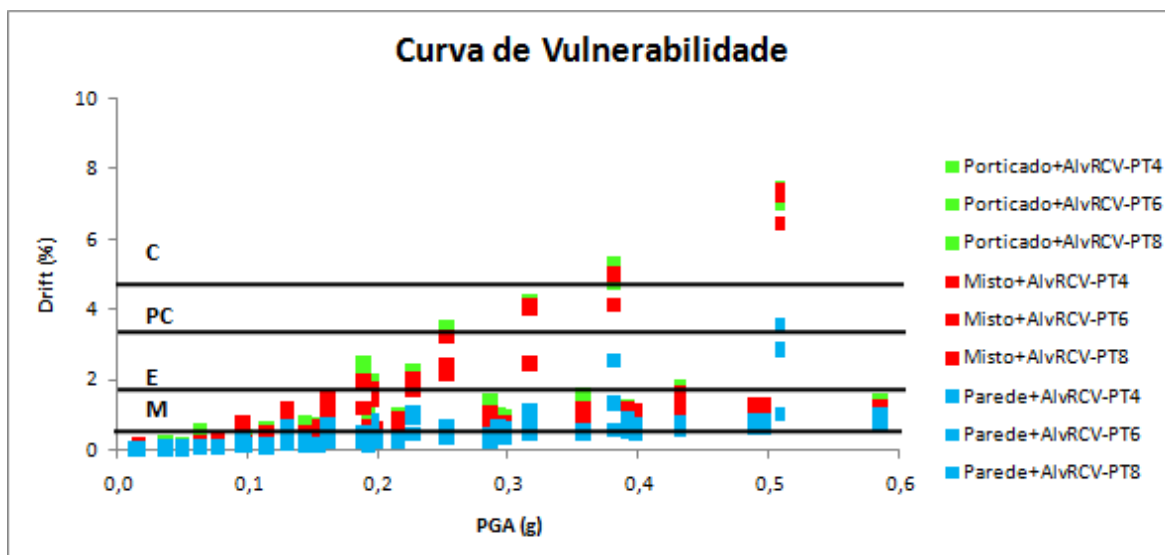


Figura 5.9 – Curva de Vulnerabilidade nos modelos com rés-do-chão vazado, PT4, PT6 e PT8

Com a figura 5.9 termina a análise relativa às curvas de vulnerabilidade. A maioria dos modelos atinge o estado limite moderado. Mas existe também uma quantidade considerável a atingir o extenso, o parcial colapso e até o colapso. Como na figura 5.7, a parede resistente mais robusta é responsável pela diminuição do *drift*, contudo, confirma-se, que a parede resistente mais esbelta não tem resultado significativo na diminuição do valor de *drift*, obtendo resultados próximos aos obtidos pelos modelos com sistema porticado.

5.4 PERFIS DE *DRIFT*

Ao longo desta seção, pretende-se estudar mais uma vez a influência das paredes de alvenaria e das paredes resistentes nos edifícios de betão armado. Uma vez que no capítulo referente às análises estáticas foram analisados perfis de *drift*, esta é também uma forma de poder comparar os dois métodos de análise. Inicialmente, são apresentados perfis de *drift* que expliquem a influência das paredes de alvenaria. Depois serão apresentados os perfis de *drift* que expliquem a influência das paredes resistentes de betão armado.

Em cada análise dinâmica foi retirado o valor de *drift* para todos os pisos. Na presente análise foram recolhidos os resultados apenas relativos à aceleração original de cada sismo, ou seja, para os fatores de escala igual a 1. Assim, para cada sismo foi retirado um valor de *drift* para cada piso. No final foi selecionado o valor máximo relativo ao conjunto dos vários sismos.

Ou seja, os perfis de *drift* aqui apresentados correspondem à envolvente máxima dos *drifts* por piso verificados em cada sismo. As figuras que se seguem procuram explicar o comportamento dos edifícios na presença de paredes de alvenaria. Assim, cada sistema estrutural dá origem a três figuras, sendo cada uma delas relativa a cada um dos edifícios. O primeiro sistema estrutural a ser apresentado é o sistema porticado, seguindo-se o misto e parede. A figura 5.10 apresenta os resultados para os modelos com sistema porticado, edifício PT4.

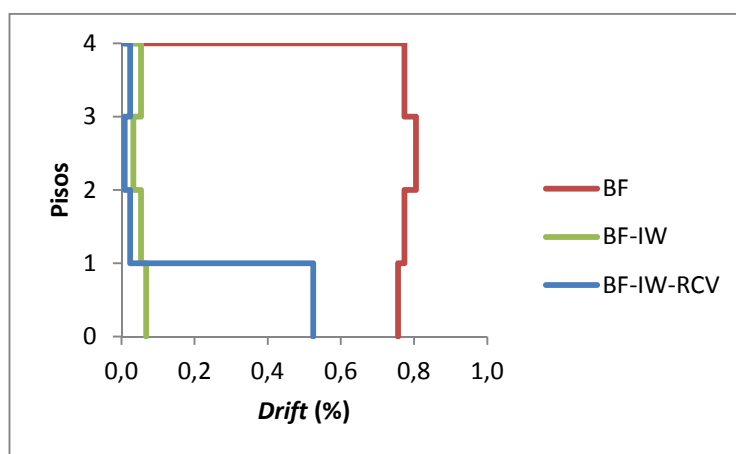


Figura 5.10 – Perfis de *drift* nos modelos com sistema porticado para o edifício PT4

A figura anterior apresenta, para o edifício PT4, os modelos pertencentes ao sistema porticado, onde se observa o modelo sem alvenarias, o modelo com alvenarias e o modelo com rés-do-chão vazado. A presença de alvenarias altera imenso o comportamento dos edifícios. O modelo com alvenaria em toda a altura apresenta um *drift* bastante uniforme, tal como o modelo sem alvenaria. Em contrapartida, o modelo com rés-do-chão vazado apresenta um *drift* concentrado no rés-do-chão, pressupondo o mecanismo de *soft-storey*. Estes resultados estão de acordo com o apresentado nas análises estáticas. À exceção do modelo com alvenaria em toda a altura, que apresentava *drift* concentrado no rés-do-chão. Possivelmente, as análises dinâmicas efetuadas, não continham valores de aceleração que provocassem a rotura dos elementos de alvenaria no piso inferior. A figura 5.11 apresenta os mesmos resultados, para o edifício PT6.

