

# **INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ENCHIMENTO NO CÁLCULO DE ESFORÇOS DE ESTRUTURAS DCH NO CONTEXTO DO EC8**

**Ana Filipa Romão Guerreiro**

**Mestrado em Engenharia Civil  
Área de Especialização: Construção  
Dissertação**

**ORIENTADOR:** Doutor João Manuel Carvalho Estêvão

**Dezembro de 2014  
Dissertação submetida na Universidade do Algarve**



# INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ENCHIMENTO NO CÁLCULO DE ESFORÇOS DE ESTRUTURAS DCH NO CONTEXTO DO EC8

Mestrado em Engenharia Civil

## DECLARAÇÃO DE AUTORIA DO TRABALHO

Declaro ser o autor deste trabalho, que é original e inédito. Autores e trabalhos consultados estão devidamente citados no texto e constam da listagem de referências incluída.

Ana Filipa Romão Guerreiro



---

(assinatura)

## DIREITOS DE CÓPIA OU COPYRIGHT

© **Copyright:** Ana Filipa Romão Guerreiro

A Universidade do Algarve tem o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicitar este trabalho através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, de o divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

À minha família e namorado

*Nada se obtém sem esforço; tudo se pode conseguir com ele.*

*Ralph Emerson*

## **AGRADECIMENTOS**

Ao Professor Doutor João Manuel Carvalho Estêvão, orientador da dissertação, agradeço a orientação, a disponibilidade, a partilha de conhecimentos, as correções e sugestões feitas ao meu trabalho durante todo este processo.

A todos os meus amigos que sempre me apoiaram e ajudaram de uma forma ou outra a concluir esta etapa.

Ao meu namorado, pelo apoio e dedicação, pela forma incansável a dar-me motivação ao longo desta etapa, principalmente nas alturas de maior desânimo.

Aos meus pais, ao meu irmão, aos meus avós e bisavó, um enorme obrigada pelo esforço, carinho e motivação. Obrigada por acreditarem sempre em mim e apoiarem. Que esta etapa, que agora termino, possa retribuir e compensar, algum de todo o apoio e dedicação que constantemente me oferecem.



## **RESUMO**

Este trabalho surge na necessidade de contemplar os efeitos negativos das paredes de alvenaria nas análises do dimensionamento sísmico de estruturas de alta ductilidade (DCH), segundo o Eurocódigo 8.

Nas análises efetuadas nesta dissertação utilizaram-se modelos simplificados que traduzam o comportamento negativo das alvenarias de enchimento, de edifícios de classe de ductilidade DCH a edificar no Algarve, segundo a norma portuguesa NP EN 1998-1:2010.

Desta forma, em primeiro lugar foi efetuada uma análise plana, que pretendeu modelar individualmente no plano a influência de quatro casos de painéis de alvenaria de enchimento com padrões de distribuição diferentes e verificar como cada padrão atua na estrutura. Utilizou-se um programa de cálculo automático para a realização das análises estruturais.

Os resultados que se obtiveram abarcaram situações envolvendo a existência de pilares curtos e pisos vazados, identificadas como sendo os casos de maior gravidade, visto conduzirem a valores de esforços maiores do que os obtidos com a estrutura sem as paredes de alvenaria (efeitos negativos), facto que exigirá uma maior atenção por parte dos projetistas.

Em segundo lugar, foi efetuada uma análise de sensibilidade em altura e em planta, para avaliar os efeitos da distribuição irregular das paredes de alvenaria de enchimento na resposta dinâmica dos edifícios. Para tal, também foi usado um programa de cálculo automático.

Na análise de sensibilidade em altura das combinações de painéis de alvenaria sugeridas, maior parte, em comparação com a estrutura sem paredes de alvenaria, provocam efeitos positivos, no entanto em alguns casos isto não aconteceu. Em algumas combinações de painéis de alvenaria as respostas sísmicas dos pórticos foram mais desfavoráveis (efeitos negativos).

Na análise espacial, a variação dos esforços obtida em relação a um dos casos mais gravosos identificados no estudo de sensibilidade previamente realizado em altura, não foi significativa.

**PALAVRAS-CHAVE:** Alvenaria de enchimento, estruturas de betão armado, ação sísmica, Eurocódigo 8, análise de sensibilidade.



## **ABSTRACT**

The purpose of this paper is to address the negative effects that masonry walls have on the analysis and seismic design of high ductility structures (DCH), according to Eurocode 8.

Simplified models reflecting the negative behavior of masonry infill were used for the analysis conducted in this paper, for buildings of ductility class DCH to be built in the Algarve, under the Portuguese NP EN 1998-1: 2010.

Firstly a planar analysis was performed, with the intention to individually model the influence of four cases of masonry infill panels with different distribution patterns and see the influence each pattern has on structure. A computer program was used to perform the structural analysis.

The results that were obtained included situations involving the existence of short columns and soft story, these were identified as the most severe cases, because they lead to larger stress values than those obtained for the structure without the masonry walls (negative effects), this will require greater attention from designers.

Secondly, a sensitivity analysis was performed for both height and on paper to evaluate the effects of uneven distribution of the masonry infill walls and the dynamic response of the buildings. Again a computer program was used.

In the height sensitivity analysis with the suggested combinations of masonry panels, most of which, in comparison with the structure without masonry walls, lead to positive effects, although in some cases this did not happen. In some masonry panel combinations seismic responses of frames were more unfavorable (negative effects).

In regards to the spatial analysis, the variation of stresses obtained regarding one of the worst case scenarios identified in the sensitivity study performed previously in height, turned out to be insignificant.

**KEYWORDS:** Infill masonry, Rc structures, seismic action, Eurocode 8, sensitivity analysis.



## ÍNDICE GERAL

Agradecimentos .....	i
Resumo .....	iii
Abstract .....	v
1. Introdução .....	1
1.1. Enquadramento do tema da dissertação .....	1
1.2. Objetivos da dissertação .....	1
1.3. Organização da dissertação .....	2
2. Caracterização das paredes de alvenaria de enchimento.....	3
2.1. Importância das paredes de alvenaria .....	3
2.2. Tipo de alvenaria no Algarve .....	5
2.3. Alvenarias de enchimento no Projeto de Estruturas .....	6
3. Modelação das paredes de enchimento .....	7
3.1. Comportamento do painel de alvenaria face à atividade sísmica.....	7
3.2. Influência das paredes de alvenaria numa estrutura porticada .....	8
3.2.1. Efeitos positivos das paredes de alvenaria.....	8
3.2.2. Efeitos negativos das paredes de alvenaria .....	9
3.3. Mecanismos de rotura do painel de alvenaria.....	11
3.4. Mecanismo do pilar curto.....	15
3.5. Danos causados nos edifícios gerados pelo comportamento negativo das paredes de alvenaria .....	16

3.5.1. Danos localizados nos painéis de alvenaria .....	17
3.5.1.1. Esmagamento dos cantos.....	17
3.5.1.2. Fissuras de tração nas diagonais dos painéis .....	19
3.5.1.3. Projeção do painel para fora do plano.....	21
3.5.2. Danos localizados nos painéis de alvenaria e nos elementos de betão armado.....	23
3.5.2.1. Esmagamento dos cantos com fendas diagonais.....	23
3.5.2.2. Danos dos pilares de betão armado associados ao corte .....	24
3.5.2.3. Danos nas ligações pilar-viga.....	27
3.6. Modelação do comportamento dos painéis de alvenaria de enchimento .....	29
3.6.1. Micromodelos da alvenaria de enchimento.....	29
3.6.2. Macromodelos da alvenaria de enchimento .....	30
3.6.2.1. Método da biela equivalente.....	31
4. Regulamentação aplicável.....	39
4.1. Eurocódigo .....	39
5. Análise plana com macromodelos .....	43
5.1. Análise modal no SAP2000.....	44
5.1.1. Caso de estudo 1 - Pórticos sem alvenaria de enchimento .....	45
5.1.2. Caso de estudo 2 - Pórtico preenchido totalmente por alvenaria de enchimento.....	46
5.1.2.1. Efeitos Globais do caso de estudo 2 .....	47
5.1.2.2. Efeitos locais do caso de estudo 2 .....	48
5.1.3. Caso de estudo 3 - Existência do piso térreo vazado .....	53
5.1.3.1. Efeitos globais do caso de estudo 3.....	53
5.1.3.2. Efeitos locais do caso de estudo 3 .....	54
5.1.4. Caso de estudo 4 - Existência de pilares curtos no piso térreo.....	55

5.1.4.1.	Efeitos globais do caso de estudo 4 .....	56
5.1.4.2.	Efeitos locais do caso de estudo 4 .....	57
5.1.5.	Caso de estudo 5 - Pórtico com aberturas.....	58
5.1.5.1.	Efeitos globais do caso de estudo 5 .....	59
5.1.5.2.	Efeitos locais do caso de estudo 5 .....	60
5.2.	Diagramas de Esforços .....	62
6.	Análise de sensibilidade .....	65
6.1.	Análise sensibilidade em altura .....	65
6.1.1.	Combinação 1 .....	68
6.1.2.	Combinação 2 .....	70
6.1.3.	Combinação 3 .....	71
6.1.4.	Combinação 4 .....	73
6.1.5.	Combinação 5 .....	74
6.1.6.	Combinação 6 .....	76
6.1.7.	Combinação 7 .....	77
6.2.	Análise sensibilidade em planta.....	79
7.	DISCUSSÃO DE RESULTADOS .....	83
8.	CONCLUSÕES .....	87
	Referências bibliográficas.....	88
	Anexos A - Distribuição dos diferentes padrões de alvenaria.....	93
	Anexo A.1 - Utilização do programa EC8spec e respetivos espectros de resposta do sismo 1 e sismo 2 .....	933
	Anexo A.2 - Cálculo da inércia dos pilares.....	955
	Anexo A.3 - Cálculo da largura das escoras para o caso de estudo 2 .....	955
	Anexo A.4 - Procedimento no programa AutoCAD para determinar a distância $l_c$ e ângulo do caso de estudo 2 .....	1011

Anexo A.5 - Cálculo da largura das escoras para o caso de estudo 4 .....	1066
Anexo A.6 - Procedimento no programa AutoCAD para determinar a distância $l_c$ e ângulo do caso de estudo 4 .....	1099
Anexo A.7 - Cálculo da largura das escoras para o caso de estudo 5 .....	11010
Anexo A.8 - Procedimento no programa AutoCAD para determinar a distância $l_c$ e ângulo do caso de estudo 5 .....	1133
Anexo A.9 - Diagramas de esforços dos casos de estudo .....	1199

## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Exemplo de uma parede de alvenaria de tijolo furado cerâmico .....	3
Fig. 2.2 - Estruturas em pórtico de betão armado preenchidas com alvenaria .....	4
Fig. 2.3 - Exemplo da composição das paredes de alvenaria de enchimento: a) parede dupla; b) parede simples.....	5
Fig. 3.1 - Comportamento monolítico entre os elementos estruturais de betão armado e parede de alvenaria de enchimento .....	7
Fig. 3.2 - Fenómenos de escorregamento e aparecimento de fendas em todo o perímetro da parede de enchimento devido ao aumento das forças .....	7
Fig. 3.3 - Separação dos cantos tracionados do painel de alvenaria e consequente formação da diagonal de compressão .....	8
Fig. 3.4 - Representação de um edifício irregular em planta .....	10
Fig. 3.5 - Edifícios com pisos vazados e consequente formação de rotulas plásticas no topo e base dos pilares na sequência de um sismo.....	11
Fig. 3.6 - Mecanismos de rotura típicos no plano (A a E), em paredes de alvenaria de enchimento .....	14
Fig. 3.7 - Edifício com pilares curtos isento de forças sísmicas.....	15
Fig. 3.8 - Concentração de esforços elevados na zona do pilar curto durante a ação das forças sísmicas .....	15
Fig. 3.9 - Colapso total do edifício após a rotura dos pilares curtos .....	16
Fig. 3.10 - Projeção total e parcial das unidades de alvenaria no canto do painel de alvenaria do primeiro piso, sismo de L'Aquila (2009).....	18
Fig. 3.11 - Esmagamento das unidades de alvenaria nos cantos dos painéis de alvenaria, sismo de L'Aquila (2009).....	18
Fig. 3.12 - Esmagamento do canto do painel de alvenaria de enchimento, sismo de Lorca (2011) .....	18

Fig. 3.13 - Fissuração nas diagonais dos painéis, sismo de L'Aquila (2009) .....	20
Fig. 3.14 - Fissuração nas diagonais dos painéis em diversos pisos, sismo L'Aquila (2009)	20
Fig. 3.15 - Fissuração nas diagonais dos painéis de alvenaria, vista do interior de uma habitação, sismo de Lorca (2011) .....	20
Fig. 3.16 - A falta de confinamento entre paredes de alvenaria e a estrutura de betão armado, origina a projeção parcial dos panos de alvenaria ou a projeção total destes. Sismo de L'Aquila (2009) .....	22
Fig. 3.17 - Projeção parcial dos panos de alvenaria, sismo de L'Aquila (2009) .....	22
Fig. 3.18 - Deslocamento do painel de alvenaria para fora do plano, sismo de L'Aquila (2009) .....	22
Fig. 3.19 - Esmagamento do canto do painel da alvenaria com projeção de alguns fragmentos das unidades de alvenaria e rotura do elemento de betão armado .....	24
Fig. 3.20 - Rotura total dos pilares, devido ao mecanismo de piso ou soft storey, (acontece em pisos vazados), sismo de L'Aquila .....	25
Fig. 3.21 - Edifícios com pisos vazados, rotura dos pilares do piso térreo, fenómeno provocado pela irregularidade em altura dos edifícios, sismo Lorca .....	26
Fig. 3.22 - Rotura do pilar curto nas escadas, devido à concentração de elevados esforços nesse pilar, sismo L'Aquila.....	26
Fig. 3.23 - Rotura de pilares curtos, sismo Lorca .....	26
Fig. 3.24 - Pilar curto de um edifício com semicave. Sismo de Lorca (2011) .....	27
Fig. 3.25 - Danos na ligação pilar-viga, sismo de L'Aquila (2009) .....	28
Fig. 3.26 - Modelos de Alvenaria; a) Macromodelo; b) Micromodelo.....	29
Fig. 3.27 - Diferentes tipos de micromodelos de uma parede de alvenaria: (a) detalhados; (b) simplificados .....	30
Fig. 3.28 - Modelação do comportamento de uma parede de alvenaria de enchimento, sem aberturas, por uma escora equivalente (macromodelo) .....	31
Fig. 3.29 - Localização da escora equivalente do painel de alvenaria de enchimento, para efeitos da verificação dos esforços nos pilares .....	33

Fig. 3.30 - Esmagamento dos pilares nos cantos do painel de alvenaria provocado pela transmissão de forças provenientes da alvenaria .....	33
Fig. 3.31 - Localização da escora equivalente do painel de alvenaria de enchimento, para efeitos da verificação dos esforços nas vigas .....	34
Fig. 3.32 - Redução da largura da escora quando existem aberturas .....	34
Fig. 3.33 - Representação da escora caso a parede de alvenaria não preencha totalmente o quadro de betão armado.....	36
Fig. 3.34 - El-Dakhkhni propôs este modelo de comportamento das alvenarias de enchimento utilizando três escoras .....	36
Fig. 3.35 - Macromodelo do comportamento uma parede de alvenaria de enchimento, sem existência de aberturas com escoras diagonais e molas .....	37
Fig. 5.1 - Pórticos do estudo .....	43
Fig. 5.2 - Espectro de resposta para o sismo 1, segundo o programa EC8spec .....	45
Fig. 5.3 - Espectro de resposta para o sismo 2, segundo o programa EC8spec .....	45
Fig. 5.4 - Modos de vibração obtidos com o programa SAP2000 para o caso 1 .....	46
Fig. 5.5 - Esquema representativo dos painéis de alvenaria de enchimento.....	46
Fig. 5.6 - Representação da escora no pórtico para efeitos globais no caso de estudo 2, segundo o SAP2000.....	48
Fig. 5.7 - Modos de vibração obtidos segundo o programa SAP2000 para o caso de estudo 2, efeitos globais.....	48
Fig. 5.8 - Painel de alvenaria, vigas e pilares confinantes.....	49
Fig. 5.9 - Desenho da circunferência .....	49
Fig. 5.10 - Criação das duas linhas paralelas com distância $b_w$ entre elas.....	50
Fig. 5.11 - Rotação das linhas (1) e (2) .....	50
Fig. 5.12 - Distância $l_c$ e ângulo .....	51
Fig. 5.13 - Representação da escora no pórtico para efeitos locais no caso de estudo 2, segundo o SAP2000. ....	52

Fig. 5.14 - Modos de vibração obtidos com o programa SAP2000 para o caso de estudo 2, efeitos locais.....	52
Fig. 5.15 - Representação da escora no pórtico para efeitos globais no caso de estudo 3, segundo o SAP2000.....	53
Fig. 5.16 - Modos de vibração obtidos com o programa SAP2000 para o caso de estudo 3, efeitos globais.....	53
Fig. 5.17 - Representação da escora no pórtico para efeitos locais no caso de estudo 3, segundo o SAP2000.....	54
Fig. 5.18 - Modos de vibração obtidos com o programa SAP2000 para o caso de estudo 3, efeitos locais.....	54
Fig. 5.19 - Representação da escora no pórtico para efeitos globais no caso de estudo 4, segundo o SAP2000.....	56
Fig. 5.20 - Modos de vibração obtidos com o programa SAP2000 para o caso 4, para efeitos globais.....	56
Fig. 5.21 - Representação da escora no pórtico para efeitos locais no caso de estudo 4, segundo o SAP2000.....	57
Fig. 5.22 - Modos de vibração obtidos com o programa SAP2000 para o caso 4, para efeitos locais.....	57
Fig. 5.23 - Representação das aberturas dos painéis de enchimento.....	58
Fig. 5.24 - Representação da escora no pórtico para efeitos globais no caso de estudo 5, segundo o SAP2000.....	59
Fig. 5.25 - Modos de vibração obtidos com o programa SAP2000 para o caso 5, para efeitos globais.....	59
Fig. 5.26 - Representação da escora no pórtico para efeitos locais no caso de estudo 5, segundo o SAP2000.....	60
Fig. 5.27 - Modos de vibração obtidos com o programa SAP2000 para o caso 5, para efeitos locais.....	61
Fig. 6.1 - Edifício base da análise de sensibilidade em altura.....	65
Fig. 6.2 - Espectro de resposta para o sismo 1, segundo o programa EC8spec.....	66
Fig. 6.3 - Espectro de resposta para o sismo 2, segundo o programa EC8spec.....	66

Fig. 6.4 - Edifício da combinação 1 com seis pisos.....	68
Fig.6.5 - Maior variação de momentos fletores na estrutura para a combinação 1 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.....	69
Fig.6.6 - Maior variação de esforço axial na estrutura para a combinação 1 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.....	69
Fig. 6.5 - Edifício da combinação 2 com seis pisos.....	70
Fig.6.8 - Maior variação de momentos fletores na estrutura para a combinação 2 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.....	70
Fig.6.9 - Maior variação de esforço axial na estrutura para a combinação 2 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.....	71
Fig. 6.10 - Edifício da combinação 3 com seis pisos.....	71
Fig.6.11 - Maior variação de momentos fletores na estrutura para a combinação 3 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.....	72
Fig.6.12 - Maior variação de esforço axial na estrutura para a combinação 3 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.....	72
Fig. 6.13 - Edifício da combinação 4 com seis pisos.....	73
Fig.6.14 - Maior variação de momentos fletores na estrutura para a combinação 4 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.....	73
Fig.6.15 - Maior variação de esforço axial na estrutura para a combinação 4 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.....	74
Fig. 6.16 - Edifício da combinação 5 com seis pisos.....	74
Fig.6.17 - Maior variação de momentos fletores na estrutura para a combinação 5 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.....	75
Fig.6.18 - Maior variação de esforço axial na estrutura para a combinação 5 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.....	75
Fig. 6.19 - Edifício da combinação 6 com seis pisos.....	76
Fig.6.20 - Maior variação de momentos fletores na estrutura para a combinação 6 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.....	76
Fig.6.21 - Maior variação de esforço axial na estrutura para a combinação 6 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.....	77