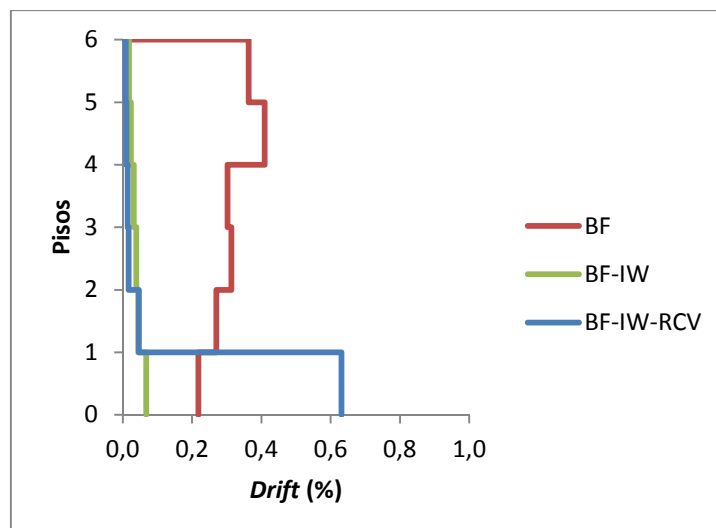


Figura 5.11 – Perfis de *drift* nos modelos com sistema porticado para o edifício PT6

Os resultados apresentados na figura 5.11 são muito semelhantes aos do edifício PT4. O modelo com alvenaria em toda a altura e o modelo sem alvenaria apresentam *drift* distribuído em altura. O modelo sem alvenaria apresenta ainda algumas discrepâncias entre os pisos dois e três e entre os pisos quatro e cinco, locais correspondentes à mudança de seção dos pilares de betão armado. Neste caso, já é perceptível a diminuição do *drift* em altura no modelo composto por alvenaria em toda a altura. O modelo com rés-do-chão vazado apresenta o *drift* concentrado no piso inferior, à semelhança do edifício PT4. A figura 5.12 apresenta os resultados relativos ao edifício PT8.

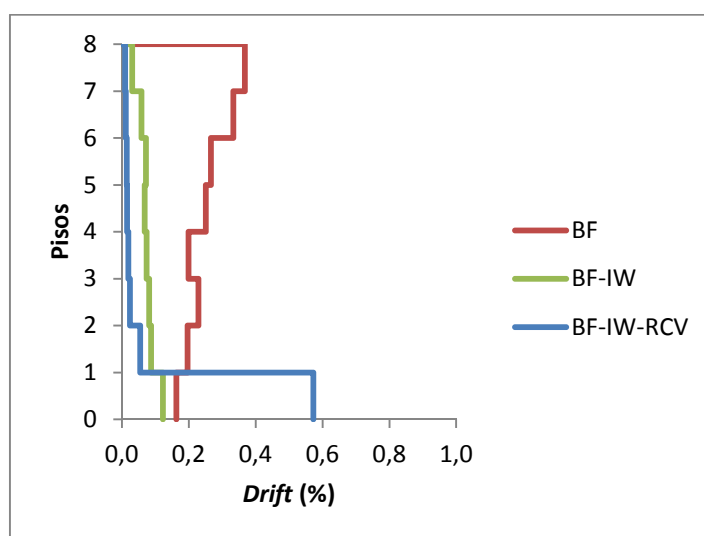


Figura 5.12 – Perfis de *drift* nos modelos com sistema porticado para o edifício PT8

Os resultados apresentados na figura anterior são muito semelhantes aos dos edifícios PT4 e PT6. O modelo com alvenaria em toda a altura e o modelo sem alvenaria apresentam *drift* distribuído em altura. O modelo sem alvenaria apresenta discrepâncias entre os pisos dois e três, entre os pisos quatro e cinco e entre os pisos seis e sete, locais correspondentes à mudança de seção dos pilares de betão armado. Uma vez mais é perceptível a diminuição do *drift* em altura no modelo composto por alvenaria em toda a altura. O modelo com rés-do-chão vazado apresenta o *drift* concentrado no piso inferior, à semelhança dos edifícios PT4 e PT6.

De seguida são apresentados os resultados dos modelos com sistema misto. A figura 5.13 refere-se ao edifício PT4.

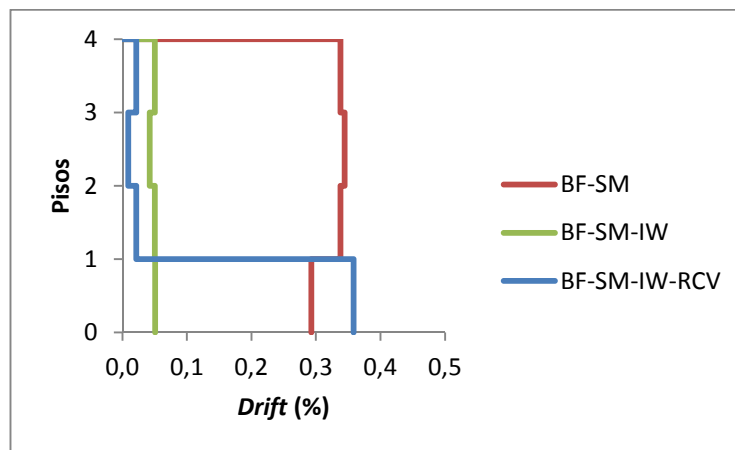


Figura 5.13 – Perfis de *drift* nos modelos com sistema misto para o edifício PT4

A figura anterior apresenta, para o edifício PT4, os modelos pertencentes ao sistema misto, onde se observa o modelo sem alvenarias, o modelo com alvenarias e o modelo com rés-do-chão vazado. A presença de alvenarias altera imenso o comportamento dos edifícios. O modelo com alvenaria em toda a altura apresenta um *drift* bastante uniforme, tal como o modelo sem alvenaria. Em contrapartida, o modelo com rés-do-chão vazado apresenta um *drift* concentrado no rés-do-chão, pressupondo o mecanismo de *soft-storey*. Estes resultados estão de acordo com o apresentado nas análises estáticas. À exceção do modelo com alvenaria em toda a altura, que apresentava *drift* concentrado no rés-do-chão. Possivelmente, as análises dinâmicas efetuadas, não continham valores de aceleração que provocassem a rotura dos elementos de alvenaria no piso inferior. A figura 5.14 apresenta os mesmos resultados, para o edifício PT6.