Fig. 6.22 - Edifício da combinação 7 com seis pisos.....	77
Fig.6.23 - Maior variação de momentos fletores na estrutura para a combinação 7 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria .....	78
Fig.6.24 - Maior variação de esforço axial na estrutura para a combinação 7 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.....	78
Fig. 6.25 - Estrutura do edifício do estudo da análise de sensibilidade em altura.....	79
Fig. 6.26 - Diagrama de momentos fletores do pórtico do estudo da análise de sensibilidade em planta.....	80
Fig. 6.27 - Diagrama de momentos fletores do pórtico da combinação 5 da análise de sensibilidade em altura .....	81
Fig. A.1 - Utilização do programa EC8spec, segundo sismo 1, para obter os espectros de resposta. ....	93
Fig. A.2 - Espectros de resposta segundo o sismo 1 (sismo afastado) .....	93
Fig. A.3 - Utilização do programa EC8spec, segundo sismo 2, para obter os espectros de resposta.....	94
Fig. A.4 - Espectros de resposta segundo o sismo 2 (sismo próximo) .....	94
Fig. A.5 - Representação esquemática dos eixos da secção transversal do pilar .....	95
Fig. A.6 - Representação do painel 1, com as respetivas dimensões h, l, H, L .....	96
Fig. A.7 - Representação do painel 2, com as respetivas dimensões h, l, H e L .....	97
Fig. A.8 - Representação do painel 3, com as respetivas dimensões h, l, H e L .....	97
Fig. A.9 - Representação do painel 4, com as respetivas dimensões h, l, H e L .....	98
Fig. A.10 - Representação do painel 5, com as respetivas dimensões h, l, H e L .....	99
Fig. A.11 - Representação do painel 6, com as respetivas dimensões h, l, H e L .....	100
Fig. A.12 - Procedimento para determinar a distância $L_c$ e o ângulo $\alpha$ no painel 1 .....	103
Fig. A.13 - Representação da distância $L_c$ , ângulo $\alpha$ e escora.....	101
Fig. A.14 - Procedimento para determinar a distância $L_c$ e o ângulo $\alpha$ no painel 2 .....	102
Fig. A.15 - Representação da distância $L_c$ , ângulo $\alpha$ e escora.....	102

Fig. A.16 - Procedimento para determinar a distância $L_c$ e o ângulo no painel 3 .....	103
Fig. A.17 - Representação da distância $L_c$ , ângulo e escora.....	103
Fig. A.18 - Procedimento para determinar a distância $L_c$ e o ângulo no painel 4 .....	104
Fig. A.19 - Representação da distância $L_c$ , ângulo e escora.....	104
Fig. A.20 - Procedimento para determinar a distância $L_c$ e o ângulo no painel 5 .....	105
Fig. A.21 - Representação da distância $L_c$ , ângulo e escora.....	105
Fig. A.22 - Procedimento para determinar a distância $L_c$ e o ângulo no painel 6 .....	106
Fig. A.23 - Representação da distância $L_c$ , ângulo e escora.....	106
Fig. A.24 - Representação do painel 1, com as respectivas dimensões $h, l, H, L$ .....	107
Fig. A.25 - Representação do painel 2, com as respectivas dimensões $h, l, H, L$ .....	108
Fig. A.26 - Procedimento para descobrir a distância $L_c$ e o ângulo no painel 1.....	109
Fig. A.27 - Representação da distância $L_c$ e escora .....	109
Fig. A.28 - Procedimento para descobrir a distância $L_c$ e o ângulo no painel 2.....	110
Fig. A.29 - Representação da distância $L_c$ e escora .....	110
Fig. A.30 - Procedimento para determinar a distância $L_c$ e o ângulo no painel 1 .....	113
Fig. A.31 - Representação da distância $L_c$ , ângulo e escora.....	114
Fig. A.32 - Procedimento para determinar a distância $L_c$ e o ângulo no painel 2 .....	114
Fig. A.33 - Representação da distância $L_c$ , ângulo e escora.....	114
Fig. A.34 - Procedimento para determinar a distância $L_c$ e o ângulo no painel 3 .....	115
Fig. A.35 - Representação da distância $L_c$ , ângulo e escora.....	115
Fig. A.36 - Procedimento para determinar a distância $L_c$ e o ângulo no painel 4 .....	116
Fig. A.37 - Representação da distância $L_c$ , ângulo e escora.....	116
Fig. A.38 - Procedimento para determinar a distância $L_c$ e o ângulo no painel 5 .....	117
Fig. A.39 - Representação da distância $L_c$ , ângulo e escora.....	117

Fig. A.40 - Procedimento para determinar a distância $L_c$ e o ângulo $\alpha$ no painel 6 .....	117
Fig. A.41 - Representação da distância $L_c$ , ângulo $\alpha$ e escora.....	118
Fig. A.42 - Diagramas de esforços axiais, transversos e momentos fletores do caso de estudo 1 .....	119
Fig. A.43 - Diagramas de esforços axiais, transversos e momentos fletores do caso de estudo 2 para os efeitos globais .....	119
Fig. A.44 - Diagramas de esforços axiais, transversos e momentos fletores do caso de estudo 2 para os efeitos locais.....	120
Fig. A.45 - Diagramas de esforços axiais, transversos e momentos fletores do caso de estudo 3 para os efeitos globais .....	120
Fig. A.46 - Diagramas de esforços axiais, transversos e momentos fletores do caso de estudo 3 para os efeitos locais.....	121
Fig. A.47 - Diagramas de esforços axiais, transversos e momentos fletores do caso de estudo 4 para os efeitos globais .....	121
Fig. A.48 - Diagramas de esforços axiais, transversos e momentos fletores do caso de estudo 4 para os efeitos locais.....	122
Fig. A.49 - Diagramas de esforços axiais, transversos e momentos fletores do caso de estudo 5 para os efeitos globais .....	122
Fig. A.50 - Diagramas de esforços axiais, transversos e momentos fletores do caso de estudo 5 para os efeitos locais.....	123

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Classificação dos diferentes tipos de alvenaria .....	5
Quadro 3.1 – Classificação dos danos segundo a gravidade do esmagamento dos cantos	17
Quadro 3.2 – Classificação dos danos segundo a gravidade de fissuração nas diagonais dos painéis .....	19
Quadro 3.3 – Classificação dos danos segundo a gravidade de projeção do painel para fora do plano.....	21
Quadro 3.4 – Classificação dos danos segundo a gravidade do Esmagamento dos cantos com fendas diagonais.....	23
Quadro 3.5 – Classificação dos danos segundo a gravidade ao corte dos pilares de betão armado .....	24
Quadro 3.6 – Classificação dos danos segundo a gravidade dos danos nas ligações pilar-viga.....	27
Quadro 3.7 – Valores do factor de redução tendo em conta danos na parede de alvenaria	35
Quadro 5.1 - Larguras das escoras para o caso de estudo 2 .....	49
Quadro 5.2 - Resultados das distância $l_c$ e do ângulo .....	53
Quadro 5.3 - Resultados do cálculo do $b_w$ reduzido para o painel 1 e painel 2 .....	57
Quadro 5.4 - Resultados do cálculo do $b_w$ reduzido para os painéis do caso de estudo 5.....	60
Quadro 5.5 - Resultados das distância $l_c$ e do ângulo para o caso de estudo 5.....	62
Quadro 5.6 - Comparação de esforços no piso térreo entre o caso de estudo 1 e caso de estudo 2.....	64
Quadro 5.7 - Comparação de esforços no piso térreo entre o caso de estudo 1 e caso de estudo 3.....	64

Quadro 5.8 - Comparação de esforços no piso térreo entre o caso de estudo 1 e caso de estudo 4.....	65
Quadro 5.9 - Comparação de esforços no piso térreo entre o caso de estudo 1 e caso de estudo 5.....	65

# **1. INTRODUÇÃO**

## **1.1. Enquadramento do tema da dissertação**

Em toda a parte do Mundo são relatados eventos sísmicos onde existem perdas de vidas humanas, perdas sociais e económicas, isto deve-se, em grande parte, ao colapso de construções ou ao dano excessivo destas. Para evitar tais perdas é necessário reduzir a vulnerabilidade dos edifícios a este fenómeno, tanto nos edifícios a construir como nos já edificados.

As paredes de enchimento contribuem significativamente para o comportamento dinâmico das construções e podem contribuir com efeitos positivos ou negativos. Esta contribuição tem conduzido ao estudo da influência das paredes de enchimento. No último século, estes estudos têm procurado formas de diminuir os efeitos negativos que estes elementos provocam nos edifícios.

Um extenso trabalho de pesquisa foi desenvolvido por diversos investigadores de modo a tentarem modelar os painéis de enchimento quando submetidos a ações sísmicas horizontais. Diversos modelos foram criados, mas ao serem, maior parte deles, modelos muito trabalhosos e de difícil aplicação, por vezes, os regulamentos optam por não considerar as paredes de enchimento na fase de projeto de estruturas, considerando que estas contribuem apenas favoravelmente na resposta sísmica dos edifícios às ações horizontais.

Segundo o Eurocódigo 8 (IPQ, 2010), os efeitos negativos da contribuição das paredes de alvenaria devem ser contemplados no dimensionamento sísmico dos edifícios.

É neste contexto que surge o tema desta dissertação, de forma a considerar a contribuição negativa das paredes de alvenaria no dimensionamento sísmico de edifícios de betão armado de alta ductilidade (DCH), a edificar no Algarve. O comportamento das paredes de alvenaria será representado através de modelos simplificados, de maneira a tornar todo o processo mais simples, e realizável na atividade de projeto corrente.

## **1.2. Objetivos da dissertação**

O objetivo deste trabalho consiste no estudo de sensibilidade do comportamento negativo das alvenarias de enchimento na resposta sísmica de Edifícios, com recurso a modelos simplificados, para efeitos práticos do dimensionamento de edifícios de estrutura de betão armado, dimensionadas para o Algarve com os níveis de ductilidade DCH previstos na NP EN 1998-1:2010. Esta análise é feita tanto em análise planas, como em análises tridimensionais, sendo feita uma aplicação a alguns casos típicos.

### 1.3. Organização da dissertação

A presente dissertação é composta por seis capítulos, em que, de seguida está apresentado um resumo dos assuntos tratados em cada um deles.

Capítulo 1, *Introdução*, refere-se ao presente capítulo, em que, é apresentado o enquadramento do tema, os objetivos principais e a organização do trabalho.

Capítulo 2, *Caracterização das paredes de alvenaria de enchimento*, neste capítulo é descrito o que são as paredes de alvenaria, qual a sua importância, quais as suas características e como são consideradas no projeto de estruturas.

Capítulo 3, *Modelação das paredes de enchimento*, corresponde a um capítulo onde é apresentada a influência das paredes de alvenaria numa estrutura porticada, os efeitos positivos e negativos que estas provocam e como se comportam face à atividade sísmica. Também são apresentados os diversos mecanismos de rotura destes elementos, o modo de rotura do pilar curto e exemplos de danos em edifícios utilizando como referência o sismo de Lorca (2011) e o sismo de L'Aquila (2009). Este capítulo termina com a modelação do comportamento das paredes de alvenaria, segundo os micromodelos e macromodelos, dentro dos macromodelos é apresentado o método da biela equivalente.

Capítulo 4, *Regulamentação Aplicável*, análise dos aspetos regulamentares relacionados com as alvenarias de enchimento, segundo o Eurocódigo 8.

Capítulo 5, *Análise plana com macromodelos*, neste capítulo foram analisados cinco pórticos em betão armado de edifícios correntes, para ilustrar a utilização de macromodelos na modelação de paredes de alvenaria de enchimento, em que o primeiro caso trata de um pórtico sem paredes de alvenaria e os restantes quatro casos tratam de pórticos preenchidos com paredes de alvenaria mas com padrões de distribuição de alvenaria diferentes.

Capítulo 6, *Análise de sensibilidade*, neste capítulo foi desenvolvida uma análise de sensibilidade em altura e em planta, que o Eurocódigo 8 exige para estruturas DCH.

Capítulo 7, *Discussão de resultados*, neste capítulo foram discutidos os resultados das análises referentes ao capítulo 5 e 6 do presente trabalho.

Capítulo 8, *Conclusões*, onde são apresentadas as conclusões do trabalho.

## 2. CARACTERIZAÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

### 2.1. Importância das paredes de alvenaria

Na antiguidade, maior parte das civilizações do mundo utilizavam a alvenaria como solução construtiva e resistente, para a construção de abrigos permanentes, não só para os humanos como também para os animais. Este método prevaleceu ao longo dos anos, e hoje em dia a alvenaria faz parte da maioria dos edifícios presentes, usada para a execução do elemento construtivo parede (Sousa, 2002).

Numa definição geral, uma parede de alvenaria é a junção de elementos naturais ou artificiais, ligados por meio de uma argamassa. Os elementos naturais podem ser pedras irregulares ou regulares, os artificiais podem ser cerâmicos (Fig. 2.1), de betão ou outros (Sousa, 1988).



Fig. 2.1 – Exemplo de uma parede de alvenaria de tijolo furado cerâmico (autor desconhecido).

Com o aparecimento do betão armado, em toda a parte do Mundo são construídos edifícios com estruturas em pórtico de betão armado preenchidas de alvenaria (Fig. 2.2) (Lourenço, *et al.*, 1998).



Fig. 2.2 – Estruturas em pórtico de betão armado preenchidas com alvenaria (autor desconhecido).

No continente Americano, mais propriamente nos EUA, são estimados que existam dezenas de milhar de edifício com paredes de alvenaria de enchimento, como habitações, indústrias, incluindo edifícios de grande importância, como escolas e hospitais (Lourenço, *et al.*, 1998). O mesmo se aplica a Portugal e à restante Europa.

Os painéis de alvenaria são utilizados como paredes exteriores, que proporcionam a separação do espaço exterior do interior, e como divisórias interiores, que compartimentam e definem os espaços interiores.

Algumas das exigências mais importantes aplicáveis às paredes exteriores e interiores são: resistência mecânica e estabilidade; segurança em caso de incêndio; higiene, saúde e protecção do ambiente; estanquidade à água e ao ar; segurança na utilização; isolamento térmico e acústico; economia e facilidade de construção e estética (Letertre e Renaud, 1978).

Ao longo dos tempos estes elementos foram perdendo progressivamente a função resistente, assumindo-se cada vez mais como elemento sem função estrutural. Raramente são consideradas em fase de projeto, considerando-as como elementos não estruturais com o nome de paredes de enchimento, mas não é posta de parte a hipótese de exercerem funções estruturais, como elemento resistente a esforços verticais e/ou horizontais (Varum, *et al.*, 2011).

Quadro 2.1 – Classificação dos diferentes tipos de alvenaria (adaptado de Estêvão, 2012).

Alvenaria	
Estrutural	Não estrutural
Alvenaria simples	
Alvenaria armada	Alvenaria de enchimento
Alvenaria confinada	

Em relação à resposta dinâmica das paredes de alvenaria de enchimento, o seu comportamento pode situar-se entre a resposta da alvenaria simples e a resposta da alvenaria confinada, sendo o seu comportamento mais próximo das alvenarias confinadas (Estêvão, 2012).

Na ocorrência de um sismo o comportamento destes elementos não estruturais ainda é imprevisível. A falta de controlo das características dos materiais utilizados é uma das muitas causas. Neste sentido, o estudo do comportamento das paredes de enchimento adquiriu grande importância nas últimas décadas, de maneira a tentar modelar o comportamento destes elementos face a este fenómeno e poder-se minimizar os danos nas construções ou mesmo o colapso e conseqüentemente a diminuição da perda de vidas humanas.

## 2.2. Tipo de alvenaria no Algarve

Atualmente no Algarve, tanto o património já edificado como o ainda por edificar, é constituído, em grande parte, por paredes não estruturais, sendo utilizadas paredes duplas para o exterior e paredes simples para o interior. Os elementos destas paredes são usualmente alvenaria de tijolo cerâmico furado, aplicados com a furação na horizontal. Com recurso a argamassas cimentícias, as unidades de alvenaria são assentes umas sobre as outras, formando o painel de parede. São depois revestidas com um reboco de base cimentícia, tanto no interior como no exterior das construções, ou um revestimento a estuque só no interior (Estêvão, 2012).

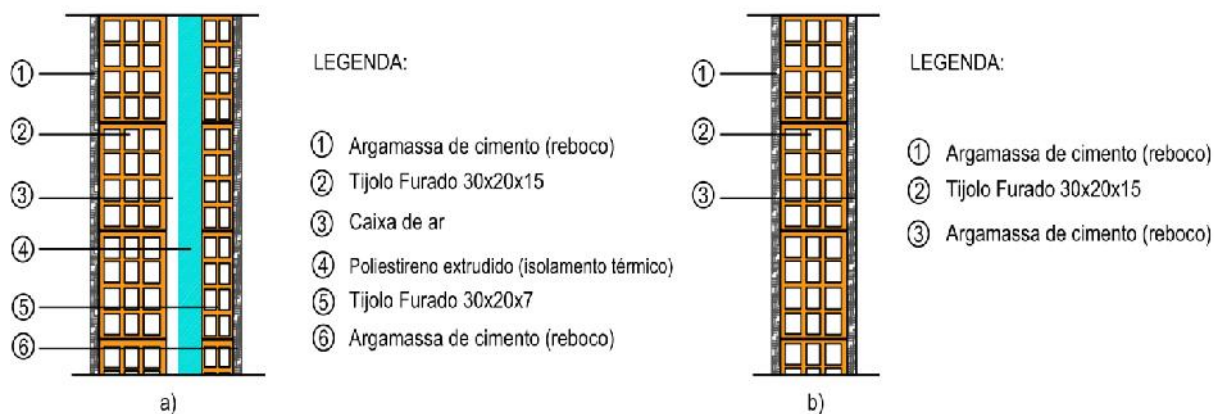


Fig. 2.3 – Exemplo da composição das paredes de alvenaria de enchimento: a) parede dupla; b) parede simples.

### 2.3. Alvenarias de enchimento no Projeto de Estruturas

A grande diferença que distingue as alvenarias de enchimento das outras alvenarias, é o fato de não serem atribuídas a este tipo de alvenaria funções resistentes, sendo consideradas apenas como elementos arquitetônicos. (Estêvão, 2012).

No projeto de estruturas estas não são consideradas, admitindo-se que os resultados obtidos se encontram do lado da segurança, apenas sendo contabilizada a sua massa e correspondente peso.

Deste modo, tanto na avaliação da segurança dos edifícios construídos, como no dimensionamento de edifícios a construir, a contribuição das paredes de alvenaria é desprezada na resposta global dos edifícios. Esta simplificação quanto às ações gravíticas tende a ser conservativa, mas em relação às ações horizontais, especialmente em relação às ações induzidas pelos sismos, pode não ser a abordagem mais correta (Varum, *et al.*, 2011).

Em geral, está-se perante um material com uma razoável resistência à compressão e uma resistência à tração praticamente nula, sujeito ao desgaste do tempo e, normalmente, privado de manutenção (Candeias, 2008).

Desta forma, em relação às ações gravíticas, em princípio, a análise estrutural não fica comprometida, visto os painéis comportarem-se bem a fenómenos de compressão, possivelmente podar-se-á considerar que se encontra do lado da segurança. O mesmo não acontece à contribuição dos painéis para ações horizontais, que são resistidas, no seu plano, principalmente por corte e atrito (Candeias, 2008). Neste caso, as paredes podem ter um comportamento indesejável, provocando inúmeros casos de danos severos e colapsos em edifícios, designadamente quando saltam para fora do seu plano (Varum, *et al.*, 2011).

No projeto, normalmente também são omissos os detalhes construtivos, pelo que assim não há controlo sobre a forma como é executada a construção, podendo a qualidade variar muito, dependendo da mão-de-obra que a executa (Estêvão, 2012). Esta variação de qualidade pode influenciar muito na resposta às ações sísmicas. Uma maior qualidade proporciona, em princípio, uma melhor resposta e vice-versa.

### 3. MODELAÇÃO DAS PAREDES DE ENCHIMENTO

#### 3.1. Comportamento do painel de alvenaria face à atividade sísmica

Um pórtico de betão armado preenchido com paredes de alvenaria é constituído por elementos resistentes (pilares, vigas e lajes) e por paredes de alvenaria de enchimento que preenchem os quadros formados pelos pilares e vigas. Estes quadros, anteriormente à imposição da carga vinda do sismo apresentam um comportamento monolítico (Fig. 3.1). Mas o comportamento tende a modificar-se com o acréscimo da carga imposta no edifício (Shing e Mehrabi, 2002).

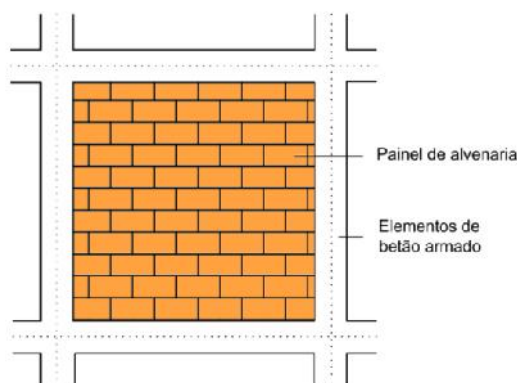


Fig. 3.1 - Comportamento monolítico entre os elementos estruturais de betão armado e parede de alvenaria de enchimento.

Com o aumento progressivo da carga as ligações vão ficando mais fracas e vão partindo, até que começam a aparecer fenómenos de escorregamento e aberturas de fendas nos cantos tracionados da parede (Fig. 3.2) e conseqüentemente com o incremento da força estas fendas vão-se dirigindo para os cantos comprimidos ao longo de todo o perímetro do preenchimento da alvenaria (Leuchars, 1976).

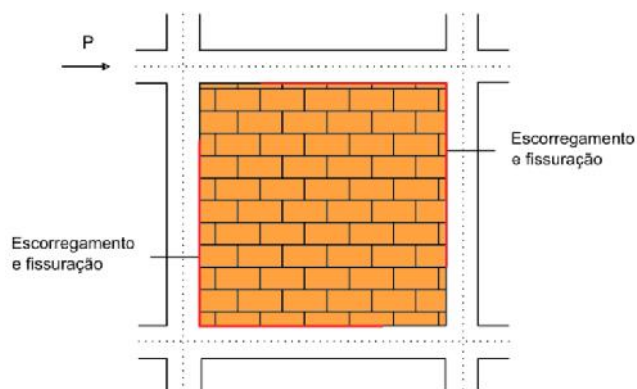


Fig. 3.2 - Fenómenos de escorregamento e aparecimento de fendas em todo o perímetro da parede de enchimento devido ao aumento das forças.

A continuação deste processo leva mesmo à separação dos cantos tracionados do painel. Esta separação não é verificada nos cantos comprimidos da parede, esta toma o comportamento de uma biela comprimida (Fig. 3.3) em que os únicos cantos que estão em contacto com o pórtico são os comprimidos (Leuchars, 1976).

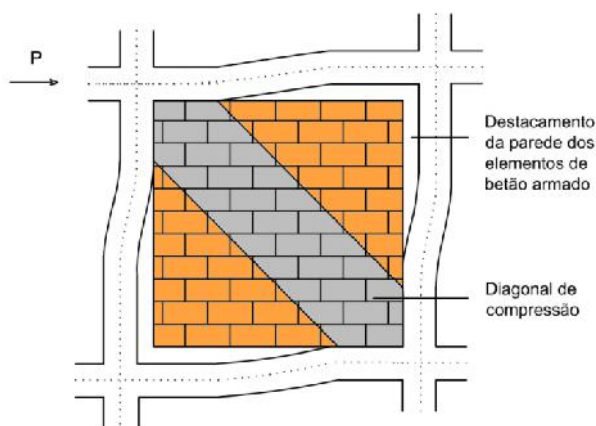


Fig. 3.3 - Separação dos cantos tracionados do painel de alvenaria e consequente formação da diagonal de compressão (Asteris, *et al.*, 2011).

### 3.2. Influência das paredes de alvenaria numa estrutura porticada

O facto das paredes e os elementos estruturais terem propriedades diferentes (em relação principalmente à ductilidade, rigidez e resistência) estarem ligados, originam um sistema estrutural complexo e de difícil modelação. Durante a ação sísmica as paredes de alvenaria modificam significativamente o comportamento dinâmico da estrutura (Vicente, *et al.*, 2008).

Muitos autores têm realizado ao longo destes anos estudos experimentais e numéricos e com bases nesses estudos é possível evidenciar os efeitos das paredes de enchimento na resposta de estruturas de betão armado, revelando ter efeitos positivos ou negativos (Vicente, *et al.*, 2008).

#### 3.2.1. Efeitos positivos das paredes de alvenaria

Com base nos estudos referidos anteriormente, pode-se concluir que um dos efeitos positivos provenientes das paredes de alvenaria, ocorre nos casos dos painéis ficarem danificados na sequência da ação sísmica (sem que ocorra a fendilhação generalizada ou colapso da parede). Os danos nos painéis evitam a acumulação de elevadas tensões nas paredes, provocando uma maior capacidade de dissipação de energia e redução da deformação da estrutura, evitando a transmissão dessas tensões para elementos estruturais, (Tomaževi, 1999), como por exemplo os pilares.

Noutros estudos experimentais, verificou-se que as alvenarias de enchimento têm um efeito importante na redução dos deslocamentos em edifícios com vários andares, que não tinham sido dimensionados para resistir às ações sísmicas. Estas contribuíram com um aumento de 80% da resistência e 85% da rigidez em comparação com estruturas sem paredes. Nos ensaios realizados com a estrutura sem alvenarias de enchimento, o mecanismo de colapso observado foi do tipo que se verifica em pisos térreos vazados, com formação das rótulas plásticas na base e no topo dos pilares do piso térreo (Lee e Woo, 2002).

Relativamente ao aumento da rigidez e resistência dos edifícios, existe uma variabilidade de resultados obtidos no decorrer das últimas décadas. Noutros países até aos anos noventa do século XX foram obtidos os seguintes resultados (revisto por Pires, 1990):

- A resistência dos pórticos totalmente preenchidos aumentou entre 1.4 e 7.9 vezes, dependendo da qualidade da execução dos modelos, características geométricas e mecânicas das unidades de alvenaria usadas;
- A degradação da resistência inicial foi, em média, de 15% a 25%.
- A rigidez do conjunto teve um aumento entre 1.7 e 32 vezes;

Relativamente aos ensaios realizados em Portugal, (com tijolo furado de 15 cm) obtiveram-se os seguintes resultados (Pires, 1990):

- aumento da resistência máxima entre 2.6 a 6.2 vezes;
- um aumento da rigidez entre 22 a 68 vezes;

É de salientar que neste subcapítulo apenas está exposta uma pequena amostra de como os valores da rigidez e resistência pode variar de ensaios para ensaios.

A variabilidade dos ensaios pode estar associada a muitos fatores, nomeadamente à resistência da alvenaria, à qualidade da mão-de-obra utilizada, à quantidade e distribuição das armaduras colocada nos elementos de betão armado (ou seja, à resistência e ductilidade desses elementos estruturais) (Tomaževi , 1999).

Contudo, como foi referido anteriormente, as alvenarias de enchimento também introduzem efeitos negativos nas estruturas, que deverão ser considerados na avaliação da segurança de um edifício de estrutura de betão armado (Estêvão, 2012).

### **3.2.2. Efeitos negativos das paredes de alvenaria**

Existem fatores que prejudicam o bom comportamento sísmico das edificações com paredes de alvenaria, tornando-as mais vulneráveis, como aqueles que se enumeram em seguida (Candeias,2008):

- Fraca qualidade dos materiais (fraca resistência da alvenaria, argamassa fraca, etc);
- Fraca qualidade na mão-de-obra;
- Ligações fracas entre os vários elementos estruturais e não estruturais;
- Irregularidade estrutural (número de pisos elevados, distribuição em altura e da massa irregular);

- Pisos flexíveis, dão continuidade às vibrações fora do plano das paredes;
- Existência de aberturas;
- Pilares curtos.

Como foi referido anteriormente (no ponto 3.2.1), o aumento da rigidez provocado pelas paredes de alvenaria pode ter um efeito positivo na resposta sísmica do edifício, mas também pode ter o efeito contrário.

O aumento da rigidez dos edifícios, provoca a diminuição do período fundamental e assim, aumenta a frequência fundamental. Comparando com as características dinâmicas da estrutura de betão armado sem alvenaria, esse fato, provoca um agravamento da ação sísmica. Assim sendo, a elevada rigidez das paredes de alvenaria suporta esse aumento da ação para pequenas vibrações sísmicas, mas com o aumento da deformação, e conseqüente aumento das tensões na alvenaria, o painel poderá não resistir e ocorrer fendilhação generalizada ou até mesmo o colapso do painel. Esta rotura frágil do painel originará a transferência de esforços para a estrutura de betão armado, provocando danos inesperados nos elementos estruturais (que não foram dimensionados para tais esforços), e conseqüentemente prejudica a estabilidade da estrutura, podendo mesmo levar ao colapso parcial ou mesmo total do edifício (Tomaževi , 1999).

As paredes de enchimento em edifícios irregulares em planta e altura podem provocar falhas significativas na resposta sísmica dos edifícios. Em planta, poderão surgir problemas de torção global do edifício, caso haja uma distribuição irregular das paredes de alvenaria (Fig. 3.4) (Fardis, 2009).

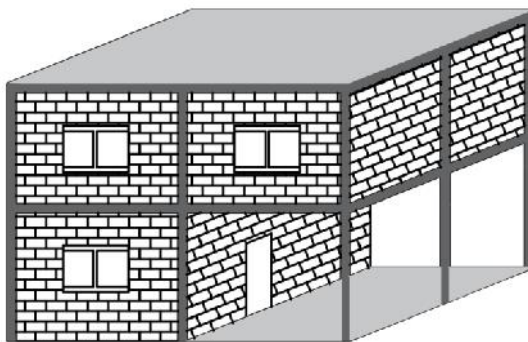


Fig. 3.4 - Representação de um edifício irregular em planta.

Em altura, edifícios com a existência de pisos comerciais no rés-do-chão, garagens, e/ou de pisos superiores com lojas, escritórios, etc., podem originar uma descontinuidade da distribuição da rigidez em altura nos edifícios. Isto acontece, porque os pisos sem preenchimento das paredes de alvenaria (pisos vazados), ficam com uma rigidez inferior à dos outros pisos preenchidos com os painéis. Esta diferença de rigidez torna os pilares dos pisos vazados com maior deformabilidade, ocorrendo a formação de rótulas plásticas na base e no topo de todos os pilares do piso vazado (Fig. 3.5). Esta irregularidade pode provocar mecanismos de colapso pouco dissipativos (Fardis, 2009).

É possível verificar-se nas reportagens fotográficas de sismos ocorridos, que os edifícios que possuíam pisos vazados apresentaram muito maior incidência de danos severos, por comparação com os edifícios que não possuíam esses pisos vazados.

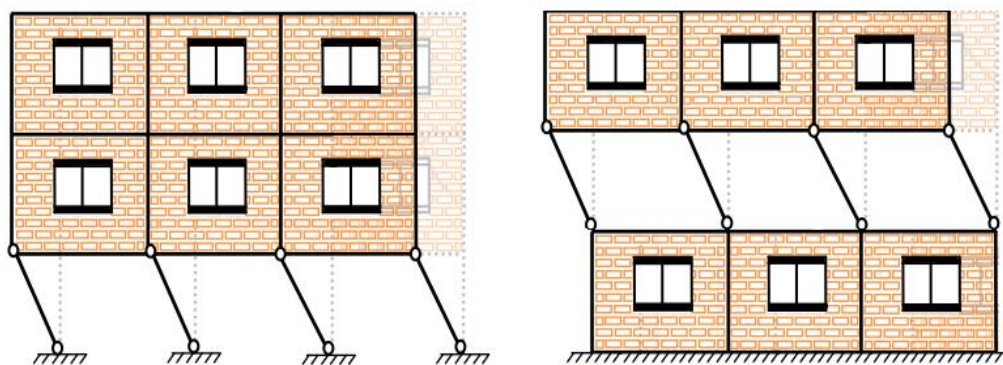


Fig. 3.5 - Edifícios com pisos vazados e conseqüente formação de rotulas plásticas no topo e base dos pilares na seqüência de um sismo (Tabeshpour).

Estudos laboratoriais demonstram que a existência de aberturas influencia muito a resposta sísmica do edifício de betão armado, principalmente pela maneira como o pórtico é preenchido pelas paredes de enchimento (Anil e Altin, 2007).

Painéis de alvenaria parcialmente preenchidos dão origem a pilares curtos, outro fator que prejudica o bom funcionamento do edifício à resposta sísmica. Este mecanismo de pilar curto é tratado no ponto 3.4.

### 3.3. Mecanismos de rotura do painel de alvenaria

Com base nos resultados experimentais e analíticos obtidos durante aproximadamente as seis últimas décadas (Thomas, 1953; Wood, 1958; Mainstone, 1962; Liauw e Kwan, 1983; Mehrabi e Shing, 1997, Al-Chaar et al., 2002), diferentes mecanismos de rotura de alvenaria de enchimento foram propostos e o comportamento das paredes de alvenaria de enchimento pode ser definido com base nos valores relativos de resistência e rigidez das alvenarias e da estrutura de betão armado (Fig. 3.6) (Shing e Mehrabi, 2002).

De seguida serão referidos vários tipos de mecanismos de rotura que podem surgir num painel de alvenaria de enchimento:

- Mecanismo de flexão pura (Mecanismo A) - Este mecanismo surge quando a alvenaria e o pórtico de betão armado são sujeitos a flexão e ainda apresentam um comportamento monolítico. Pode surgir para ações de fraca intensidade e raramente é desenvolvido um

mecanismo de colapso, embora possa desenvolver caso façam parte da estrutura elementos de betão armado muito esbeltos e com pequenas quantidades de armaduras longitudinais nos pilares (ATC, 1998; Shing e Mehrabi, 2002). É caracterizada por fissuras horizontais nas juntas de argamassa. A separação dos pilares e dos panos de alvenaria foi observada em alguns casos (Meli, et al., 2011).

- Mecanismo com rotura horizontal a meio do painel (Mecanismo B) - As causas deste mecanismo são similares ao mecanismo anterior, a diferença encontra-se no modo de rotura que se caracteriza por uma única fissura a meio do painel.

Uma das consequências deste modo de rotura é a rotura dos pilares adjacentes à parede de alvenaria (ATC, 1998; Shing e Mehrabi, 2002).

- Mecanismo com uma fissura diagonal (Mecanismo C) - Este tipo de mecanismo surge quando os elementos de betão armado transmitem as forças horizontais à diagonal principal da parede provocando elevados esforços de compressão na diagonal e transversalmente esforços de tração. Quando as trações são superiores à capacidade resistente do painel, este não resiste, provocando o aparecimento de fissuras no centro da parede, que se propagam com o aumento dos esforços de tração para as extremidades da escora, paralelamente à diagonal de compressão (ATC, 1998; Shing e Mehrabi, 2002).

Muitas vezes este mecanismo ocorre com a iniciação simultânea do mecanismo de rotura horizontal a meio do painel (Asteris, 2011).

- Mecanismo com múltiplas fissuras horizontais (Mecanismo D) - Os motivos para que este mecanismo ocorra são a fraca resistência da argamassa de assentamento ao longo das interfaces dos elementos de alvenaria e/ou a deficiente aderência entre as unidades de alvenaria e a argamassa. Estes factos provocam o deslizamento horizontal entre as fileiras dos elementos, provocando deslocamentos e conseqüentemente o aparecimento de múltiplas fissuras horizontais (ATC, 1998; Shing e Mehrabi, 2002).

Este mecanismo ocorre com maior frequência quando há uma diferença grande entre o comprimento e altura do painel de alvenaria, juntamente com as causas referidas anteriormente (ATC, 1998; Shing e Mehrabi, 2002).

- Mecanismo com eventual esmagamento nos cantos (Mecanismo E) - Neste mecanismo as elevadas tensões na diagonal comprimida originam duas fissuras diagonais paralelas e juntamente com estas fissuras existe o esmagamento dos cantos da diagonal comprimida. O esmagamento é agravado quanto menos rígidos forem os elementos de betão armado, pois quanto mais rígidos estes forem mais facilmente é possível transmitirem as forças à diagonal da parede e não há elevada concentração das forças num determinado ponto. Assim existem diferenças na extensão do esmagamento nos cantos da diagonal consoante a rigidez dos elementos de betão armado. É maior quando se encontram pilares e vigas menos resistentes, podendo neste caso o esmagamento propagar-se para estes elementos e menor quando se encontra pilares e vigas mais resistentes (ATC, 1998; Shing e Mehrabi, 2002).

O aumento progressivo dos deslocamentos entre pisos pode provocar a queda das unidades de alvenaria devido conseqüentemente ao aumento do esmagamento (ATC, 1998; Shing e Mehrabi, 2002).

- Mecanismo com projeção para fora do plano (Mecanismo F) - Apesar deste tipo de mecanismo ser pouco comum, as ações sísmicas transversais ao plano das paredes de enchimento podem originar um mecanismo de rotura para fora do plano. Para que tal aconteça, é necessária uma elevada vibração sísmica para que exista a projeção da parede para fora do plano. Dado isto, é comum ocorrer maioritariamente nos pisos superiores devido à amplificação ressonante (tipo harmónico) das vibrações sísmicas aumentar quanto maior for a altura do piso. É um mecanismo de baixa ductilidade (ATC, 1998; Shing e Mehrabi, 2002).

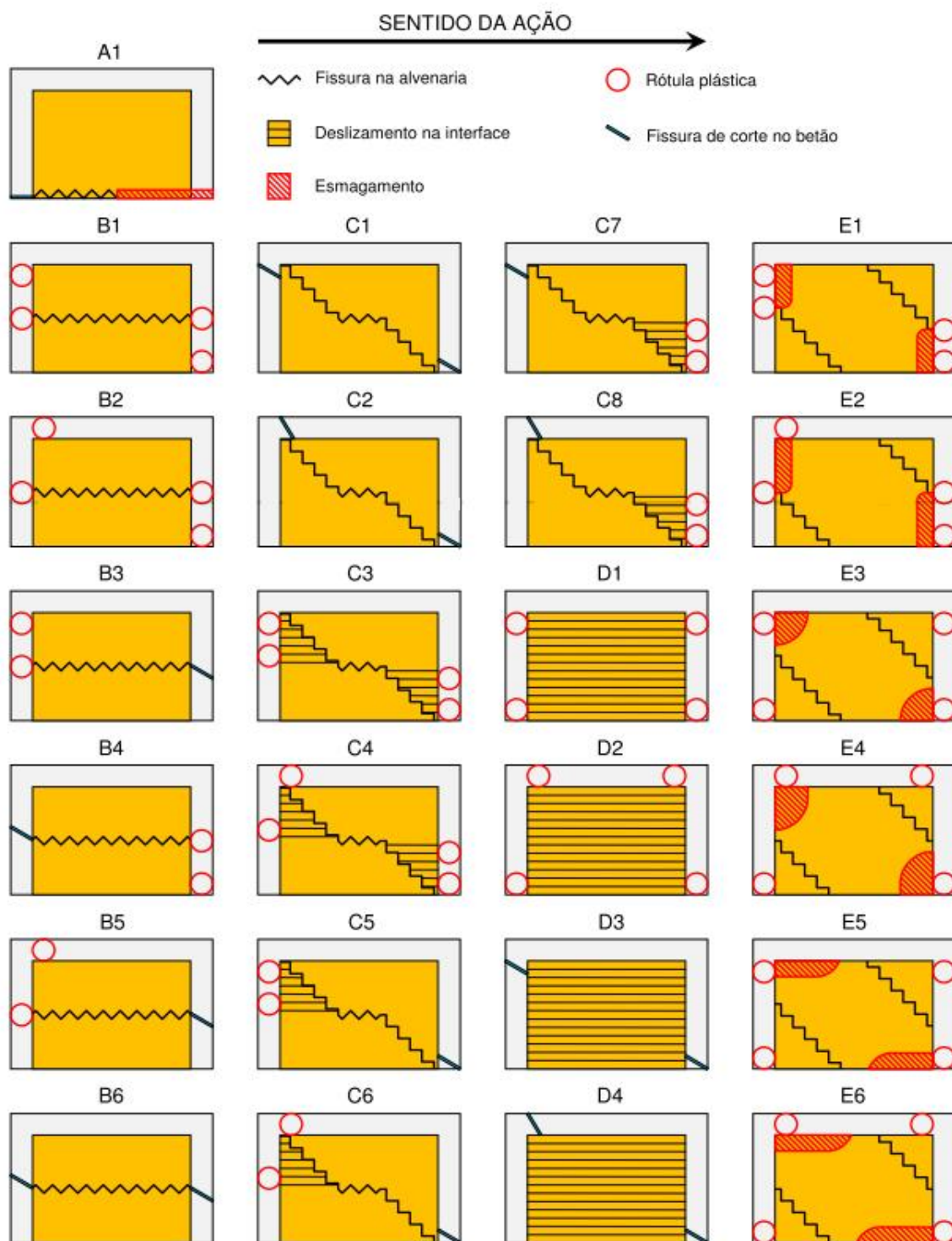


Fig. 3.6 - Mecanismos de rotura típicos no plano (A a E), em paredes de alvenaria de enchimento (Estêvão, 2012).

### 3.4. Mecanismo do pilar curto

Como referido anteriormente no ponto 3.2.2, outro tipo de mecanismo que pode surgir do efeito negativo das paredes de alvenaria é o mecanismo do pilar curto (Fig. 3.7). É considerado um mecanismo local e resulta da existência de painéis de alvenaria parcialmente preenchidos. A razão que leva muitas vezes à origem destes pilares é a necessidade de garantir luz natural e/ou ventilação, assim, são abertos vãos normalmente de pilar a pilar com pouca altura, em edifícios como: pavilhões desportivos, arrumos e armazéns, semicaves, espaços industriais, entre outros. (Fardis, 2009).

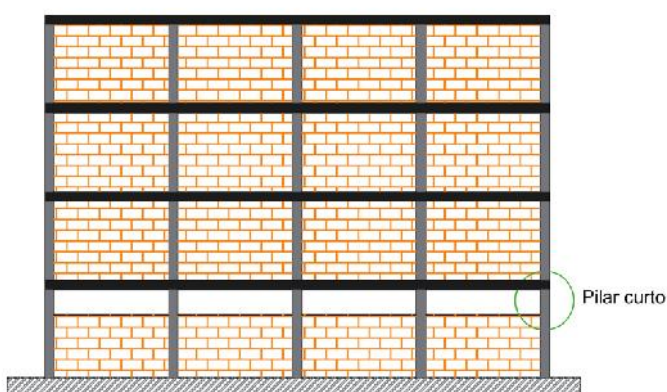


Fig. 3.7 - Edifício com pilares curtos isento de forças sísmicas (adaptado Corella, 2011).