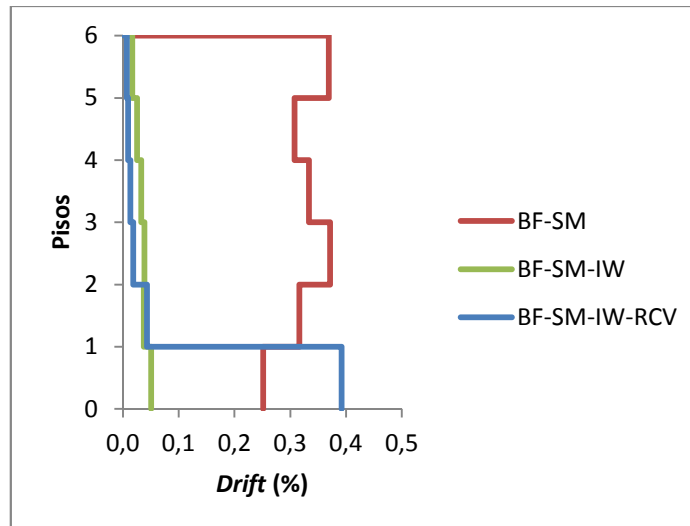


Figura 5.14 – Perfis de *drift* nos modelos com sistema misto para o edifício PT6

Os resultados apresentados na figura 5.14 são muito semelhantes aos do edifício PT4. O modelo com alvenaria em toda a altura e o modelo sem alvenaria apresentam *drift* distribuído em altura. No sistema misto, ao contrário do que foi discutido para o sistema porticado, não é tão clara a mudança de seção dos pilares de betão armado. Neste caso, já é perceptível a diminuição do *drift* em altura no modelo composto por alvenaria em toda a altura. O modelo com rés-do-chão vazado apresenta o *drift* concentrado no piso inferior, à semelhança do edifício PT4. A figura 5.15 apresenta os resultados relativos ao edifício PT8.

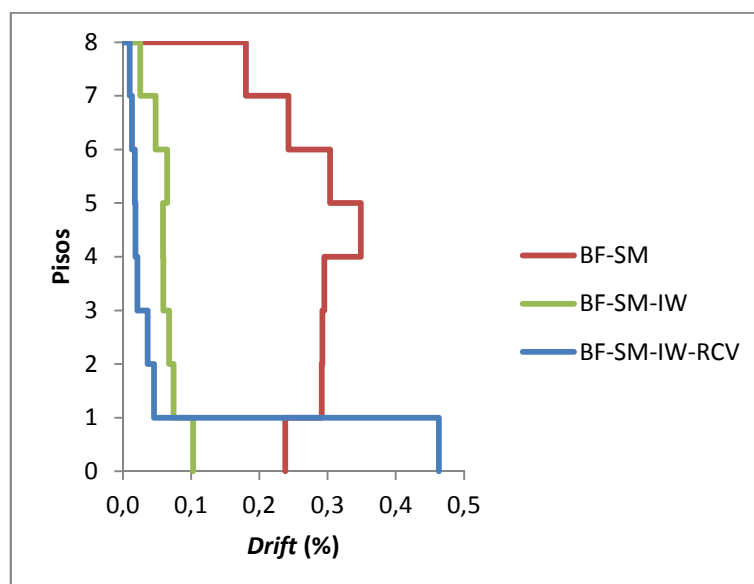


Figura 5.15 – Perfis de *drift* nos modelos com sistema misto para o edifício PT8

Os resultados apresentados na figura anterior são muito semelhantes aos dos edifícios PT4 e PT6. O modelo com alvenaria em toda a altura e o modelo sem alvenaria apresentam *drift* distribuído em altura. A mudança de seção dos pilares de betão armado não é detetável, ao contrário do que se mostrou para o sistema porticado. Como foi referido nas análises estáticas, as paredes resistentes tentem a dissuadir um pouco este comportamento. Uma vez mais, é perceptível a diminuição do *drift* em altura no modelo composto por alvenaria em toda a altura. O modelo com rés-do-chão vazado apresenta o *drift* concentrado no piso inferior, à semelhança dos edifícios PT4 e PT6.

De seguida são apresentados os resultados dos modelos com sistema parede. A figura 5.16 refere-se ao edifício PT4.

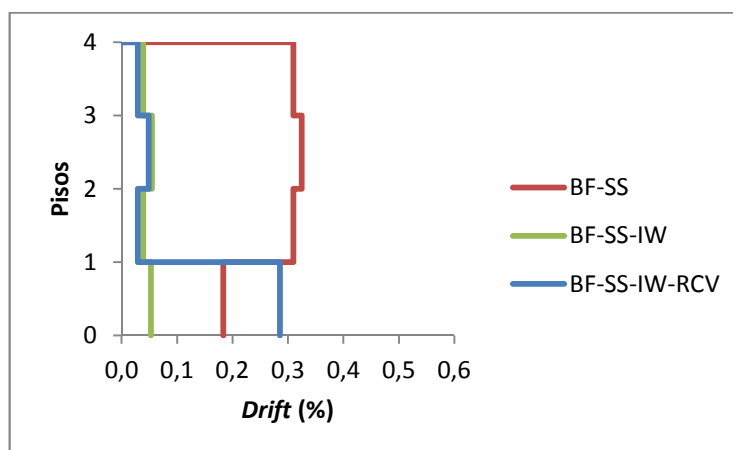


Figura 5.16 – Perfis de *drift* nos modelos com sistema parede para o edifício PT4

A figura anterior apresenta, para o edifício PT4, os modelos pertencentes ao sistema parede, onde se observa o modelo sem alvenarias, o modelo com alvenarias e o modelo com rés-do-chão vazado. A presença de alvenarias altera imenso o comportamento dos edifícios. O modelo com alvenaria em toda a altura apresenta um *drift* bastante uniforme, tal como o modelo sem alvenaria. Em contrapartida, o modelo com rés-do-chão vazado apresenta um *drift* concentrado no rés-do-chão, pressupondo o mecanismo de *soft-storey*. Estes resultados estão de acordo com o apresentado nas análises estáticas. À exceção do modelo com alvenaria em toda a altura, que apresentava *drift* concentrado no rés-do-chão. Possivelmente, as análises dinâmicas efetuadas, não continham valores de aceleração que provocassem a rotura dos elementos de alvenaria no piso inferior. A figura 5.17 apresenta os mesmos resultados, para o edifício PT6.