A condição de pilar curto não é normalmente tida em conta no cálculo das estruturas. Assim, uma altura de pilar livre mais curta do que a prevista em projeto (normalmente, a altura entre pisos) origina um aumento significativo da rigidez do pilar na zona que se encontra confinado pela parede de alvenaria. Este aumento de rigidez nessa zona provoca maiores esforços na parte do pilar não confinado pelo painel (Fig. 3.8) e conseqüentemente rotura por corte nessa região, podendo levar ao colapso total do edifício (Fig. 3.9) (Varum, 2003).

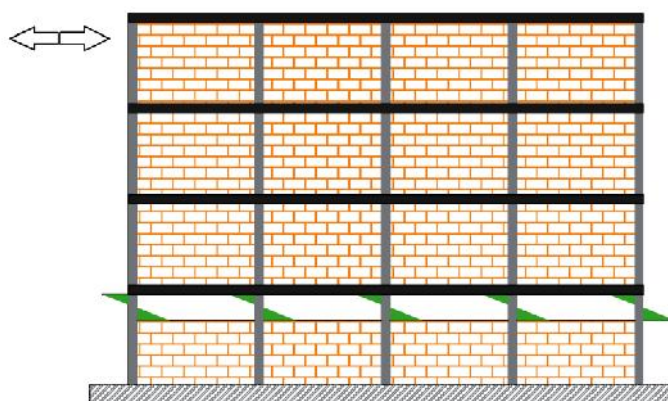


Fig. 3.8 - Concentração de esforços elevados na zona do pilar curto durante a ação das forças sísmicas (adaptado Corella, 2011).



Fig. 3.9 - Colapso total do edifício após a ruptura dos pilares curtos (adaptado Corella, 2011).

### 3.5. Danos causados nos edifícios gerados pelo comportamento negativo das paredes de alvenaria

Sismos recentes evidenciam inúmeros casos de danos severos e colapsos em edifícios devido às alterações no comportamento das estruturas induzidas pelas paredes de alvenaria.

Neste subcapítulo são representados os vários tipos de danos que se podem surgir tanto nas paredes de alvenaria como simultaneamente nas paredes de alvenaria e nos elementos de betão armado.

São expostos alguns exemplos reais de danos de sismos ocorridos, tendo-se como referência os sismos de L'Aquila em Itália (2009) e o sismo de Lorca em Espanha (2011). Estes dois sismos são de especial importância, visto que nestes países a construção tem características muito semelhantes com a de Portugal, podendo assim estabelecer uma relação de comparação.

O sismo de L'Aquila, ocorreu a 6 de Abril de 2009, com uma magnitude  $M_w = 6,3$ . O sismo foi gerado por uma falha normal. O hipocentro teve uma profundidade de cerca de 8,8 km (Monaco, *et al.*, 2009) e o epicentro foi localizado a cerca de 6 km ao sudoeste de L'Aquila. A aceleração máxima registada foi de 0.675g, amplamente superior a 0,25 g definida no código sísmico italiano NTC-08 (Vicente, 2008).

Os danos variaram de zona para zona, tanto foram encontrados danos significativos (com colapso parcial ou total dos edifícios) ou áreas afetadas por pouco dano.

O sismo de Lorca ocorreu a 11 de Maio de 2011 com uma magnitude  $M_w = 5.1$ . O sismo foi gerado por uma falha inversa, falha de Alhama de Murcia. O hipocentro teve origem a 2km de profundidade e o epicentro a poucos quilómetros da cidade de Lorca. Apesar da magnitude moderada do sismo, o valor máximo da aceleração na cidade de Lorca foi de 0,38g (Goula, 2011).

As recomendações ATC (1998), apresentam diversos tipos de danos que podem ocorrer tanto isoladamente nas paredes de alvenaria de enchimento como nas paredes de alvenaria em simultâneo com os elementos de betão armado. Segundo este documento, pode-se classificar cada tipo de dano consoante vários níveis de gravidade.

### 3.5.1. Danos localizados nos painéis de alvenaria

#### 3.5.1.1. Esmagamento dos cantos

Os movimentos laterais induzem elevadas tensões nos cantos do painel de alvenaria, levando à rotura prematura dos cantos dos painéis. Este tipo de dano ocorre quando a alvenaria tem menor resistência que os pilares adjacentes. Pode-se verificar por vezes algumas fissuras diagonais e/ou deslizamentos nas interfaces unidades de alvenaria e argamassa de assentamento (ATC, 1998).

Quadro 3.1 – Classificação dos danos segundo a gravidade do esmagamento dos cantos (ATC, 1998).

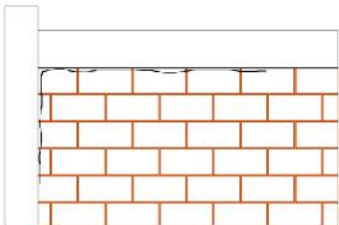


Gravidade do dano:	Descrição do dano:
<p style="text-align: center;">Insignificante</p> 	<p>Separação da argamassa em torno do perímetro do painel de alvenaria de enchimento, dando-se alguns esmagamentos da argamassa nos cantos dos painéis.</p>
<p style="text-align: center;">Moderada</p> 	<p>Ocorre o esmagamento da argamassa, fissuração das unidades de alvenaria.</p>
<p style="text-align: center;">Severa</p> 	<p>Perda de unidade de alvenaria dos cantos, fissuração elevada nos blocos de alvenaria. Surgimento de fissuras diagonais e/ou deslizamentos juntas argamassadas entre unidades de alvenaria.</p>



Fig. 3.10 - Projeção total e parcial das unidades de alvenaria no canto do painel de alvenaria do primeiro piso, sismo de L'Aquila (2009) (Verderame, *et al.*, 2009).



Fig. 3.11 - Esmagamento das unidades de alvenaria nos cantos dos painéis de alvenaria, sismo de L'Aquila (2009) (Braga, *et al.*, 2010).



Fig. 3.12 - Esmagamento do canto do painel de alvenaria de enchimento, sismo de Lorca (2011) (Cabal, 2013).

### 3.5.1.2. Fissuras de tração nas diagonais dos painéis

Neste tipo de dano a rotura é dada por fissuras diagonais nos painéis de alvenaria. Se os deslocamentos entre pisos forem grandes, também podem ocorrer fissuras secundárias, com ângulos compreendidos entre 45° e 65°, formados com a horizontal, o esmagamento também pode ser observado (ATC, 1998).

Quadro 3.2 – Classificação dos danos segundo a gravidade de fissuração nas diagonais dos painéis (ATC, 1998).


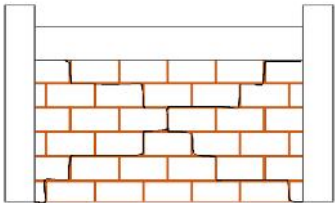
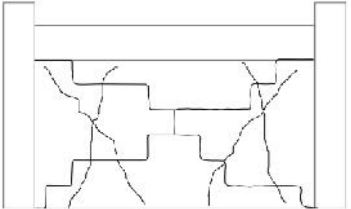
Gravidade do dano:	Descrição do dano:
<p style="text-align: center;">Insignificante</p> 	<p>Existe a quebra de ligações entre a argamassa e as unidades de alvenaria. Formação de pequenas fissuras nas diagonais, essencialmente na zona central do painel de alvenaria de enchimento.</p>
<p style="text-align: center;">Moderada</p> 	<p>Fissuração ao longo das diagonais seguindo o percurso da argamassa, podendo por vezes propagar-se para as unidades de alvenaria. Pode haver esmagamento e/ou projeção de argamassa para fora da parede.</p>
<p style="text-align: center;">Severa</p> 	<p>Fissuração elevada nos blocos de alvenaria. Surgimento de fissuras diagonais e/ou deslizamentos das juntas de argamassa entre unidades de alvenaria. As fissuras são na maioria fechada devido ao confinamento exercido pelos elementos de betão armado.</p>



Fig. 3.13 - Fissuração nas diagonais dos painéis, sismo de L'Aquila (2009) (Braga, *et al.*, 2010).



Fig. 3.14 - Fissuração nas diagonais dos painéis em diversos pisos, sismo L'Aquila (2009) (Verderame, *et al.*, 2009).



Fig. 3.15 - Fissuração nas diagonais dos painéis de alvenaria, vista do interior de uma habitação, sismo de Lorca (2011) (Regalado e Lloret).

### 3.5.1.3. Projeção do painel para fora do plano

Este tipo de dano ocorre quando fortes vibrações sísmicas atuam fora do plano. Quando estas forças são conjugadas com as vibrações sísmicas do próprio plano, o painel pode cair. Este comportamento torna difícil distinguir qual das duas componentes sísmicas é que provoca os danos (ATC, 1998).

Quadro 3.3 – Classificação dos danos segundo a gravidade de projeção do painel para fora do plano (ATC, 1998).

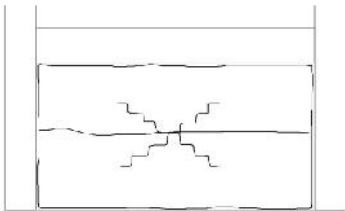
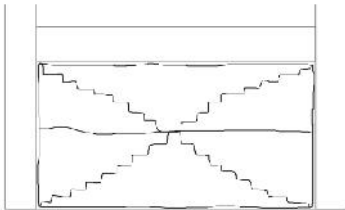
Gravidade do dano:	Descrição do dano:
<p style="text-align: center;">Insignificante</p>	<p>Devido aos esforços de flexão surgem fissuras ao nos cantos dos painéis de alvenaria e a meia altura do painel.</p>
<p style="text-align: center;">Moderada</p> 	<p>Esmagamento e perda de argamassa em todo o perímetro do painel e a meia altura do painel. Podem aparecer fissuras em forma de X a meio do painel.</p>
<p style="text-align: center;">Severa</p> 	<p>Surgimento de danos muito significativos, de canto a canto das paredes, com alguns deslocamentos da alvenaria. A argamassa de assentamento das interfaces horizontais pode estar totalmente esmagada ou desaparecida. Há algum deslocamento fora do plano de alvenaria. Podem ser esperados também danos no próprio plano, com a intensificação da fissuração em forma de X.</p>



Fig. 3.16 - A falta de confinamento entre paredes de alvenaria e a estrutura de betão armado, origina a projeção parcial dos panos de alvenaria ou a projeção total destes. Sismo de L'Aquila (2009) (Verderame, *et al.*, 2009).



Fig. 3.17 - Projeção parcial dos panos de alvenaria, sismo de L'Aquila (2009) (Braga, *et al.*, 2010).



Fig. 3.18 - Deslocamento do painel de alvenaria para fora do plano, sismo de L'Aquila (2009) (Braga, *et al.*, 2010).

### 3.5.2. Danos localizados nos painéis de alvenaria e nos elementos de betão armado

#### 3.5.2.1. Esmagamento dos cantos com fendas diagonais

Os danos nos cantos são distribuídos de igual forma na parede de alvenaria e nos elementos de betão armado. Ocorre também o esmagamento dos blocos de alvenaria e surgem fendas importantes de flexão no painel. Por todo o painel também aparecem fissuras diagonais (ATC, 1998).

Quadro 3.4 – Classificação dos danos segundo a gravidade do Esmagamento dos cantos com fendas diagonais (ATC, 1998).

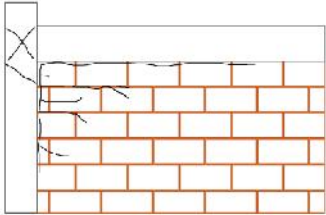
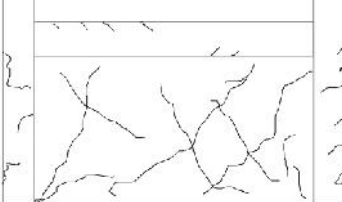
Gravidade do dano:	Descrição do dano:
<p style="text-align: center;">Insignificante</p>	<p>Separação de argamassa em torno do painel, primeiramente na interface entre as vigas e as paredes de enchimento. Algumas fissuras podem ser visíveis ao longo da argamassa de assentamento.</p>
<p style="text-align: center;">Moderada</p> 	<p>Para uma situação de dimensionamento dúctil (pilar forte e viga fraca), o ocorre a plastificação das armaduras longitudinais das vigas, em primeiro lugar, existindo pequena fissuração nos pilares. A compressão nos cantos pode provocar a projeção para fora do plano de unidades de alvenaria desses cantos.</p>
<p style="text-align: center;">Severa</p> 	<p>Extensa fissuração nas zonas de formação de rótulas plásticas em vigas e pilares, levando à perda do recobrimento da estrutura. Surgem fendas diagonais que atravessam as unidades de alvenaria. Os septos exteriores das unidades de alvenaria dos cantos do painel são projetados para fora da parede, assim como num plano de corte crítico a meia altura da parede.</p>

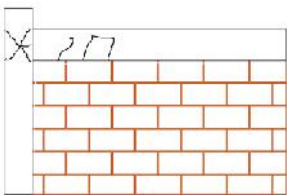


Fig. 3.19 - Esmagamento do canto do painel da alvenaria com projeção de alguns fragmentos das unidades de alvenaria e rotura do elemento de betão armado (Corella, 2011).

### 3.5.2.2. Danos dos pilares de betão armado associados ao corte

Se os painéis de alvenaria forem rígidos e/ou resistentes, então os elementos de betão armado serão mais fracos do conjunto. Deste modo, a fissuração não aparece na diagonal entre os cantos do painel, mas num ângulo mais plano. As fendas nos pilares ao longo de um comprimento igual a duas larguras do elemento poderão ser severas e indicadoras de uma fraca resistência ao corte (ATC, 1998).

Quadro 3.5 – Classificação dos danos segundo a gravidade ao corte dos pilares de betão armado (ATC, 1998).

Gravidade do dano:	Descrição do dano:
<p style="text-align: center;">Insignificante</p> 	<p>Formação várias fissuras de flexão nos pilares próximos dos cantos do topo do painel.</p>

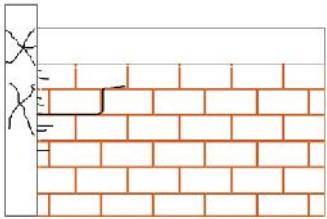
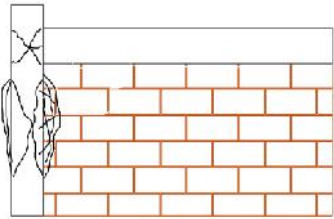
<p style="text-align: center;"><b>Moderada</b></p> 	<p>Ao longo de um pequeno comprimento do pilar, próximo da extremidade, aparecem fendas de corte em X originadas pelas fendas de flexão. O betão de recobrimento das armaduras salta nessas zonas. Também se verifica algum esmagamento no painel de alvenaria.</p>
<p style="text-align: center;"><b>Severa</b></p> 	<p>A fissuração no betão pode ser tão grave que as cintas do pilar de betão armado podem apresentar roturas ao longo do comprimento correspondente a uma largura do pilar, medida a partir da extremidade (na zona intermédia das fendas existentes em forma de X). O betão de recobrimento nesta zona salta para fora do elemento.</p>



Fig. 3.20 - Rotura total dos pilares, devido ao mecanismo de piso ou soft storey, (acontece em pisos vazados), sismo de L'Aquila (Verderame, *et al.*, 2009).



Fig. 3.21 - Edifícios com pisos vazados, rotura dos pilares do piso térreo, fenómeno provocado pela irregularidade em altura dos edifícios, sismo Lorca (Regalado e Lloret).



Fig. 3.22 - Rotura do pilar curto nas escadas, devido à concentração de elevados esforços nesse pilar, sismo L'Aquila (Verderame, *et al.*, 2009).



Fig. 3.23 - Rotura de pilares curtos, sismo Lorca (Romão, *et al.*, 2013).

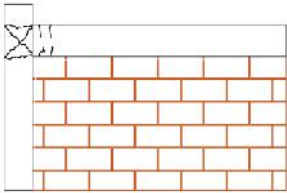
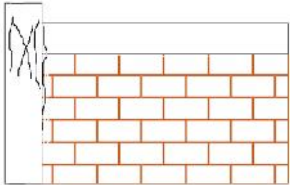


Fig. 3.24 - Pilar curto de um edifício com semicave. Sismo de Lorca (2011) (adaptado Corella, 2011).

### 3.5.2.3. Danos nas ligações pilar-viga

Os danos nas ligações entre as vigas e os pilares são provocados pela sobrerresistência dos elementos da estrutura, conduzindo a tensões principais de tração muito elevadas nessas zonas (ATC,1998).

Quadro 3.6 – Classificação dos danos segundo a gravidade dos danos nas ligações pilar-viga (ATC, 1998).

Gravidade do dano:	Descrição do dano:
<p style="text-align: center;">Insignificante</p> 	<p>Surgimento de ligeiras fissuras capilares em forma de X na ligação.</p>
<p style="text-align: center;">Moderada</p> 	<p>Aparecimento de fissuras, mais extensas, em forma de X, na ligação entre elementos estruturais, atingido cerca de 3 mm de espessura.</p>

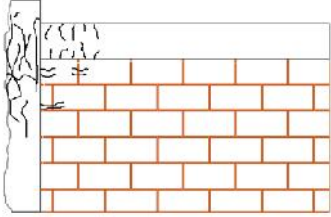
<p style="text-align: center;"><b>Severa</b></p> 	<p>Ocorrem extensas fissuras, em forma de X, na ligação entre os pilares e as vigas, com espessuras até cerca de 6 mm. As ligações de extremidade perdem o betão de recobrimento na face exterior.</p>
--	--



Fig. 3.25 - Danos na ligação pilar-viga, sismo de L'Aquila (2009) (Verderame, *et al.*, 2009).

### 3.6. Modelação do comportamento dos painéis de alvenaria de enchimento

Neste sentido, tendo em conta os danos que podem acontecer com a contribuição negativa das paredes de alvenaria, faz todo o sentido contabilizar a presença destes elementos no projeto de estruturas.

Muitos esforços têm sido feitos, tanto analiticamente como experimentalmente, para melhor compreender e prever o comportamento dos painéis de alvenaria.

Vários métodos têm sido propostos na literatura para a modelagem das paredes de enchimento. Por outro lado, os atuais códigos nacionais não especificam qualquer método de modelagem.

No ponto de vista da engenharia de estruturas, os modelos das estruturas podem ser divididos em dois grupos principais: macromodelos e micromodelos.

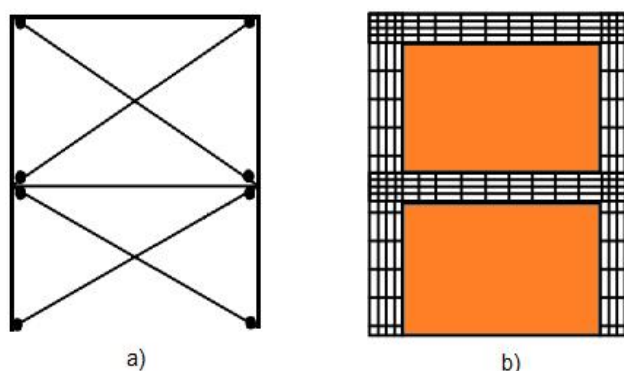


Fig. 3.26 - Modelos de Alvenaria; a) Macromodelo; b) Micromodelo (adaptado Korkmaz, *et al.*, 2007).

Geralmente, os micromodelos exigem mais trabalho e tempo do que o requerido pelos macromodelos, apesar dos micromodelos serem mais precisos que os macromodelos.

#### 3.6.1. Micromodelos da alvenaria de enchimento

A micromodelação consiste na análise dos vários elementos do painel de alvenaria (blocos de alvenaria, argamassa de assentamento) individualmente.

Os micromodelos são baseados nos elementos finitos que possuem métodos comuns utilizados em teorias da elasticidade e plasticidade (Keyvani e Farzadi, 2011). Estes podem simular o comportamento estrutural com grande pormenor, permitem, em princípio, reproduzir pequenos detalhes da geometria dos elementos estruturais, e a evolução das tensões e extensões em cada ponto da estrutura, no entanto, são computacionalmente intensivos e difíceis de aplicar em grandes estruturas (Estêvão, 2012) (Smyrou, *et al.*, 2011).

Uma das vantagens deste modelo é a possibilidade da consideração das aberturas (portas, janelas) que possam existir no painel. Os defensores deste tipo de modelos referem ainda que é possível prever a área danificada do painel de alvenaria (Proença, *et al.*, 2007).

Para se obter uma representação detalhada da alvenaria é necessário modelar os blocos, a argamassa de assentamento e as interfaces bloco/argamassa separadamente. Visto esta modelação ser de grande exigência para as aplicações correntes (quer em tempo, quer em memória), pode-se modelar de uma maneira mais simplificada, em que a espessura da junta é reduzida a zero, deste modo, os blocos e as argamassas são agrupados num só elemento (Lourenço, 1996).

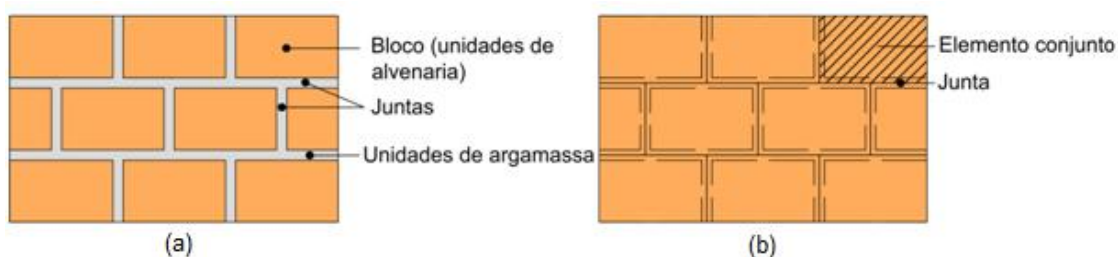


Fig. 3.27 - Diferentes tipos de micromodelos de uma parede de alvenaria: (a) detalhados; (b) simplificados (adaptado Lourenço, 1996).

### 3.6.2. Macromodelos da alvenaria de enchimento

Na macromodelação a parede assume-se como um material homogêneo e integrado que estabelece uma relação de extensões médias e tensões médias na alvenaria que tornam este método simples, em que a quantidade de cálculos é muito menor do que na micromodelação, embora a precisão não seja tão elevada (Keyvani e Farzadi, 2011).

Os macromodelos podem ser utilizados em estruturas de grandes dimensões ao contrário dos micromodelos que tornam a sua modelação muito difícil. O conhecimento da interação entre os blocos e as juntas é, normalmente, desprezável para o comportamento global da estrutura (Lourenço, 1996).

De entre todos os macromodelos propostos para a modelação dos painéis de alvenaria destacam-se os que permitem a:

- i) consideração de secções homogeneizadas dos pórticos, com existência de ligadores que assegurem o funcionamento conjunto dos dois elementos;
- ii) utilização da teoria da plasticidade, apenas para a determinação da carga de colapso dos pórticos preenchidos com alvenaria;
- iii) utilização de coeficientes de comportamento obtidos a partir do estudo de edifícios sujeitos a ações sísmicas (Crisafulli, 2000).

Como referido anteriormente, as paredes de alvenaria quando sujeitas a esforços horizontais, os cantos tracionados separam-se e apenas os cantos comprimidos ficam em contato com a estrutura. Deste modo, uma possibilidade de modelar estes painéis pode ser recorrendo a escoras que ligam as diagonais dos painéis (Proença, *et al.*, 2007).

### 3.6.2.1. Método da biela equivalente

O primeiro e mais simples método de modelagem de parede de alvenaria de enchimento é o método da biela equivalente, abordados e discutidos inicialmente por Polyakov (1960) (obra que remonta ao início dos anos 1950), Stafford-Smith (1962, 1966, 1969), Mainstone (1971), Klingner e Bertero (1976, 1978). Apenas estão citados os que formaram a base para a compreensão e previsão do comportamento dos painéis de alvenaria, mas muitos mais contribuíram para a o desenvolvimento deste método (citado por Al-Chaar, 2002).

O painel de alvenaria de enchimento será representado por uma escora diagonal equivalente (Fig. 3.28).

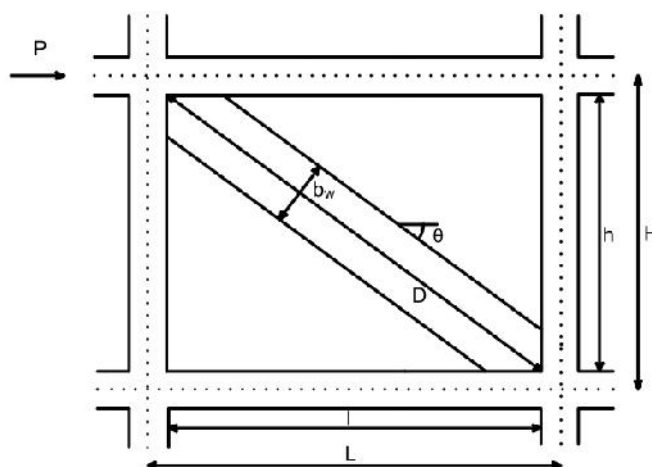


Fig. 3.28 - Modelação do comportamento de uma parede de alvenaria de enchimento, sem aberturas, por uma escora equivalente (macromodelo) (adaptado Al-Chaar, 2002).

Stafford-Smith e Carter (1969) desenvolveram a seguinte expressão (3.1), (citado por Al-Chaar, 2002) :

$$\lambda = \left( \frac{E_w \cdot t \cdot \sin(2\theta)}{4 \cdot E_c \cdot I_c \cdot h} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (3.1)$$

Em que,  $\lambda$  é um parâmetro adimensional que tem em conta a rigidez relativa entre os elementos de betão armado e os painéis de alvenaria.

Como se considera que são os pilares de betão armado que suportam a maior parte das forças devidas às paredes de alvenaria, assim, no cálculo deste parâmetro tem-se em conta,  $E_c$ , o módulo de elasticidade do pilar de betão armado,  $I_c$ , o momento de inércia da secção transversal do pilar,  $E_w$ , o módulo de elasticidade da parede de alvenaria,  $h$ , a altura livre do pilar e  $t$ , a espessura da alvenaria de enchimento. O ângulo  $\theta$  é o ângulo que a escora faz com a horizontal, sendo:

$$\theta = \arctg\left(\frac{h}{l}\right) \quad (3.2)$$

O cálculo da largura da escora, foi proposto por Mainstone (1971) e é dada pela seguinte expressão (citado por Al-Chaar, 2002):

$$bw = 0,175 (\lambda \cdot H)^{-0,4} \cdot D \quad (3.3)$$

Em que  $D$  é o comprimento da diagonal de compressão, dado por (Korkmaz, *et al.*, 2007):

$$D = \sqrt{l^2 + h^2} \quad (3.4)$$

Expressões simples e conservadoras da largura equivalente da escora foram propostas por outros autores, Riddington e Stafford Smith (1977), propuseram:

$$bw = 0,1d_m \quad (3.5)$$

Pauley e Priestley (1992) propuseram que (citado por Das e Murty, 2004):

$$bw = 0,25d_m \quad (3.6)$$

Em que,  $d_m$ , é o comprimento da diagonal de compressão.

No caso das paredes de enchimento terem aberturas ou danos existentes, Al-Chaar (2002) também propõe uma redução,  $b_{w, reduzido}$ , para a largura da escora:

$$b_{w, reduzido} = b_w (R_1)_i (R_2)_i \quad (3.7)$$

Em que  $R_1$  é o factor de redução que tem em conta aberturas no painel, é calculado pela expressão (3.12).  $R_2$  é um fator que tem em conta a existência de danos no painel (Quadro 3.1).

Embora a expressão da largura equivalente da escora dada pela expressão (3.3) seja para representar a rigidez elástica do painel de enchimento, um processo não linear, pode ser usado para determinar a capacidade da estrutura. Deste modo, Al-Chaar propõe que a escora tenha uma excentricidade a escora é rotulada a uma distância  $l_c$ , (como está representada na Fig. 3.29). Esta distância é calculada usando a largura equivalente da escora,  $b_w$  (Al-Chaar, 2002).

Relativamente à verificação de esforços nos pilares, as expressões a utilizar para este cálculo são:

$$l_c = \frac{b_w}{\cos(\theta_c)} \quad (3.8)$$

$$\tan \theta_c = \frac{h - \frac{b_w}{\cos(\theta_c)}}{l} \quad (3.9)$$

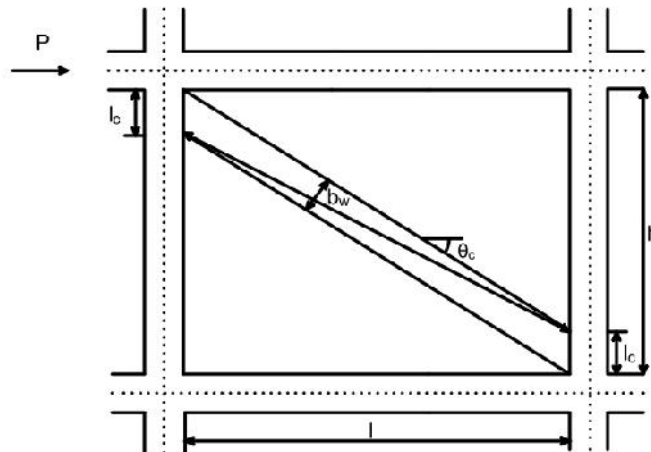


Fig. 3.29 - Localização da escora equivalente do painel de alvenaria de enchimento, para efeitos da verificação dos esforços nos pilares (adaptado Al-Chaar, 2002).

Na Figura 3.30 verifica-se um exemplo do esmagamento do pilar, justificando a importância de considerar a excentricidade  $l_c$  no dimensionamento para evitar este tipo de dano.



Fig. 3.30 - Esmagamento dos pilares nos cantos do painel de alvenaria provocado pela transmissão de forças provenientes da alvenaria (Bachmann, 2003).

Para reproduzir o efeito das alvenarias nas vigas (Fig. 3.31), é adotado o mesmo procedimento dos pilares, em que (Al-Charar, 2002):

$$l_b = \frac{b_w}{\text{sen}(\theta_b)} \quad (3.10)$$

$$\tan \theta_b = \frac{h}{l - \frac{b_w}{\cos(\theta_b)}} \quad (3.11)$$

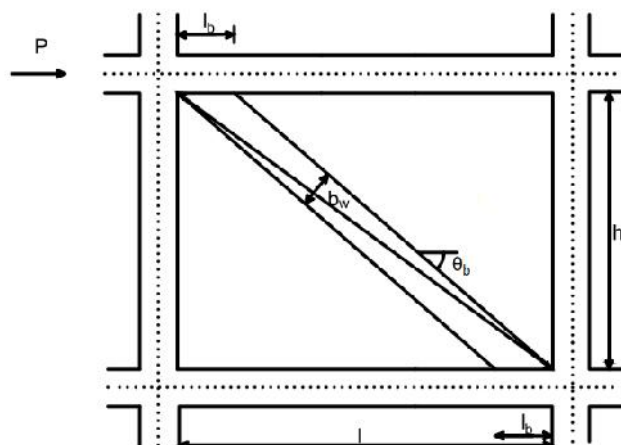


Fig. 3.31 - Localização da escora equivalente do painel de alvenaria de enchimento, para efeitos da verificação dos esforços nas vigas (adaptado Al-Charar, 2002).

No caso da parede possuir aberturas (Fig. 3.32) a escora comporta-se de igual forma que na situação com o painel sem aberturas, isto é, a colocação da escora deve ser feita a uma distância  $l_c$  da face da viga. No entanto, a largura da escora é multiplicada pelo fator de redução  $R_1$ , que considera a perda de resistência do painel devido à abertura (Al-Charar, 2002).

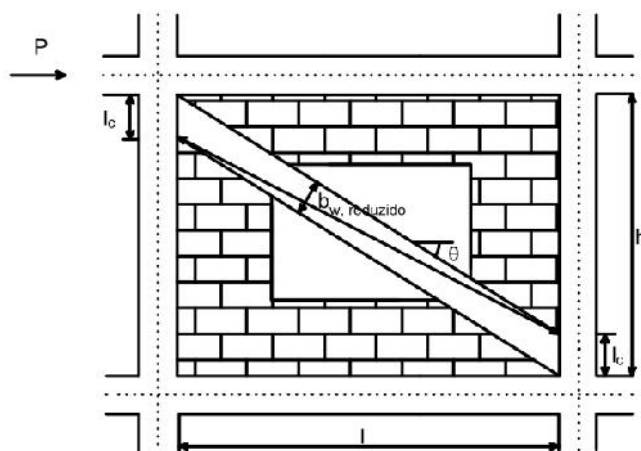


Fig. 3.32 - Redução da largura da escora quando existem aberturas (adaptado Al-Charar, 2002).

$$(R_1)_i = 0,6 \left( \frac{A_{abertura}}{A_{painel}} \right)^2 - 1,6 \left( \frac{A_{abertura}}{A_{painel}} \right) + 1 \quad (3.12)$$

Na expressão anterior,  $A_{abertura}$  é a área da abertura do painel e  $A_{painel}$  é a área do painel de alvenaria de enchimento. No caso da área de abertura do painel seja igual ou superior a 60% da área do painel de alvenaria, então  $(R_1)_i = 0$  e o efeito da alvenaria não deve ter sido em conta.

Relativamente ao danos existentes no painel de alvenaria, existem três tipos de avaliações possíveis da deterioração do painel para a determinação do fator  $R_2$ . Pode-se avaliar o painel: sem danos, danos moderados e danos severos. Esta avaliação deve ser feita visualmente. Conservativamente, deve-se, em caso de dúvida, atribuir-se que a parede apresenta danos severos (Al-Char, 2002).

Quadro 3.7 – Valores do factor de redução tendo em conta danos na parede de alvenaria (adaptado Al-Char, 2002).

R <sub>2</sub>		
h/t	Moderado	Severo
21	0,7	0,4
21	Requer reparação	

Na inexistência de danos o fator de redução  $(R_2)_i$  deve ser 1.

No caso de o painel de alvenaria estar parcialmente preenchido (Fig. 3.33), e assim, o painel não estar em contacto com todos os elementos de betão armado, o comprimento  $l_c$  de um dos lados é igual à distância que vai desde a face da viga até ao painel, enquanto que no outro lado a dimensão se calcula da mesma maneira (expressão 3.8). A largura da escora deve ser calculada com  $b_{w, reduzido}$  (expressão 3.7) e utilizando a altura da parede reduzida,  $h$ , da expressão (3.3) (Al-Char, 2002).

Neste caso, o fator  $(R_1)_i$  será unitário, sendo o fator  $(R_2)_i$  diferente da unidade, caso haja algum dano na parede de alvenaria (Al-Char, 2002).

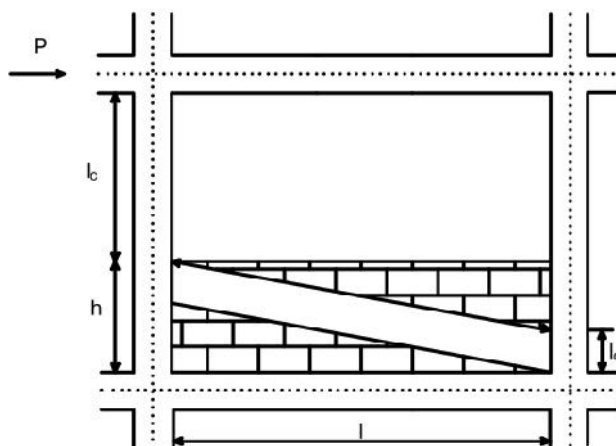


Fig. 3.33 - Representação da escora caso a parede de alvenaria não preencha totalmente o quadro de betão armado (adaptado Al-Chaar, 2002).

Após determinar a largura da escora para as diversas situações que os painéis de alvenaria podem tomar, é possível determinar a área da escora, como na expressão (3.13).

$$A_e = b_w \cdot t \quad (3.13)$$

Em que,  $b_w$  é a largura da escora e  $t$  é a espessura da parede (Das e Murty, 2004).

A modelação do comportamento das alvenarias de enchimento, sem aberturas, utilizando múltiplas escoras também foi proposta por alguns autores. El-Dakhakhni e El-Dakhakhni et al sugere que se deva substituir o painel por três escoras, uma na diagonal e duas outras fora das diagonais (em que a as diagonais partem do eixo das vigas e dos pilares e assumem as características indicadas na Fig. 3.34). (citado de Proença, *et al.*, 2007).

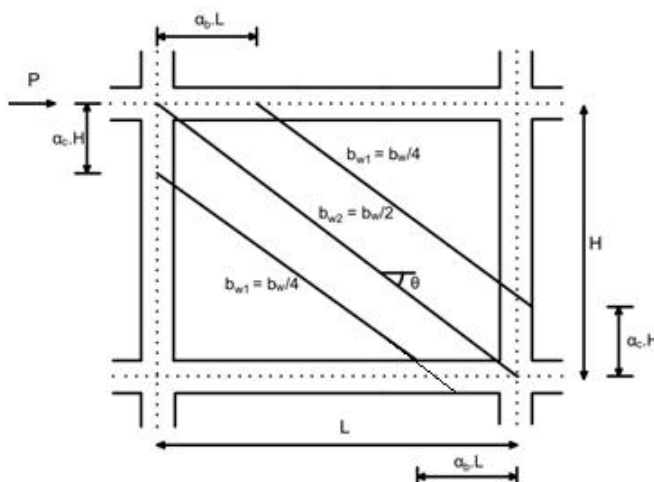


Fig. 3.34 - El-Dakhakhni propôs este modelo de comportamento das alvenarias de enchimento utilizando três escoras (adaptado de Proença, *et al.*, 2007).

Em que a  $b_{w_1}$  é uma escora com 25% do total da largura da escora calculada e a  $b_{w_2}$  é uma escora com 50% do total da largura da escora calculada.

Também foi proposto por outros autores a adição de uma mola disposta na horizontal (Fig. 3.35), de forma de considerar os modos de rotura por corte horizontal da interface entre as unidades de alvenaria e a argamassa de assentamento (Proença, *et al.*, 2007).

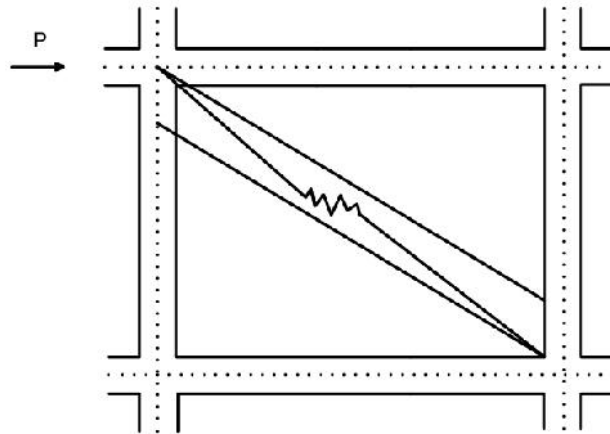


Fig. 3.35 - Macromodelo do comportamento uma parede de alvenaria de enchimento, sem existência de aberturas com escoras diagonais e molas (Adaptado de Crisafulli, 1997).



## 4. REGULAMENTAÇÃO APLICÁVEL

### 4.1. Eurocódigo

Nos últimos anos os códigos e recomendações internacionais têm passado a incluir referências à influência dos painéis de alvenaria de enchimento na resposta sísmica das estruturas de betão armado.

De seguida é referido o que o Eurocódigo 8 indica sobre as paredes de alvenaria, quais as regras e princípios a praticar.

No Eurocódigo 8 [CEN, 2004], a secção 4.3.5.1 refere que é necessário verificar a segurança aos elementos não estruturais, que possam em caso de colapso, pôr em risco as pessoas ou afetar a estrutura principal do edifício ou as instalações de serviços vitais. A verificação também engloba os apoios dos elementos não estruturais que igualmente têm de resistir à ação sísmica de cálculo.

A secção 5 indica as regras específicas para edifícios de betão. Na secção 5.3.2.6 refere que para as estruturas com enchimentos de alvenaria (que constituem um caso frequente de elementos não estruturais) são apresentadas regras especiais em 4.3.6 e 5.9.

A secção 4.3.6 menciona as medidas adicionais para estruturas porticadas com enchimentos de alvenaria. Em que o princípio 4.3.6.1(1)P anuncia que se aplica o dispositivo 4.3.6.1 a 4.3.6.3 a sistemas porticados ou a sistemas equivalentes de betão da classe DCH, com painéis não estruturais de enchimento de alvenaria, que interatuem com a estrutura e que satisfaçam todas as condições seguintes:

- a) são construídos após a descofragem dos pórticos de betão;
- b) estão em contacto com o pórtico (isto é, sem juntas de separação especiais), mas sem ligação estrutural a ele (por tirantes, cintas, montantes ou conectores);
- c) são, em princípio, considerados como elementos não estruturais.

O Eurocódigo 8 também menciona, sem aspeto de obrigatoriedade, que embora as secções 4.3.6.1 a 4.3.6.2 sejam limitadas ao disposto no 4.3.6.1(1)P, possam ser utilizadas em edifícios de DCL e DCM, podendo estes critérios de boa prática serem vantajosos nas estruturas de betão com enchimentos de alvenaria. Refere ainda que, em particular, para os painéis de alvenaria que possam ser vulneráveis a rotura para fora do seu plano, a presença de cintas pode reduzir o risco de queda da alvenaria.

O princípio 4.3.6.1(3)P menciona que o está referido no princípio 1.3(2)P, deve ser de igual modo respeitado pelas paredes de alvenaria de enchimento, deste modo, pressupõe que não haverá qualquer alteração da estrutura durante a fase de construção ou durante o seu período de vida, a não ser que seja corretamente justificada e verificada. Devido à natureza

específica da resposta sísmica, tal aplica-se mesmo no caso de alterações que provoquem o aumento da resistência estrutural.

A regra 4.3.6.1(5) menciona que se os painéis estruturais de enchimento de alvenaria fizerem parte do sistema resistente aos sismos, a análise e o dimensionamento deverão ser efetuados de acordo com os critérios e as regras indicados na secção 9 para as alvenarias confinadas.

O princípios 4.3.6.2(1)P e (2)P submetem a considerar as consequências da irregularidade introduzida pelos painéis de enchimento, tanto em planta como em altura.