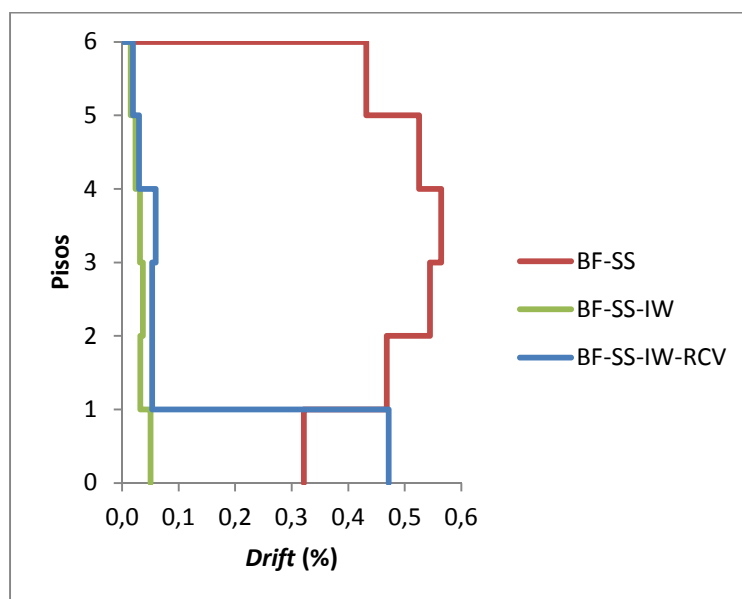


Figura 5.17 – Perfis de *drift* nos modelos com sistema parede para o edifício PT6

Os resultados apresentados na figura 5.17 são muito semelhantes aos do edifício PT4. O modelo com alvenaria em toda a altura e o modelo sem alvenaria apresentam *drift* distribuído em altura. No sistema parede, ao contrário do que foi discutido para o sistema porticado, não é tão clara a mudança de seção dos pilares de betão armado. O modelo com rés-do-chão vazado apresenta o *drift* concentrado no piso inferior, à semelhança do edifício PT4. A figura 5.18 apresenta os resultados relativos ao edifício PT8.

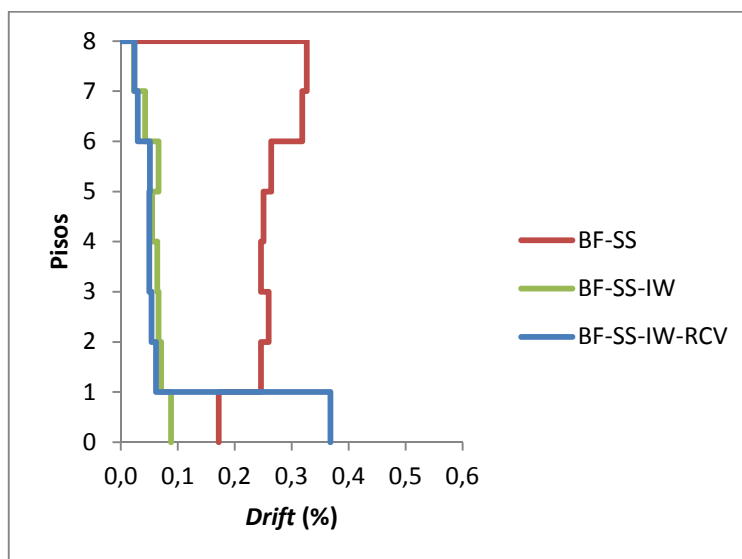


Figura 5.18 – Perfis de *drift* nos modelos com sistema parede para o edifício PT8

Os resultados apresentados na figura anterior são muito semelhantes aos dos edifícios PT4 e PT6. O modelo com alvenaria em toda a altura e o modelo sem alvenaria apresentam *drift* distribuído em altura. A mudança de seção dos pilares de betão armado não é detetável, ao contrário do que se mostrou para o sistema porticado. Como foi referido nas análises estáticas, as paredes resistentes tentam a dissuadir um pouco este comportamento. Uma vez mais, é perceptível a diminuição do *drift* em altura no modelo composto por alvenaria em toda a altura. O modelo com rés-do-chão vazado apresenta o *drift* concentrado no piso inferior, à semelhança dos edifícios PT4 e PT6.

Estejamos a analisar um sistema estrutural ou outro, a influência da alvenaria é sempre a mesma. Quando se passa de um edifício para outro também se verifica o mesmo comportamento, tendo em conta que o maior edifício permite observar melhor as diferenças de comportamento dos modelos

Depois de analisada a influência das paredes de alvenaria, são apresentadas figuras que permitem aferir acerca do comportamento dos edifícios na presença de paredes resistentes de betão armado. Neste ponto, apenas faz sentido apresentar os resultados relativos aos modelos sem alvenarias. Cada figura apresentada de seguida, corresponde a um edifício. A figura 5.19 apresenta os perfis de *drift* dos modelos sem alvenaria pertencentes ao edifício PT4.

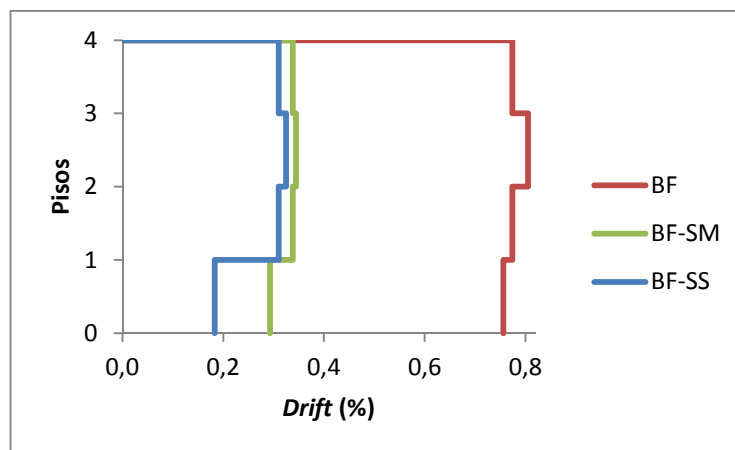


Figura 5.19 – Perfis de *drift* nos modelos sem alvenaria para o edifício PT4

O principal objetivo destes perfis não é avaliar os valores de *drift*, mas sim perceber o comportamento dos edifícios em altura. A figura 5.19 não é muito conclusiva. No capítulo referente às análises estáticas, a presença de paredes resistentes conduzia a uma distribuição do *drift* em altura. Nesta figura, o modelo sem parede resistente apresenta o *drift* mais uniforme dos três modelos. Em ambos os modelos nota-se uma pequena irregularidade entre o piso dois e três, local de mudança de seção dos pilares de betão armado. A figura 5.19 não permite tirar conclusões acerca da presença das paredes resistentes no comportamento dos edifícios. A figura 5.20 apresenta os mesmos resultados, para o edifício PT6.

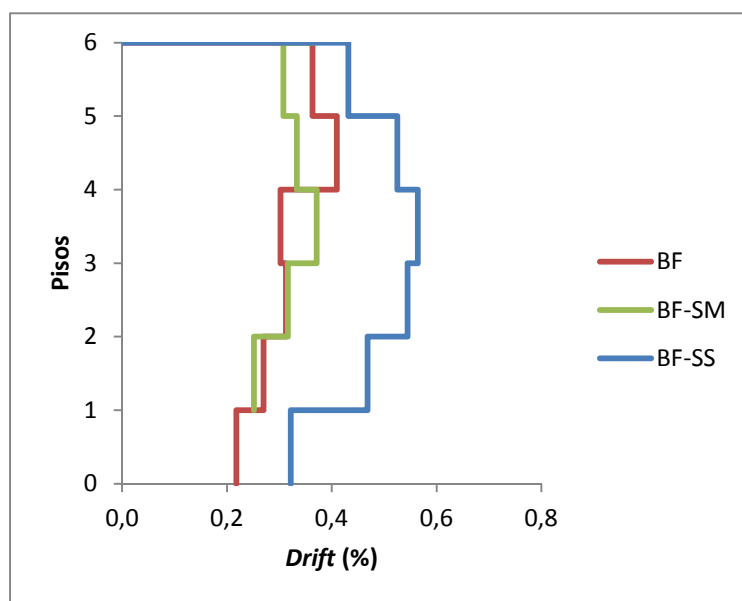


Figura 5.20 – Perfis de *drift* nos modelos sem alvenaria para o edifício PT6

Se a figura 5.1 não mostrava os resultados esperados, a figura 5.20 ainda revela mais dúvidas. O facto de se estudar uma envolvente pode trazer resultados menos viáveis, contudo num trabalho académico não seria agradável apresentar os resultados de todos os sismos detalhadamente. Contudo, com a presença de paredes resistentes, deixa de ser perceptível a mudança de seção dos pilares de betão armado. A figura 5.21 apresenta os resultados relativos ao edifício PT8.

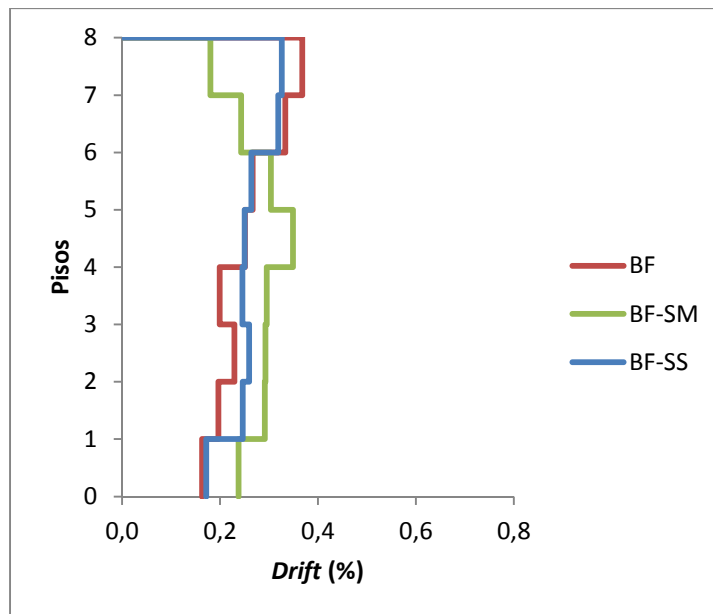


Figura 5.21 – Perfis de *drift* nos modelos sem alvenaria para o edifício PT8

Como mostra a figura, num edifício maior, com forças a atuar também maiores, é mais fácil perceber a interferência dos vários sistemas estruturais. De facto, a figura 5.21 permite verificar um *drift* mais uniforme nos modelos com parede resistente, sobretudo no sistema parede, constituído pela parede mais resistente. Estas paredes disfarçam a alteração da seção dos pilares de betão armado. Esta figura permite validar os resultados obtidos nas análises estáticas.

5.5 CONCLUSÃO

Nas curvas de vulnerabilidade, os modelos preenchidos por alvenaria apresentam valores de *drift* muito inferiores aos restantes modelos. A elevada rigidez e resistência destes elementos não permite deformações e deslocamentos tão elevados. Ainda assim, sendo este um material frágil, pode entrar em cedência para valores de *drift* mais baixos. No sistema porticado, os modelos com rés-do-chão vazado, apresentam *drift* mais baixos que os modelos sem alvenaria. Já no sistema misto, tal não se verifica, apresentando *drifts* mais elevados que os modelos sem alvenaria. Isto deve-se ao facto de o modelo constituído pelos dois tipos de parede, estar sujeito a um valor de ação superior. A parede resistente do sistema misto não oferece resistência suficiente. No sistema parede, repete-se a mesma situação, contudo, a parede resistente tem agora condições de resistência superiores, levando a que sejam os modelos sem alvenaria a ter os valores de *drift* mais elevados.

Quanto às paredes resistentes, pode concluir-se que são responsáveis pela diminuição do valor de *drift*. A rigidez e resistência destes elementos reduzem o deslocamento nas estruturas, levando a que haja menos dano. Analisando a influência destes elementos em modelos com alvenarias em simultâneo, a diminuição do *drift* não é tão acentuada, sendo notória apenas para o sistema parede.

Os elementos de alvenaria têm grande influência nos perfis de *drift*. Os modelos com alvenaria em toda a altura têm um comportamento muito próximo dos modelos sem alvenaria, variando apenas o valor do *drift*. Ao contrário do que foi apresentado nas análises estáticas, os modelos preenchidos totalmente por alvenaria, têm um comportamento bastante aceitável, obtendo *drifts* muito uniformes. Possivelmente, as análises dinâmicas não contiveram acelerações elevadas que provocassem a rotura da alvenaria. Os modelos com rés-do-chão vazado, como seria de esperar apresentam *drifts* concentrados no piso inferior, pressupondo o mecanismo de *soft-storey*.

Os perfis de *drift* não mostram resultados muito conclusivos relativamente à influência das paredes resistentes de betão armado nos edifícios PT4 e PT6. Contudo, os resultados do edifício PT8 permitem validar os resultados das análises estáticas apresentadas no capítulo 4. As paredes de betão armado tendem a distribuir um pouco melhor o *drift* pela altura do edifício, disfarçando as variações de seção dos pilares de betão armado, notórias nos modelos sem a tal parede.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÃO

6.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados os aspetos mais importantes a salientar do trabalho realizado assim como algumas conclusões que se retiraram. No final serão apresentadas algumas propostas para possíveis trabalhos futuros no seguimento deste trabalho.