No princípio 4.3.6.2(3)P refere que têm de ser tomadas em conta as grandes incertezas devidas ao comportamento dos enchimentos (nomeadamente, a variabilidade das suas propriedades mecânicas e das suas condições de ligação à estrutura confinante, uma sua eventual modificação durante a utilização do edifício, assim como a variabilidade dos danos sofridos durante o sismo).

Ainda no conjunto de princípios da secção 4.3.6.2, o princípio 4.3.6.2(4)P refere que têm de ser tomados em conta eventuais efeitos locais desfavoráveis devidos à interação entre a estrutura e os seus enchimentos (por exemplo, rotura por esforço transversal dos pilares sob a ação do efeito de biela diagonal dos enchimentos) (em caso de estruturas em betão ver a secção 5).

O Eurocódigo 8 refere ainda que deverão evitar-se disposições em planta muito irregulares, assimétricas ou não uniformes (tendo em conta a importância das aberturas e das furações nos painéis de enchimento), segundo a regra 4.3.6.3.1(1).

A regra 4.3.6.3.1(2) menciona que no caso de grandes irregularidades em planta devidas à disposição assimétrica dos enchimentos (por exemplo, enchimentos localizados principalmente em duas faces consecutivas do edifício), deverão utilizar-se modelos espaciais na análise da estrutura. Os enchimentos deverão ser incluídos no modelo devendo ser efetuada uma análise de sensibilidade da posição e das propriedades dos enchimentos (por exemplo, desprezando um em cada três ou quatro painéis de enchimento num pórtico plano, especialmente nos lados mais flexíveis). Deverá prestar-se especial atenção à verificação dos elementos estruturais nos lados flexíveis da planta (ou seja, os mais afastados do lado em que estão concentrados os enchimentos) em relação aos efeitos de qualquer movimento de torção devido aos enchimentos.

Segundo a regra 4.3.6.3.1(3) nos modelos para realização das análises de acordo com o disposto na regra 4.3.6.3.1(2) deverão desprezar-se os painéis de enchimento com mais de uma abertura ou furação significativas (por exemplo, uma porta e uma janela, etc.).

Ainda na presente secção, está mencionado na regra 4.3.6.3.1(4) que no caso de os enchimentos de alvenaria não estarem distribuídos de forma regular, mas não de uma forma que constitua uma irregularidade significativa em planta, essas irregularidades poderão ser

consideradas indiretamente, nos modelos, através da consideração de uma excentricidade accidental do centro de massa do piso, correspondente a 10% da dimensão do edifício em planta, o que equivale ao dobro do valor estipulado no EC8 para os edifícios com distribuição regular das paredes.

O Eurocódigo 8 também contempla as situações que envolvam irregularidades em altura, como sejam as situações dos pisos vazados e dos pilares curtos, por exemplo. O princípio 4.3.6.3.2(1)P refere que se houver irregularidades significativas em altura (por exemplo, redução sensível dos enchimentos num ou mais pisos em relação aos outros pisos), devem ser aumentados os esforços sísmicos nos elementos verticais dos respetivos pisos. Também menciona que caso não se utilize um modelo mais rigoroso, considera-se satisfeito o disposto no princípio 4.3.6.3.2(1)P se os esforços sísmicos forem amplificados por um coeficiente de majoração definido como se segue:

$$\eta = 1 + \frac{\Delta V_{RW}}{\sum \Delta V_{Ed}} \leq q \quad (4.1)$$

Em que,  $\Delta V_{RW}$  é redução total da resistência das paredes de alvenaria no piso considerado, em relação ao piso com mais enchimentos localizado acima dele;  $\sum \Delta V_{Ed}$  é a soma dos esforços transversos de origem sísmica atuando em todos os elementos sísmicos primários verticais do piso considerado e o  $q$  é o coeficiente de comportamento. Caso a expressão (4.1) conduza a um coeficiente de majoração inferior a 1,1, não é necessária a modificação dos esforços.

Segundo o Eurocódigo 8 a secção 4.3.6.4 menciona a limitação dos danos dos enchimentos. A regra 4.3.6.4(1) refere que para sistemas porticados ou a sistemas equivalentes de betão com painéis não estruturais de enchimento de alvenaria pertencentes a todas as classes de ductilidade, DCL, DCM ou DCH, exceto nos casos de baixa sismicidade (ver regra 3.2.1(4)), deverão tomar-se medidas adequadas para evitar a rotura frágil e a desintegração prematura das paredes de enchimento (em particular dos painéis de alvenaria com aberturas ou constituídos por materiais friáveis), assim como o colapso parcial ou total para fora do seu plano dos painéis de alvenaria esbeltos. Deverá prestar-se especial atenção aos painéis de alvenaria com um coeficiente de esbelteza (relação entre o menor comprimento ou altura e a espessura) superior a 15. Exemplos de medidas de acordo com o disposto na regra anterior, para melhorar a integridade e o comportamento, tanto no próprio plano como fora dele, incluem redes electrossoldadas ligeiras bem amarradas numa face da parede, cintas nas paredes fixas aos pilares e dispostas nas juntas de assentamento da alvenaria e montantes e cintas de betão ao longo dos painéis e com a espessura total da parede. Se houver grandes aberturas ou furações em qualquer dos painéis de enchimento, os seus bordos deverão ser cintados por lintéis e montantes.

A secção 5.9 indica os efeitos locais devidos a enchimentos de alvenaria ou de betão, nos edifícios de betão armado.

A regra 5.9(1) refere que devido à particular vulnerabilidade das paredes de enchimento dos pisos térreos, uma irregularidade devida à ação dos sismos deverá ser aí prevista, pelo que se deverão adotar disposições adequadas. Na falta de um método mais preciso, a

altura total dos pilares do piso térreo deverá ser considerada como zona crítica e, em consequência, ser devidamente confinada.

A regra 5.9(2) menciona que se a altura dos enchimentos for inferior à altura livre dos pilares adjacentes, deverão tomar-se as seguintes medidas:

a) a altura total dos pilares é considerada como zona crítica, e deverá ser armada com cintas com a quantidade e a disposição exigidas para as zonas críticas;

b) as consequências de uma redução da razão de corte desses pilares deverá ser devidamente tida em conta. Para esse efeito, deverá aplicar-se o disposto em 5.4.2.3 e 5.5.2.2 ao cálculo do esforço transverso atuante, em função da classe de ductilidade. Neste cálculo, a altura livre do pilar,  $l_{cl}$ , deverá ser considerada igual à extensão do pilar que não está em contacto com os enchimentos e o momento  $M_{i,d}$  na secção do pilar no nível superior da parede de enchimento deverá ser considerado igual a  $R_d \cdot M_{Rc,i}$  com  $R_d = 1,1$  para a classe DCM e igual a 1,3 para a classe DCH, sendo  $M_{Rc,i}$  o valor de cálculo do momento resistente do pilar;

c) as armaduras transversais para resistir a este esforço transversal deverão ser dispostas ao longo da altura do pilar que não está em contacto com os enchimentos e prolongadas de um comprimento  $h_c$  (dimensão da secção transversal do pilar no plano do enchimento) na zona do pilar em contacto com os enchimentos;

d) se o comprimento da zona do pilar que não está em contacto com os enchimentos for inferior a  $1,5h_c$ , o esforço transversal deverá ser resistido por armaduras diagonais.

A regra 5.9(3) refere que no caso em que os enchimentos se prolongam em toda a altura livre dos pilares adjacentes e em que só haja paredes de alvenaria de um lado do pilar (por exemplo, pilares de canto), a altura total do pilar deverá ser considerada como zona crítica, devendo ser armada com a quantidade e com a disposição de cintas exigidas para as zonas críticas.

A regra 5.9(4) diz que o comprimento,  $l_c$ , de pilares no qual se aplica a força da biela diagonal do enchimento, deverá ser verificado em relação ao menor dos dois esforços transversos seguintes: a) a componente horizontal da força da biela do enchimento, considerada igual à resistência ao esforço transversal horizontal do painel, calculada com base na resistência ao esforço transversal das juntas de assentamento; ou b) o esforço transversal calculado de acordo com 5.4.2.3 ou 5.5.2.2, em função da classe de ductilidade, admitindo que a capacidade de sobrerresistência à flexão do pilar,  $R_d \cdot M_{Rc,i}$ , se desenvolve nas duas extremidades do comprimento de contacto,  $l_c$ . Deverá considerar-se que o comprimento de contacto é igual à largura vertical total da biela diagonal do enchimento. A menos que seja efetuado um cálculo mais preciso desta largura, tendo em conta as propriedades elásticas e a geometria do enchimento e do pilar, poderá considerar-se que a largura da biela é uma fração fixa do comprimento da diagonal do painel.

## 5. ANÁLISE PLANA COM MACROMODELOS

O objetivo principal deste capítulo consiste na ilustração da modelação de paredes de alvenaria de enchimento com recurso a macromodelos. Para tal, foram modelados quatro casos de pórticos em betão armado (C20/25) de edifícios correntes com padrões de alvenaria diferentes recorrendo ao método da biela equivalente (abordado no capítulo 3). O primeiro caso trata de um pórtico sem paredes de alvenaria e os restantes três casos tratam de pórticos preenchidos com paredes de alvenaria mas com padrões de distribuição de alvenaria diferentes.

Foi utilizado o programa de cálculo automático SAP2000 versão 16 (Computers & Structures, 2013).

As dimensões dos pórticos estão representadas na Figura 5.1. Na direção ortogonal os pórticos repetem-se com um afastamento de 4 m. O pilar central da estrutura (P2) tem 0.25x0.60 m e os restantes pilares (P1) têm 0.25x0.50 m. As vigas apresentam uma secção retangular com 0.25x0.60 m (V1) para o primeiro piso e 0.25x0.50 m (V2) para os restantes.

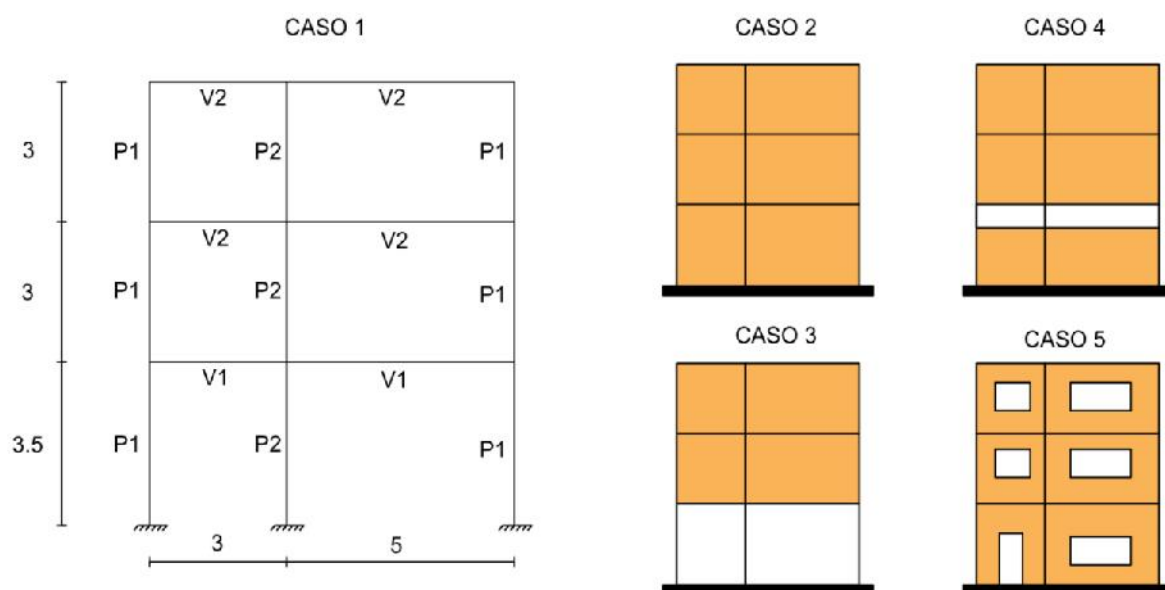


Fig. 5.1 - Pórticos do estudo (adaptado Estêvão e Oliveira, 2014).

Os diferentes pórticos foram sujeitos às ações sísmicas estipuladas na NP EN 1998-1:2010 (IPQ NP EN 1998-1, 2010) admitindo que estavam localizadas na cidade de Faro, num terreno tipo C. O coeficiente de comportamento adotado foi igual a 3.9, valor estipulado segundo o Eurocódigo 8, considerando que a estrutura tem ductilidade DCM.

O módulo de elasticidade a utilizar segundo o Eurocódigo 2, indica que o valor da rigidez é igual a metade do valor elástico, deste modo foram adotados para o módulo de elasticidade correspondentes a metade do valor estipulado no Eurocódigo 2. Para um betão C20/25, em vez de  $E=30$  GPa, no programa SAP2000 inseriu-se um  $E=15$  GPa.

Nas alvenarias (com 0.20 m de espessura), não foi considerado metade do módulo de elasticidade, segundo Estêvão (2012), considerar que metade da largura da escora ( $b_w/2$ ) pelo método da biela equivalente, já tem em consideração a alvenaria fendilhada. Deste modo, o módulo de elasticidade das alvenarias utilizado é  $E=1.4$  GPa. Este valor obteve-se conforme os ensaios laboratoriais (Braga e Estêvão, 2007).

Foi adotado que todos os elementos foram executados em simultâneo. Os valores adotados para as massas foram iguais para os diferentes casos, em que o piso 1 tem uma massa igual a  $m_1 = 32.54$  ton., o piso 2 tem uma massa de  $m_2 = 31.84$  ton., e o piso 3 tem uma massa de  $m_3 = 24.11$  ton.. No programa SAP2000, as massas de cada piso, foram divididas pelos 3 nós de cada piso. Só foi considerado o movimento horizontal dessas massas, para uma melhor comparação dos resultados.

### **5.1. Análise modal no SAP2000**

No SAP2000 cria-se o pórtico de betão armado (C20/25), tendo em conta a seguintes considerações:

- Apoios encastrados;
- Não se considerou o peso próprio do betão;

Inserem-se os espectros de resposta referentes ao edifício em estudo, obtidos segundo o programa EC8spec (programa gerador de espectros).

Para o sismo 1 e sismo 2, respetivamente, obtiveram-se os seguintes espectros de resposta (Fig. 5.2 e Fig. 5.3):

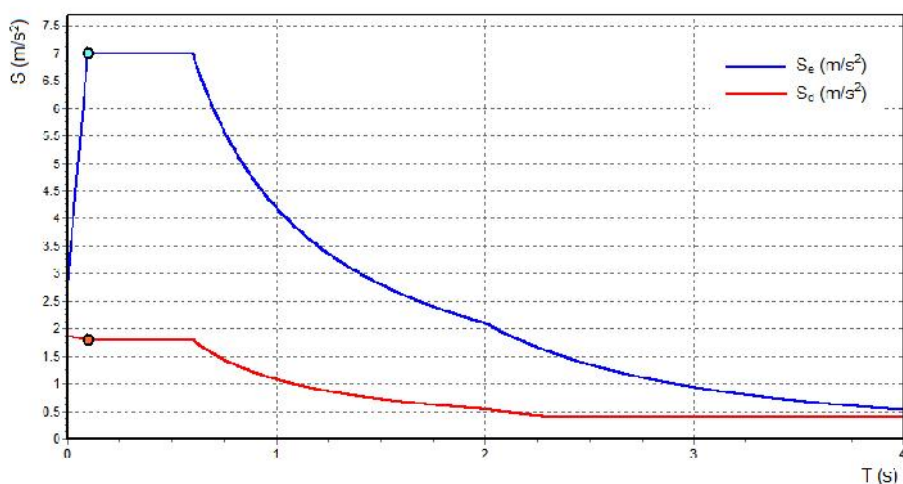


Fig. 5.2 - Espectro de resposta para o sismo 1, segundo o programa EC8spec.

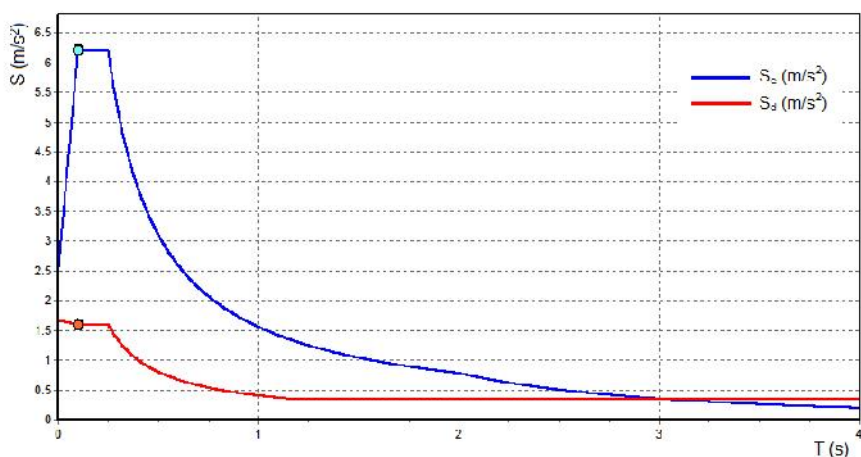


Fig. 5.3 - Espectro de resposta para o sismo 2, segundo o programa EC8spec.

No Anexo A.1, estão os passos a seguir para a obtenção destes espectros de resposta segundo EC8spec.

#### 5.1.1. Caso de estudo 1 - Pórticos sem alvenaria de enchimento

O caso de estudo 1 (sem paredes de alvenaria de enchimento) funciona como modelo base de comparação. É constituído somente por betão armado (C20/25) de maneira a que seja possível analisar a influência das paredes de alvenaria nos outros casos de estudo.

Na figura 5.4 estão os modos de vibração segundo o SAP2000 e de seguida estão representadas as frequências e percentagem de massa mobilizada para cada modo.

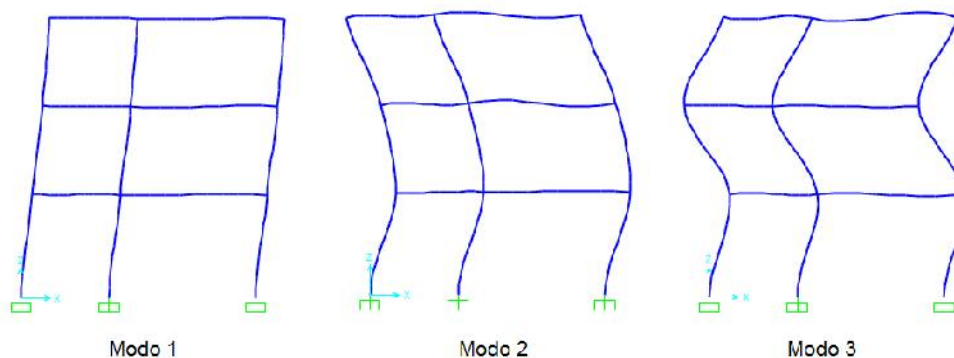


Fig. 5.4 - Modos de vibração obtidos com o programa SAP2000 para o caso 1.

Valores obtidos no SAP2000 das frequências e percentagens de massa mobilizada para cada modo de vibração:

$f_1=2.05129$  Hz (89%);  $f_2 = 6.20273$  Hz (10%);  $f_3= 11.10599$  Hz (1%).

#### 5.1.2. Caso de estudo 2 - Pórtico preenchido totalmente por alvenaria de enchimento

No segundo caso, os quadros do pórtico estão preenchidos totalmente por paredes de alvenaria de enchimento de tijolo cerâmico com furação na horizontal.

Como as dimensões dos painéis do pórtico são diferentes, têm larguras de escoras diferentes, sendo necessário para cada painel calcular a largura da biela. Deste modo, foi necessário identificar os painéis segundo a figura 5.5.

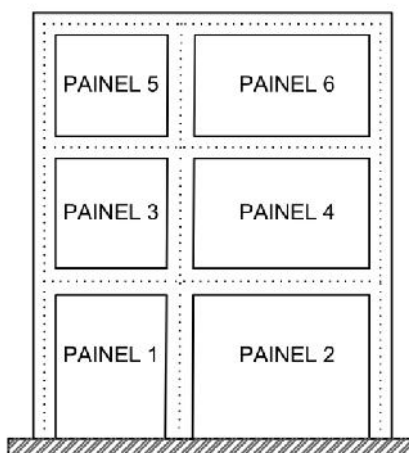


Fig. 5.5 - Esquema representativo dos painéis de alvenaria de enchimento.

Segundo o método da biela equivalente para este tipo de pórticos, a largura da escora é calculada segundo a expressão (3.3).

Todos os painéis são confinados pelos pilares P1 e P2, deste modo a inércia da seção transversal a utilizar é a média das inércias destes pilares para todos os painéis (Anexo A.2).

Os restantes parâmetros da expressão (3.3) são calculados individualmente para cada painel. No quadro 5.1 encontram-se os resultados desses cálculos e no Anexo A.3 o cálculo pormenorizado desses resultados.