6.2 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho tem como objetivo principal analisar numericamente a influência dos painéis de alvenaria de enchimento e das paredes resistentes em edifícios de betão armado, sujeitos à ação sísmica.

A resposta sísmica de estruturas de betão armado é afetada por condições internas e externas. Foram estudadas as principais causas de dano em edifícios de betão armado, com especial destaque em edifícios com paredes de alvenaria de enchimento. Através do estudo da interação entre o pórtico de betão armado e os painéis de alvenaria, conclui-se que, aquando de um sismo, este conjunto passa por três fases fundamentais: a) aparecimento de fendas nos cantos tracionados; b) progressão das fendas em direção aos cantos comprimidos; c) rotura da parede de alvenaria.

A rotura da parede de alvenaria pode ser de três tipos: a) rotura ao longo das juntas; b) rotura diagonal; c) rotura por esmagamento dos cantos comprimidos.

Foram seleccionados três edifícios alvo de estudos anteriores realizados pelo LNEC. Estes edifícios sofreram modificações, de forma a serem transformados em nove modelos diferentes cada. Os casos de estudo foram alvo de várias análises não lineares estáticas e dinâmicas. Foi também feita uma caracterização do comportamento dos edifícios realizando uma análise relativa às frequências e modos de vibração. Foram também recolhidos e analisados resultados relativos à aplicação do Método N2 proposto pelo Eurocódigo 8. Todas estas análises permitiram tirar várias conclusões.

A frequência fundamental dos edifícios é cerca de 3.82 a 5.15 vezes superior na presença de paredes de alvenaria em toda a altura, sendo este aumento mais notório na ausência de paredes resistentes. Com rés-do-chão vazado este aumento fica pelos 1.56 a 2.95 vezes, sendo este aumento mais notório na presença de paredes resistentes. As paredes resistentes de betão armado sugerem um aumento na frequência na ordem de 1.13 a 1.19 vezes no caso do sistema misto e 1.24 a 1.43 vezes no caso do sistema parede.

Na análise *pushover* foram analisados vários parâmetros, tais como força máxima, rigidez inicial, deslocamento de cedência e perfis de *drift*.

Quanto à força máxima, os modelos constituídos por alvenaria em toda a altura apresentam valores bem superiores comparativamente aos modelos sem este material, apresentando valores de rácio entre 2,14 e 4,53. Dentro deste intervalo, os valores mais altos pertencem aos modelos com sistema porticado. Contudo, se se referirmos aos modelos com rés-do-chão vazado, este aumento fica entre 1,11 e 1,80, sendo que neste caso são os modelos com sistema parede aqueles que fornecem valores mais elevados. Analisando a influência das paredes resistentes em modelos sem alvenaria, conclui-se que estas paredes de betão armado levam ao aumento da força máxima com valores de rácio entre 1,19 e 1,31 no caso do sistema misto e 1,34 e 1,66 para o caso do sistema parede.

Se nos referirmos à rigidez inicial, a influência é semelhante, contudo os valores de rácio são bastante inferiores no que toca à presença de alvenarias. Os modelos constituídos por alvenaria em toda a altura apresentam valores bem superiores comparativamente aos modelos sem este material, apresentando valores de rácio entre 8,54 e 29,23. Dentro deste intervalo, os valores mais altos pertencem aos modelos com sistema porticado. Contudo, se se referirmos aos modelos com rés-do-chão vazado, este aumento fica entre 2,73 e 13,06, sendo que neste caso são os modelos com sistema parede aqueles que fornecem valores mais elevados. Analisando a influência das paredes resistentes em modelos sem alvenaria, conclui-se que estas paredes de betão armado levam ao aumento da rigidez inicial com valores de rácio entre 1,20 e 1,29 no caso do sistema misto e 1,35 e 1,69 para o caso do sistema parede.

O deslocamento de cedência diminui com a presença das paredes de alvenaria e das paredes resistentes de betão armado, sendo que as primeiras têm um efeito muito mais significativo, apresentando rácios entre 0,08 a 0,20 para modelos com painéis em toda a altura e 0,17 a 0,55 para modelos com rés-do-chão vazado. As paredes resistentes também sugerem uma diminuição, no entanto com valores de rácio entre 0,77 a 0,86 para o sistema misto, e entre 0,54 a 0,71 para o sistema parede.

Nos modelos sem paredes o *drift* divide-se pela altura do edifício, apresentando discrepâncias na zona de mudança de seção dos pilares de betão armado. Os modelos com paredes de alvenaria apresentam o *drift* concentrado no rés-do-chão, pressupondo o mecanismo de *soft-storey*. As paredes resistentes assumem um papel fundamental neste parâmetro. Estas paredes têm a capacidade de dissuadir o efeito de *drifts* concentrados, distribuindo-os em altura. Assim, em modelos sem alvenaria, a mudança de seção dos pilares de betão armado deixa de ser perceptível. Em modelos com alvenaria em toda a altura, o *drift* passa a concentra-se nos dois primeiros pisos, em vez de apenas no primeiro piso. Tal facto é confirmado quanto mais robusta for a parede resistente. A análise relativa aos perfis de *drift* viria a ser confirmada no capítulo referente às análises dinâmicas. O comportamento verificado nos vários modelos foi muito semelhante, no entanto os modelos com alvenaria em toda a altura não apresentavam o *drift* concentrado nos primeiros pisos, mas sim um *drift* bastante uniforme em altura, o que pode indicar que as análises efetuadas não tiveram níveis de aceleração suficientes para provocar o mecanismo de *soft-storey* nestes modelos.

O método N2 mostra que os modelos sem alvenaria apresentam sempre os melhores resultados, em termos de atingir ou não determinados graus de dano. Nestes modelos, por vezes o sistema porticado tem melhor desempenho, noutras vezes é o sistema parede. Este facto deve-se às diferentes acelerações retiradas dos espectros e às diferentes características resistentes. Os modelos com alvenaria, mais frágeis, mostram sempre percentagens mais baixas. Por vezes os modelos com rés-do-chão vazado apresentam melhor desempenho, noutras vezes pior, o que se deve principalmente aos espectros. O tipo de sismo também teve influência neste aspeto, levando a resultados por vezes melhores para uns modelos, outras vezes, para outros. Ao nível do ponto de desempenho global, os modelos com alvenaria são os modelos com um deslocamento mais baixo para 100% da ação, seguindo-se os modelos com rés-do-chão vazado e por fim os modelos sem alvenaria. O sistema estrutural parede também reduz na generalidade dos modelos o valor de deslocamento, exceto no edifício PT8, onde essa diferença deixa de ser perceptível.