Quadro 5.1 - Larguras das escoras para o caso de estudo 2

Painel	$I_c$ (m <sup>2</sup> )	H (m)	h (m)	l (m)	D (m)	(rad)	$b_w$	$b_w/2$	
Painel 1	0.00355208	3.5	3.2	2.45	4.030199	0.91737	0.667205	0.502381	0.251191
Painel 2	0.00355208	3.5	3.2	4.45	5.481104	0.623431	0.664182	0.684485	0.342243
Painel 3	0.00355208	3	2.45	2.45	3.464823	0.785398	0.719585	0.445695	0.222848
Painel 4	0.00355208	3	2.45	4.45	5.079862	0.503274	0.689914	0.664544	0.332272
Painel 5	0.00355208	3	2.5	2.45	3.500357	0.795499	0.715923	0.451186	0.225593
Painel 6	0.00355208	3	2.5	4.45	5.104165	0.511856	0.68827	0.668361	0.33418

Após determinar para cada painel a largura das escoras, inseriu-se no programa de cálculo automático as paredes de alvenaria, criando seis escoras de secções transversais diferentes.

Para cada caso de estudo, foram feitas duas análises de efeitos globais e outra de efeitos locais.

#### 5.1.2.1. Efeitos Globais do caso de estudo 2

Na figura 5.6 está representado o modelo de SAP2000 do caso de estudo 2 para efeitos globais. Nos efeitos globais a escora é colocada de nó a nó (sem excentricidade).

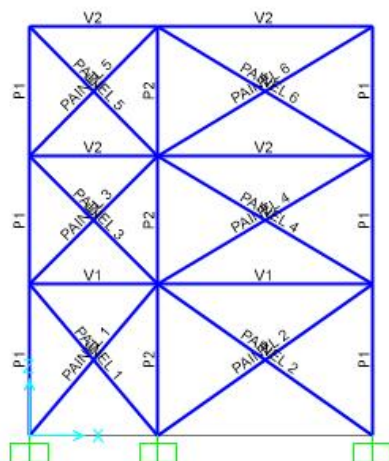


Fig. 5.6 - Representação da escora no pórtico para efeitos globais no caso de estudo 2, segundo o SAP2000.

Obtiveram-se os seguintes modos de vibração (Fig. 5.7).

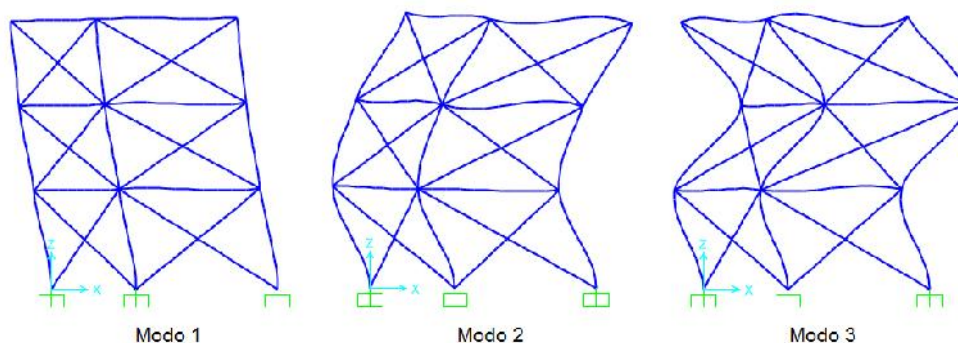


Fig. 5.7 - Modos de vibração obtidos segundo o programa SAP2000 para o caso de estudo 2, efeitos globais.

Os valores obtidos no SAP2000 das frequências e percentagem de massa mobilizada para cada modo de vibração, foram:

$$f_1=3.19286 \text{ Hz (91\%); } f_2 = 9.23820 \text{ Hz (8\%); } f_3= 14.90936 \text{ Hz (1\%).}$$

#### 5.1.2.2. Efeitos locais do caso de estudo 2

Apesar dos objetivos deste trabalho inserirem-se em análises lineares (efeitos globais), entendeu-se como importante comparar os efeitos globais com efeitos locais, considerando as excentricidades  $I_c$ , (processo não linear), propostas no capítulo 3.

Para calcular o  $I_c$  foram propostas as expressões (3.7) e (3.8) no caso de testar a resistência dos pilares. Estas expressões têm caráter iterativo, sendo necessário programá-las para

obter o valor de  $l_c$ . Uma solução alternativa é utilizar um programa de CAD, neste trabalho utilizou-se o AutoCad.

- Cálculo  $L_c$

No AutoCAD começa-se por desenhar o painel, as vigas e os pilares confinantes do painel (Fig. 5.8).

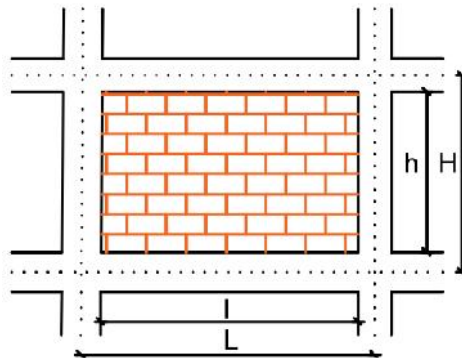


Fig. 5.8 - Painel de alvenaria, vigas e pilares confinantes.

A seguir faz-se uma circunferência, em que o centro da mesma é o ponto a azul e o diâmetro desta seja a distância que vai desse ponto ao ponto verde (diâmetro da circunferência é igual à diagonal do painel) (Fig. 5.9).

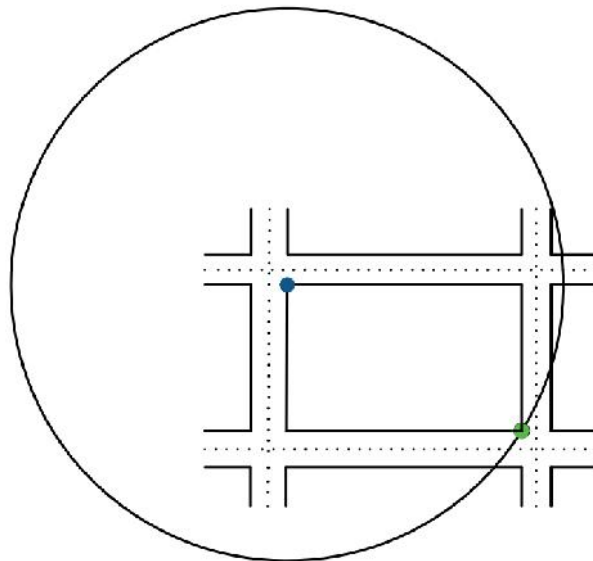


Fig. 5.9 - Desenho da circunferência.

Com início no ponto azul, desenha-se uma linha na horizontal (1) (a amarelo) que tem de comprimento o diâmetro da circunferência. Com o comando offset faz-se outra linha paralela a (1), em que a distância que as separa é a largura da escora do painel ( $b_w$ ) (calculada anteriormente pela expressão 3.3) (Fig.5.10).

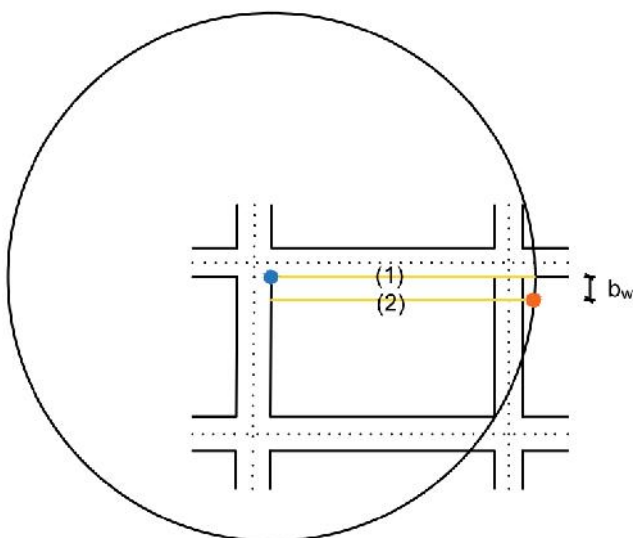


Fig. 5.10 - Criação das duas linhas paralelas com distância  $b_w$  entre elas.

Com o comando "ROTATE", seleciona-se as duas linhas (1) e (2) e depois define-se como ponto central o ponto azul. Para não se perder o ângulo entre o ponto azul e laranja, faz-se um "REFERENCE" (ainda no comando "ROTATE"), em que seleciona-se primeiro o ponto azul e depois o laranja. Para finalizar roda-se as duas linhas até o ponto laranja ficar no ponto verde (Fig. 5.12).

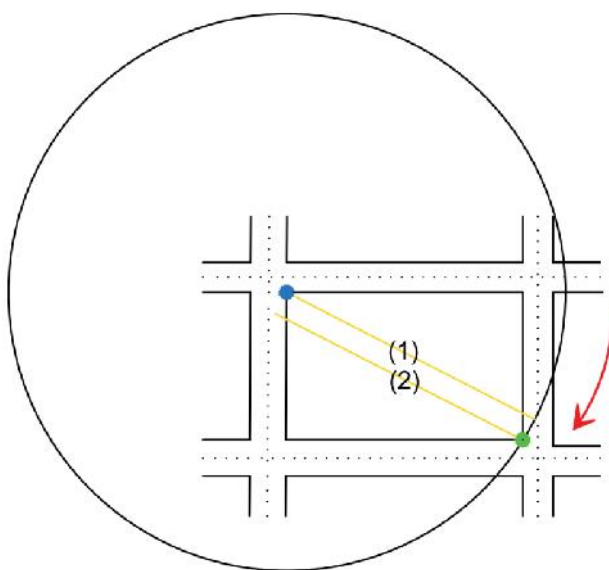


Fig. 5.11 - Rotação das linhas (1) e (2).

Por fim é possível tirar do AutoCAD a distância  $l_c$  e o ângulo  $\theta$  (Fig. 5.12).

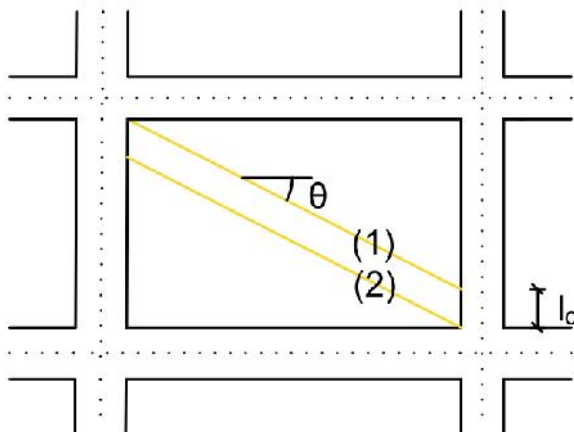


Fig. 5.12 - Distância  $l_c$  e ângulo  $\theta$ .

O mesmo procedimento foi feito para os seis painéis de alvenaria, no Anexo A.4 está exemplificado como se chegou às distâncias de cada painel. Na tabela 5.2 estão os resultados.

Quadro 5.2 - Resultados das distância  $l_c$  e do ângulo

Painel	$l_c$ (m)	$\theta$ (graus)
Painel 1	0.38	49
Painel 2	0.42	35
Painel 3	0.29	41
Painel 4	0.37	28
Painel 5	0.29	38
Painel 6	0.37	26

Na Figura 5.13 estão representadas as escoras no programa SAP2000 com as respectivas excentricidades ( $l_c$ ), considerando também metade da altura da viga. Isto é, exemplificando para o painel 2, tem-se um  $l_c$  de 0.42 m, a distância que se insere no SAP2000 é de 0.42m mais metade da altura da viga V2 (0.30m), ficando a escora a uma altura de 2.78 m relativamente à cota zero, isto na parte superior do painel.

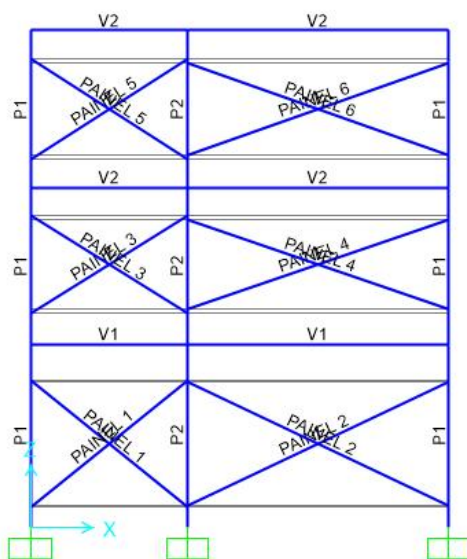


Fig. 5.13 - Representação da escora no pórtico para efeitos locais no caso de estudo 2, segundo o SAP2000.

Obtiveram-se os seguintes modos de vibração (Fig. 5.14).

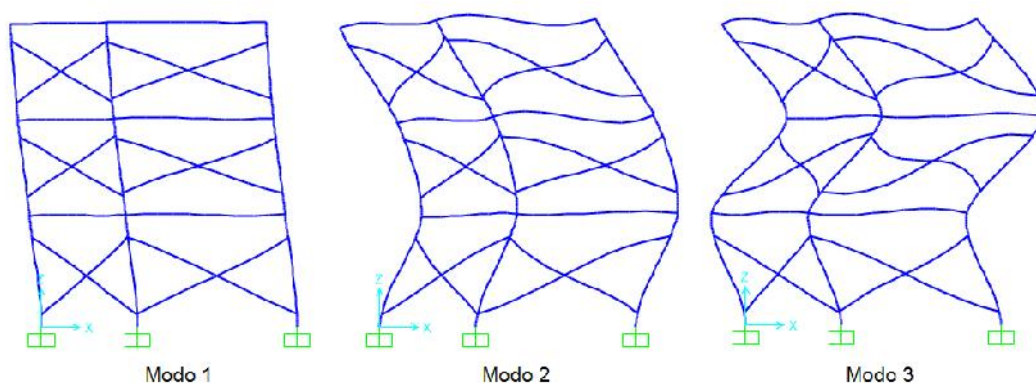


Fig. 5.14 - Modos de vibração obtidos com o programa SAP2000 para o caso de estudo 2, efeitos locais.

Os valores obtidos das frequências e percentagem de massa mobilizada para cada modo de vibração, foram:

$$f_1 = 2.92667 \text{ Hz (89\%); } f_2 = 8.61222 \text{ Hz (10\%); } f_3 = 14.28686 \text{ Hz (1\%).}$$

### 5.1.3. Caso de estudo 3 - Existência do piso térreo vazado

Este caso é em relação a um edifício com pisos vazados no piso térreo.

As larguras das escoras ( $b_w$ ) a utilizar são iguais às calculadas para o caso de estudo 2 (pórtico preenchido totalmente por paredes de alvenaria), a diferença é que o painel 1 e 2 não existem.

#### 5.1.3.1. Efeitos globais do caso de estudo 3

Na figura 5.15 está representado o modelo de SAP2000 do caso de estudo 3 para efeitos globais.

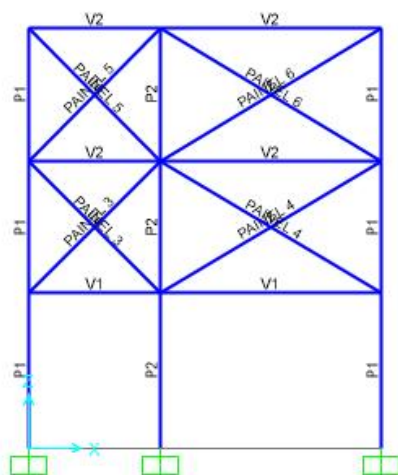


Fig. 5.15 - Representação da escora no pórtico para efeitos globais no caso de estudo 3, segundo o SAP2000.

Obtiveram-se os seguintes modos de vibração (Fig. 5.16).

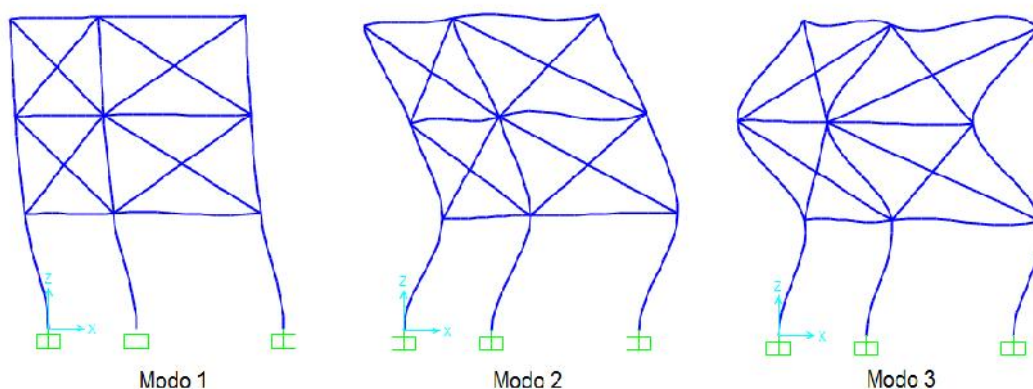


Fig. 5.16 - Modos de vibração obtidos com o programa SAP2000 para o caso de estudo 3, efeitos globais.

Os valores obtidos no SAP2000 das frequências e percentagem de massa mobilizada para cada modo de vibração, foram:

$$f_1=2.49154 \text{ Hz (96\%)}; f_2 = 8.35264 \text{ Hz (4\%)}; f_3= 14.66068 \text{ Hz (0\%)}$$

### 5.1.3.2. Efeitos locais do caso de estudo 3

Na Figura 5.17 está representado o modelo de SAP2000 do caso de estudo 3 para efeitos locais. As distâncias  $L_c$  são as mesmas que foram calculadas para o caso 2 (painéis de alvenaria totalmente preenchidos sem aberturas).

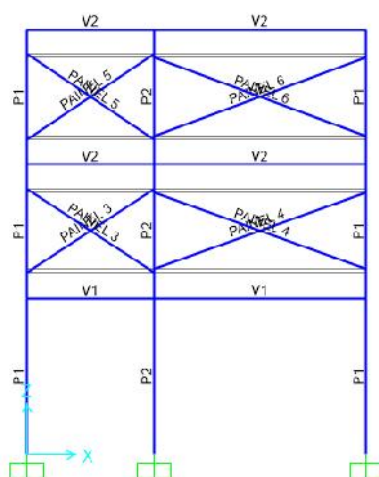


Fig. 5.17 - Representação da escora no pórtico para efeitos locais no caso de estudo 3, segundo o SAP2000.

Obtiveram-se os seguintes modos de vibração (Fig. 5.18).

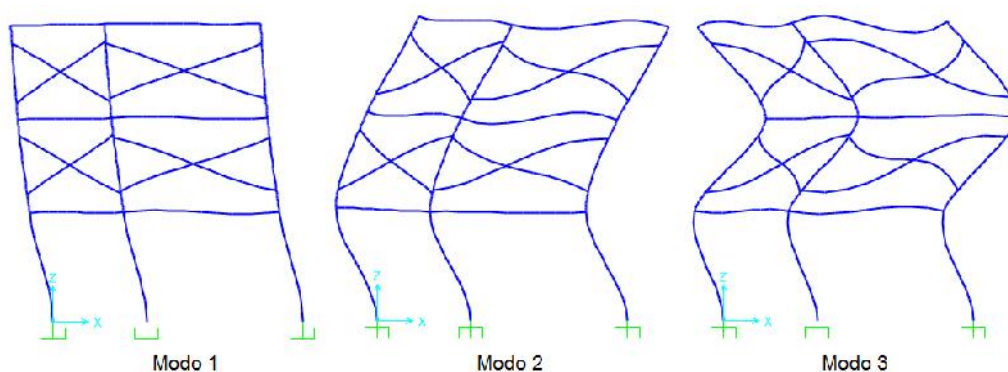


Fig. 5.18 - Modos de vibração obtidos com o programa SAP2000 para o caso de estudo 3, efeitos locais.

Os valores obtidos no SAP2000 das frequências para cada modo de vibração, foram:

$$f_1= 2.37541 \text{ Hz (95\%)}; f_2 = 7.70310 \text{ Hz (5\%)}; f_3 = 13.93314 \text{ Hz (0\%)}$$

#### 5.1.4. Caso de estudo 4 - Existência de pilares curtos no piso térreo

No caso de estudo 4 foi admitido que o painel de alvenaria de enchimento do piso térreo, não estava totalmente preenchido. Foi considerado um preenchimento parcial dos painéis de alvenaria, com uma abertura com 0.54 m de altura até à face da viga (formação pilar curto).

Esta situação é verificada muitas vezes como foi referido no capítulo 3 e podem ter efeitos muito desfavoráveis no comportamento sísmico dos edifícios.

Em relação às larguras das escoras dos painéis de alvenaria, foi necessário proceder novamente ao cálculo para os painéis 1 e 2, pois o ângulo  $\theta$  e a altura  $h$  são diferentes dos painéis todos preenchidos de alvenaria (como no caso de estudo 2) (Fig. 3.32).

O capítulo 3 refere ainda que, para painéis de alvenaria parcialmente preenchidos, é necessário calcular um  $b_{wreduzido}$  (expressão 3.7). Neste caso, o fator  $(R_1)_i$  é unitário e como se considerou que os painéis não tem danos existentes o fator  $(R_2)_i$  também é unitário. Assim sendo,  $b_w$  é igual ao  $b_{wreduzido}$ .

O cálculo do  $b_w$  foi igual ao do caso de estudo 2 e 3. Na tabela 5.3 estão os resultados do cálculo da largura da escora.