Acerca das análises dinâmicas, nas curvas de vulnerabilidade, os modelos preenchidos por alvenaria apresentam valores de *drift* muito inferiores aos restantes modelos. A elevada rigidez e resistência destes elementos não permite deformações e deslocamentos tão elevados. Ainda assim, sendo este um material frágil, pode entrar em cedência para valores de *drift* mais baixos. No sistema porticado, os modelos com rés-do-chão vazado, apresentam *drift* mais baixos que os modelos sem alvenaria. Já no sistema misto, tal não se verifica, apresentando *drifts* mais elevados que os modelos sem alvenaria. Isto deve-se ao facto de o modelo constituído pelos dois tipos de parede, estar sujeito a um valor de ação superior. A parede resistente do sistema misto não oferece resistência suficiente. No sistema parede, repete-se a mesma situação, contudo, a parede resistente tem agora condições de resistência superiores, levando a que sejam os modelos sem alvenaria a ter os valores de *drift* mais elevados.

Quanto às paredes resistentes, pode concluir-se que são responsáveis pela diminuição do valor de *drift*. A rigidez e resistência destes elementos reduzem o deslocamento nas estruturas, levando a que haja menos dano. Analisando a influência destes elementos em modelos com alvenarias em simultâneo, a diminuição do *drift* não é tão acentuada, sendo notória apenas para o sistema parede.

6.3 TRABALHOS FUTUROS

Neste trabalho foi avaliada a influência de paredes de alvenaria e de paredes resistentes em edifícios de betão armado.

Sugerem-se para o futuro alguns desenvolvimentos no seguimento deste trabalho:

- ✓ Submeter os edifícios e modelos estudados a uma maior quantidade de acelerogramas, de modo a introduzir uma maior gama de valores de aceleração;
- ✓ Avaliar outros parâmetros, como por exemplo, a energia dissipada nos modelos com e sem alvenaria e a distribuição de forças de corte entre os painéis e o pórtico;
- ✓ Realizar ensaios experimentais em painéis de alvenaria de enchimento, de modo a aferir acerca dos valores relativos às propriedades destes materiais.

Referências

- [1] - H. Rodrigues, "Desenvolvimento e Calibração de Modelos Numéricos para a Análise Sísmica de Edifícios", Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2005.
- [2] – D. Oliveira, “Comportamento de pórticos de betão armado preenchidos com paredes de alvenaria”, Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Faculdade do Porto, 1995.
- [3] - C. A. F. Bhatt, “Análise Sísmica de Edifícios de Betão Armado segundo o Eurocódigo 8 – Análises Lineares e Não Lineares”, Dissertação de Mestrado, Universidade Técnica de Lisboa, 2007.
- [4] - Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, 2010.
- [5] – A. Furtado – “Avaliação de soluções de reforço para edifícios com r/c vazado”, Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, 2013.
- [6] - H. Varum, "Reabilitação e Reforço Sísmico de Estruturas de Betão Armado," II Jornadas sobre "Avaliação e Reabilitação das Construções Existentes”, 2008.
- [7] – A. M. S. Guedes, “Dimensionamento e Comportamento Sísmico de Sistemas Metálicos Duais”, Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2011.
- [8] – H. Varum, A. G. Costa, A. Pinto, “Reforço sísmico do património edificado em betão armado”, 2º Seminário – A Intervenção no Património, Práticas de Conservação e Reabilitação, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2005.

- [9] – M. Saatcioglu et al, “The August 17, 1999, Kocaeli (Turkey) earthquake – damage to structures. Can, J, Civ, Eng, vol 28, Canadá, 2001.
- [10] – P. YIN, “Building performance in the Taiwan Earthquake”, A review of Nantou County, Los Angeles, Department of Public Works, Bureau of Engineering, page 40, 2000.
- [11] - Koeri, Izmit earthquake-Turkey, Kandilli Observatory & Earthquake Re-search Institute, Boğaziçi University, Istanbul, 1999.
- [12] – J. P. Moehle, S. A. Mahin, “Observations on the behaviour of reinforced concrete buildings during earthquakes”, ACI publication SP-127, Earthquake-Resistant Concrete Structures: Inelastic Response and Design, Ghosh, S.K, 1991.
- [13] - H. Sezen et al, “Structural engineering reconnaissance of the August 17 Earthquake: Kocaeli (Izmit)”, Turkey, 1999.
- [14] - Goto et al, “The Damage induced by Sumatra Earthquake and Associated Tsunami of December 26, 2004, Tokyo”, Japan Society of Civil Engineers, page 97, 2005.
- [15] – N. S. Vila Pouca, “Simulação numérica da resposta sísmica de elementos laminares em betão armado”, Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2001.
- [16] – H. Kaplan et al, “May 1, 2003 Turkey-Bingol Earthquake: damage in reinforced concrete structures”, Enginneering Failure Analysis, volume 11, pages 279-291, 2004.
- [17] – M. Eberhard et al, “The Mw 7.0 Haiti Earthquake of 12 January 2010”, USGS/EERI advance reconnaissance team report, Open File Report, Reston, Virginia: United States Geological Survey, page 58, 2010.
- [18] – H. Varum, “Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings”, PhD Thesis, Dept. Civil Engineering, University of Aveiro, 2003.
- [19] - C. Apicer, Manual de Alvenaria de Tijolo, 2007.

- [20] - P. Ricci, G. M. Verderame, G. Manfredi, "Influence of Infill Panels and their Distribution on Seismic Behavior of Existing Reinforced Concrete Buildings", *The Open Construction and Building Technology Journal*, vol. 6, pp. 236-253, 2012.
- [21] - F. J. Crisafulli, "Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infill," PhD Thesis, University of Canterbury, 1997.
- [22] – T. Paulay, M. Priestley, “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”, John Wiley & Sons, INC, ISBN: 0-471-54915-0, 1992.
- [23] – J. M. Leuchars, J. C. Scrivener, “Masonry Infills Panels Subjected to Cyclic In-Plane Loading”, *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, Volume 9, page 122-131, 1976.
- [24] - P. K. Robin Davis, D. Menon, A. Meher Prasad, "Effect of Infill Stiffness on Seismic Performance of Multi-Storey RC Framed Buildings in India", presented at the 13^a World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, 2004.
- [25] – M. Inel, H. B. Ozmen, E. Akyol, "Observations on the building damages after 19 May 2011 Simav (Turkey) earthquake", *Bull Earthquake Eng*, pp. 255-283, 2013.
- [26] – H. Varum, H. Rodrigues, R. Vicente, A. Costa, “A influência das paredes de enchimento na resposta sísmica de estruturas de edifícios”, *Seminário sobre paredes divisórias*, 2011.
- [27] – B. Li, Z. Wang, K. M. Mosalam, H. Xie, "Wenchuan Earthquake Field Reconnaissance on Reinforced Concrete Framed Buildings With and Without Masonry Infill Wall" 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 2008.
- [28] - A. Arêde, N. Neves, A. Costa, “Seismic analysis of a building block”, *Bull Earthquake Eng*. 235-267, 2012.

[29] - J. Fonseca, "Forma e Estrutura no Bloco de Habitação, Património Moderno em Portugal," Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Arquitetura, Universidade do Porto, 2005.

[30] - C. V. R. Murty, "Learning earthquake design and construction 21. Why are openground storey buildings vulnerable in earthquakes?", *Resonance*, vol. 10, pp. 84-87, 2005.

[31] – H. Alinouri, F. A. Danesh, S. B. B. Aval, "Effect of *soft-storey* mechanism caused by infill elimination on displacement demand in nonlinear static procedure using coefficient method", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2012.

[32] - M. Dolsek, P. Fafjar, "Soft Storey Effects in Uniformly Infilled Reinforced Concrete Frames", *Journal of Earthquake Engineering*, pp. 1-12, 28 January 2000.

[33] - A. F. Costa, M.A. Ferreira, C. S. Oliveira, "O grande sismo de Sichuan: Impactos e lições para o futuro", 8º congresso Nacional de engenharia Sísmica Aveiro, Portugal, 2010.

[34] - C. B. E. Smyrou, S. Antoniou, R. Pinho, F. Crisafulli, "Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames", *Bull Earthquake Eng*, April 2011.

[35] - C. B. E. Smyrou, "Implementation and Verification of a Masonry Panel Model for Nonlinear Dynamic Analysis of Infilled RC Frames", Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Sísmica, Rhose School, Università degli Studi di Pavia, 2006.

[36] - A. J. Carr, F. Crisafulli, R. Park, "Analytical Modelling of Infilled Frame Structures - a General Review", *Bulletin of The New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 2000.

[37] - C. B. E. Smyrou, S. Antoniou, R. Pinho, H. Crowley, "Implementation and Verification of a Masonry Panel Model for Nonlinear Pseudo-Dynamic Analysis of Infilled RC Frames", *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, Geneva, 2006.

[38] - E. C. Carvalho, E. Coelho, “*Dimensionamento dos Elementos Estruturais de 4 Edifícios Segundo a Nova Regulamentação*”, vol. III, 1984.

[39] - *Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*, Dec. Lei 211/86, 1983.

[40] - E. C. Carvalho, E. Coelho, “*Análise Sísmica de Estruturas de Edifícios Segundo a Nova Regulamentação*”, *Análise Estrutural de um Conjunto de 22 Edifícios* vol. II, 1984.

[41] - Seismosoft, SeismoStruct v7.0 – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, 2014.

[42] – R. Silva, “Estudo numérico da variabilidade do esforço axial em pilares de estruturas de betão armado sujeitas a ações sísmicas”, Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Faculdade do Porto, 2016.

[43] – C. Viegas, “Reforço sísmico de pilares de betão armado sujeitos a flexão biaxial”, Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, 2014.

[44] - H. Varum, “Modelo Numérico para a Análise Sísmica de Pórticos Planos de Betão Armado”, Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1995.

[45] - A. Arêde, “Seismic assessment of reinforced concrete frame structures with a new flexibility based element”, PhD Thesis, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1997.

[46] - H. Rodrigueus, “Biaxial seismic behaviour of reinforced concrete columns”, PhD Thesis, Universidade de Aveiro, 2012.

[47] - P. Madas, "Advanced Modelling of Composite Frames Subjected to Earthquake Loading", PhD Thesis, Imperial College, University of London, London, UK, 1993.

[48] - J. B. Mander, M. Priestley, R. Park, “Theoretical Stress-strain Model For Confined Concrete”, *J. Struct. Eng.*, vol. 114, no. 8, pp. 1804–1826, 1988.

[49] - S. A. Sheikh, S. M. Uzumeri, “Properties of Concrete Confined by Rectangular Ties”, *AICAP-CEB Bull, d'Information*, no. 132, 1979.

[50] - M. Menegotto, P. Pinto, “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”, *Symp. Resist. Ultim. Deform. Struct. anted by well Defin. loads, Int. Assoc. Bridg. Struct. Eng.*, pp. 15–22, 1973.

[51] - F. C. Filippou, E. P. Popov, V. V. Bertero, “Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints”, Earthquake Engineering Research Center, 1983.

[52] - M. Fragiadakis, R. Pinho, S. Antoniou, “Modelling inelastic buckling of reinforcing bars under earthquake loading”, *Computational Structural Dynamics and Earthquake Engineering: Structures and Infrastructures Book Series*, 2008.

[53] - S. Antoniou, R. Pinho, “Advantages and Limitations of Adaptative and Nonadaptative Force-based *Pushover* Procedures”, *Journal of Earthquake Engineering*, vol. 8:4: 497-522, 2004.

[54] - M. Mota, "Aplicação e Comparação de Métodos "*Pushover*" de Análise Sísmica de Estruturas de Edifícios", *Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*, 2010.

[55] – J. Silva, “Análise Sísmica de edifícios em betão armado com o recurso a metodologias simplificadas”, *Dissertação para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto*, 2008.

[56] – J. Estevão, “Utilização do programa ec8spec na avaliação e reforço sísmico de edifícios do algarve”, *Faro*, 2016.

[57] - T. Rossetto, A. Elnashai, "Derivation of vulnerability functions for European-type RC structures based on observational data", *Engineering Structures*, 2003.

[58] – G. Grunthal, "European Macroseismic Scale", volume 15, Centre Europeen de Géodynamique et de Séismologie, Luxembourg, 1998.

[49] – S. Lagomarsino, S. Giovinazzi – "Macroseismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 4 (4), 2006, p. 415-443.

[60] M. T. B. César, P. Cachim, "Análise e desempenho sísmico de um pórtico metálico de travessas inclinadas através de análises não-lineares", 7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica, 2007.

Anexo A - Quadro de Pilares, Vigas e Paredes Resistentes

Quadro de pilares			
	Pilares 2	Pilares 4	Pilares 6
Piso 0-2			
Piso 2-4			
Piso 4-6			
Piso 6-8			

Quadro de vigas	
Viga A	
Piso 0-4	
Piso 5-8	

Quadro de Paredes	
Sistema Misto	
Sistema de Parede	