Quadro 5.3 - Resultados do cálculo do  $b_{wreduzido}$  para o painel 1 e painel 2

Painel	$I_c$ (m <sup>2</sup> )	H (m)	h (m)	l (m)	D (m)	(rad)		$b_{wreduzido}$	$b_{wreduz}/2$
Painel 1	0.00355208	3.5	2.66	2.45	3.616366	0.826471	0.704347	0.441132	0.220566
Painel 2	0.00355208	3.5	2.66	4.45	5.184409	0.538766	0.682922	0.640268	0.320134

No Anexo A.4 estão os cálculos pormenorizados da largura da escora.



#### 5.1.4.2. Efeitos locais do caso de estudo 4

Da mesma forma como foi calculado o  $l_c$  para o caso de estudo 2 e 3, foi calculado para este caso de estudo. A diferença encontra-se nos painéis 1 e 2, visto as larguras das escoras nesses painéis serem diferentes, originando distâncias  $l_c$  também ser diferentes para esses painéis comparando com os casos de estudo 2 e 3. (Anexo.A.5)

Na Figura 5.21 está representado o modelo de SAP2000 do caso de estudo 4 para efeitos locais.

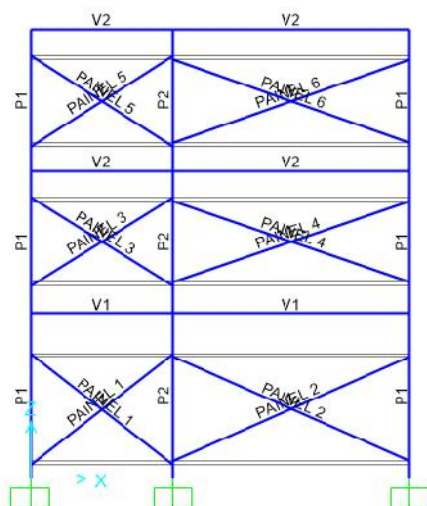


Fig. 5.21 - Representação da escora no pórtico para efeitos locais no caso de estudo 4, segundo o SAP2000.

Obtiveram-se os seguintes modos de vibração (Fig. 5.22).

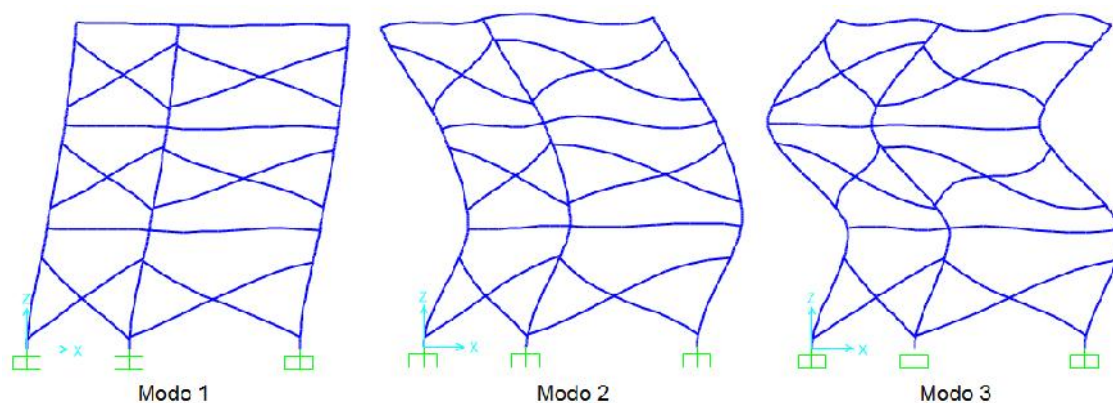


Fig. 5.22 - Modos de vibração obtidos com o programa SAP2000 para o caso 4, para efeitos locais.

Os valores obtidos das frequências para cada modo de vibração, foram:

$$f_1=2.85260 \text{ Hz (90\%); } f_2 = 8.47326 \text{ Hz (9\%); } f_3= 14.23800 \text{ Hz (1\%).}$$

### 5.1.5. Caso de estudo 5 - Pórtico com aberturas

O caso de estudo 5 refere-se à existência de aberturas nos painéis de alvenaria. Essas aberturas, podem ser, por exemplo a existência de portas e janelas.

A largura da escora para este tipo de painéis foi calculada segundo a expressão (3.7),  $b_{wreduzido}$ . Em que o  $b_w$  a utilizar foi igual ao do caso de estudo 2 e 3.

Verificou-se que todas as aberturas eram inferiores a 60% da respetiva área do painel de enchimento, neste caso teve-se de calcular o fator de redução  $(R_1)_i$  segundo a expressão (3.12). O fator  $(R_2)_i$ , é unitário, porque considerou-se que os painéis sem danos.

Na Figura 5.23 estão exemplificadas as aberturas de cada painel.

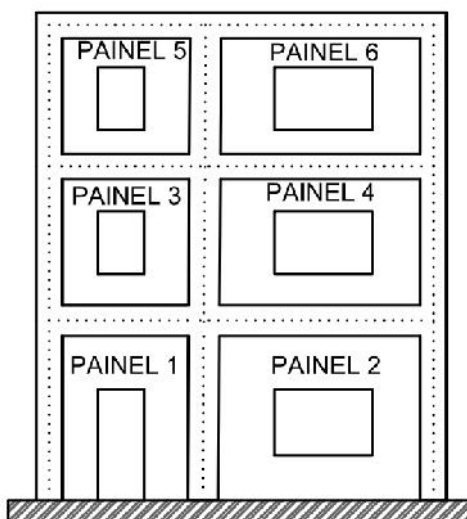


Fig. 5.23 - Representação das aberturas dos painéis de enchimento.

Os restantes cálculos dos painéis encontram-se no Anexo A.6, e os resultados encontram-se na tabela 5.4.

Quadro 5.4 - Resultados do cálculo do  $b_{wreduzido}$  para os painéis do caso de estudo 5.

Painel	$b_w$	$A_{painel}$	$A_{abertura}$	$(R_1)_i$	$(R_2)_i$	$b_{wreduzido}$	$b_{wred}/2$
Painel 1	0.502381	7.84	1.979526	0.634266	1	0.318643	0.159322
Painel 2	0.684485	14.24	2.46003	0.741499	1	0.507545	0.253772
Painel 3	0.445695	6.0025	1.125775	0.721024	1	0.321357	0.160678
Painel 4	0.664544	10.9025	2.336075	0.684715	1	0.455023	0.227512
Painel 5	0.451186	6.125	1.125775	0.726189	1	0.327646	0.163823
Painel 6	0.668361	11.125	2.336075	0.690481	1	0.46149	0.230745

### 5.1.5.1. Efeitos globais do caso de estudo 5

Na Figura 5.24 está representado o modelo de SAP2000 do caso de estudo 5 para efeitos globais.

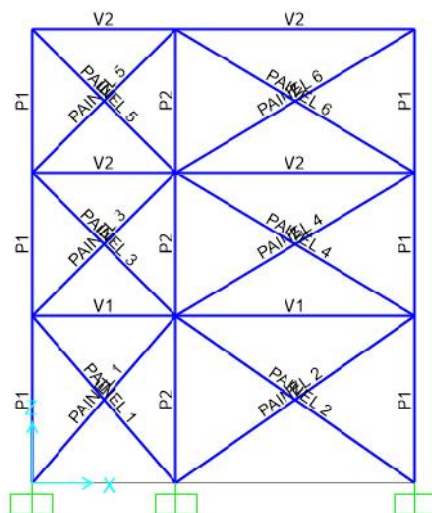


Fig. 5.24 - Representação da escora no pórtico para efeitos globais no caso de estudo 5, segundo o SAP2000.

Obtiveram-se os seguintes modos de vibração (Fig. 5.25).

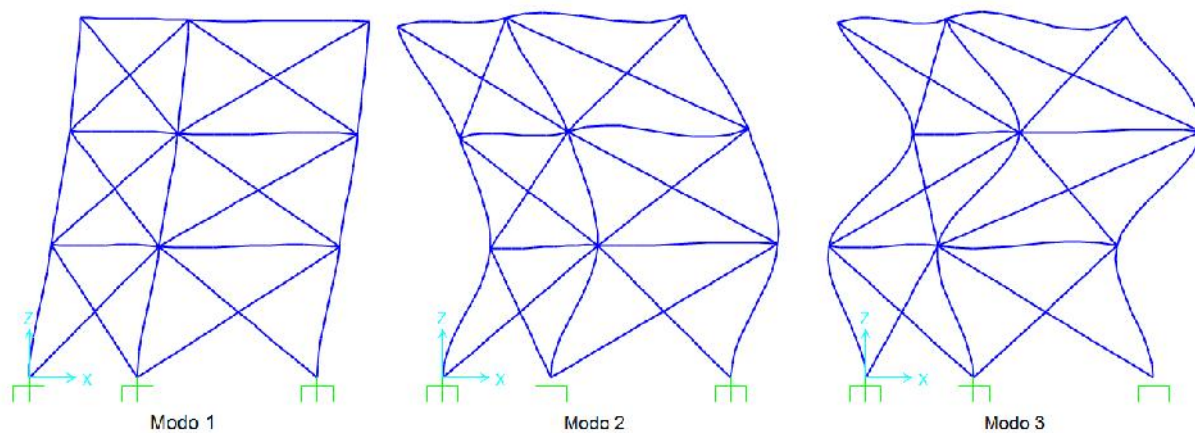


Fig. 5.25 - Modos de vibração obtidos com o programa SAP2000 para o caso 5, para efeitos globais.

Os valores obtidos das frequências para cada modo de vibração, foram:

$$f_1=2.90970 \text{ Hz (90\%); } f_2 = 8.46609 \text{ Hz (9\%); } f_3= 13.89145 \text{ Hz (1\%).}$$

### 5.1.5.2. Efeitos locais do caso de estudo 5

Foi necessário calcular novas distâncias  $L_c$ , pois tem-se novas larguras de escoras. Os resultados encontram-se na tabela 5.5. No Anexo A.7 está o processo para obter as distâncias  $l_c$  e os ângulos  $\theta$ .

Quadro 5.5 - Resultados das distância  $l_c$  e do ângulo  $\theta$  para o caso de estudo 5.

Painel	$l_c$ (m)	$\theta$ (graus)
Painel 1	0.25	50
Painel 2	0.31	36
Painel 3	0.22	42
Painel 4	0.26	29
Painel 5	0.21	39
Painel 6	0.26	27

Na figura 5.26 está representado o modelo de SAP2000 do caso de estudo 5 para efeitos locais.

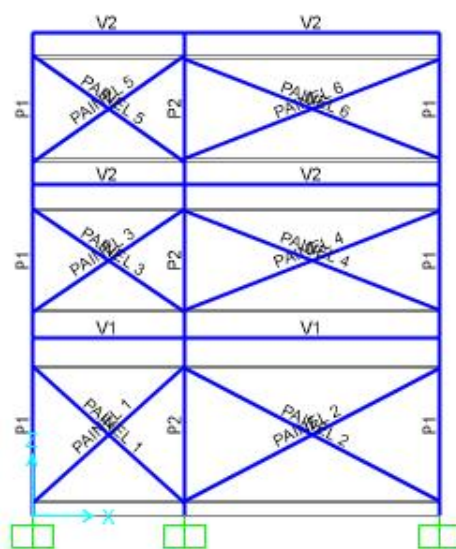


Fig. 5.26 - Representação da escora no pórtico para efeitos locais no caso de estudo 5, segundo o SAP2000.

Obtiveram-se os seguintes modos de vibração (Fig. 5.27).

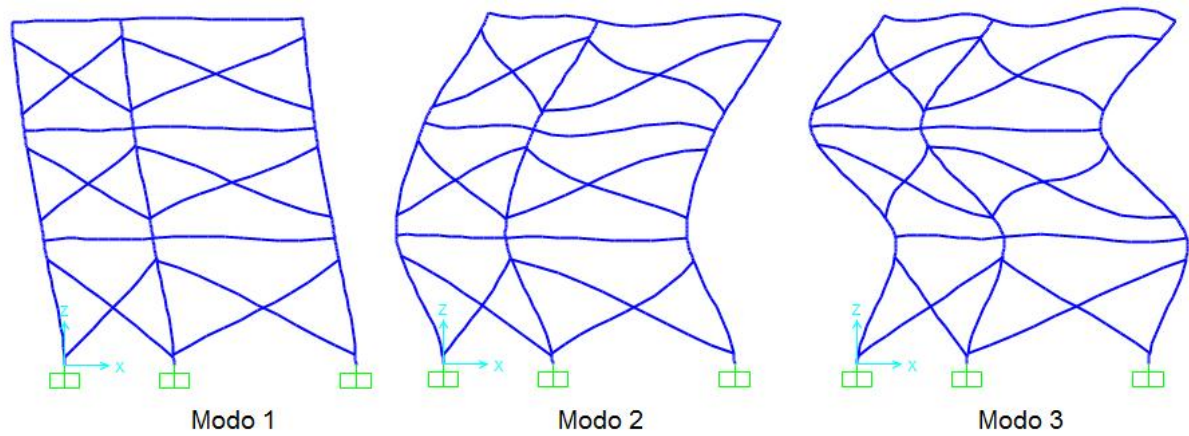


Fig. 5.27 - Modos de vibração obtidos com o programa SAP2000 para o caso 5, para efeitos locais.

Os valores obtidos das frequências para cada modo de vibração, foram:

$f_1 = 2.75978$  Hz (89%);  $f_2 = 8.13784$  Hz (10%);  $f_3 = 13.64179$  Hz (1%).

## 5.2. Diagramas de Esforços

Em virtude dos resultados obtidos nos diagramas de esforços do Anexo A.8, nas tabelas seguintes estão representados os valores no piso térreo, dos esforços axiais, transversos e momentos fletores dos diferentes casos de estudo.

Fez-se uma comparação dos esforços do caso de estudo 1 com os restantes casos, de maneira a verificar em que situações existe um agravamento destes devido à influência das paredes de alvenaria de enchimento.

Os esforços obtidos são influência da ação sísmica do sismo 1 (o mais gravoso).

Quadro 5.6 - Comparação de esforços no piso térreo entre o caso de estudo 1 e caso de estudo 2.

		CASO DE ESTUDO 2								
		Esforço Axial			Esforço transverso			Momentos		
		N0	N1	% Δ	V0	V1	% Δ	M0	M1	% Δ
p1 (esq.)	base	130.32	103.92	79.74	39.15	17.58	44.90	79.58	35.52	44.63
	topo	130.32	103.92	79.74	39.15	17.58	44.90	57.48	25.84	44.95
P2	base	67.19	20.79	30.94	67.24	30.07	44.72	135.99	60.62	44.58
	topo	67.19	20.79	30.94	67.24	30.07	44.72	99.38	44.64	44.92
p1 (dir.)	base	63.13	83.57	132.38	35.74	16.16	45.22	75.68	33.97	44.89
	topo	63.13	83.57	132.38	35.74	16.16	45.22	49.3	22.61	45.86

Quadro 5.7 - Comparação de esforços no piso térreo entre o caso de estudo 1 e caso de estudo 3.

		CASO DE ESTUDO 3								
		Esforço Axial			Esforço transverso			Momentos		
		N0	N1	% Δ	V0	V1	% Δ	M0	M1	% Δ
p1 (esq.)	base	130.32	109.61	84.11	39.15	41.92	107.08	79.58	81.32	102.19
	topo	130.32	109.61	84.11	39.15	41.92	107.08	57.48	65.4	113.78
P2	base	67.19	30.69	45.68	67.24	71.65	106.56	135.99	138.61	101.93
	topo	67.19	30.69	45.68	67.24	71.65	106.56	99.38	112.16	112.86
p1 (dir.)	base	63.13	78.93	125.03	35.74	39.37	110.16	75.68	78.54	103.78
	topo	63.13	78.93	125.03	35.74	39.37	110.16	49.3	59.1	119.88

Quadro 5.8 - Comparação de esforços no piso térreo entre o caso de estudo 1 e caso de estudo 4.

CASO DE ESTUDO 4										
		Esforço Axial			Esforço transverso			Momentos		
		N0	N1	% Δ	V0	V1	% Δ	M0	M1	% Δ
p1 (esq.)	base	130.32	110.73	84.97	39.15	17.87	45.64	79.58	38.79	48.74
	topo	130.32	95.44	73.24	39.15	35.25	90.04	57.48	38.25	66.54
P2	base	67.19	25.74	38.31	67.24	27.75	41.27	135.99	62.98	46.31
	topo	67.19	23.81	35.44	67.24	71.81	106.80	99.38	70.61	71.05
p1 (dir.)	base	63.13	84.79	134.31	35.74	14.69	41.10	75.68	35.27	46.60
	topo	63.13	71.64	113.48	35.74	39.44	110.35	49.3	36.51	74.06

Quadro 5.9 - Comparação de esforços no piso térreo entre o caso de estudo 1 e caso de estudo 5.

CASO DE ESTUDO 5										
		Esforço Axial			Esforço transverso			Momentos		
		N0	N1	% Δ	V0	V1	% Δ	M0	M1	% Δ
p1 (esq.)	base	130.32	107.4	82.41	39.15	20.99	53.61	79.58	42.48	53.38
	topo	130.32	107.4	82.41	39.15	20.99	53.61	57.48	30.98	53.90
P2	base	67.19	26.57	39.54	67.24	35.97	53.49	135.99	72.46	53.28
	topo	67.19	26.57	39.54	67.24	35.97	53.49	99.38	53.31	53.64
p1 (dir.)	base	63.13	80.95	128.23	35.74	19.25	53.86	75.68	40.48	53.49
	topo	63.13	80.95	128.23	35.74	19.25	53.86	49.3	26.92	54.60



## 6. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

O objetivo principal deste capítulo foi uma análise de sensibilidade que o Eurocódigo 8 exige para estruturas DCH na regra 4.3.6.3.1(2). Inicialmente foi feita uma análise de sensibilidade em altura e depois em planta.

### 6.1. Análise sensibilidade em altura

Para esta análise foi considerado como pórtico base um pórtico de betão armado C20/25, com as dimensões representadas na figura 6.1, constituído por paredes de alvenaria de enchimento com aberturas (portas e janelas).

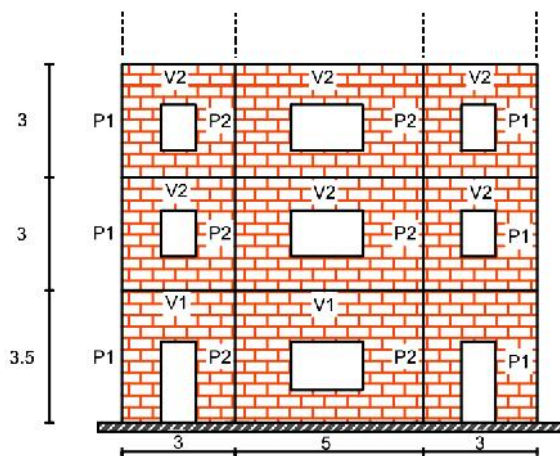


Fig. 6.1 - Edifício base da análise de sensibilidade em altura preenchido com paredes de alvenaria (só com 3 pisos).

Os pilares (P2) tem  $0.25 \times 0.60$  m e os pilares (P1) têm  $0.25 \times 0.50$  m. As vigas apresentam uma secção retangular com  $0.25 \times 0.60$  m (V1) para o primeiro piso e para os restantes pisos  $0.25 \times 0.50$  m (V2). Na direção ortogonal os pórticos repetem-se com um afastamento de 4 m.

O pórtico foi sujeito às ações sísmicas estipuladas na NP EN 1998-1:2010 (IPQ NP EN 1998-1, 2010) admitindo que estavam localizadas na cidade de Faro, num terreno tipo C. O coeficiente de comportamento adotado foi igual a 5.85, valor estipulado segundo o Eurocódigo 8, considerando que a estrutura tem ductilidade DCH.

Para o sismo 1 e sismo 2, respetivamente, obtiveram-se os seguintes espectros de resposta (Fig. 6.2 e Fig. 6.3):

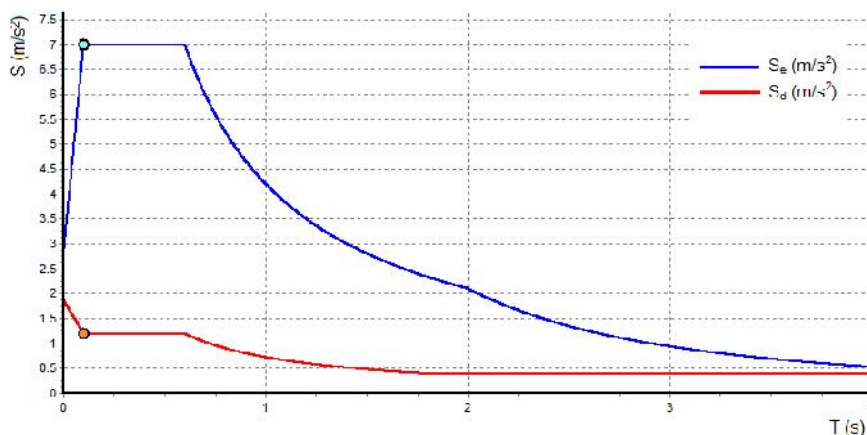


Fig. 6.2 - Espectro de resposta para o sismo 1, segundo o programa EC8spec.

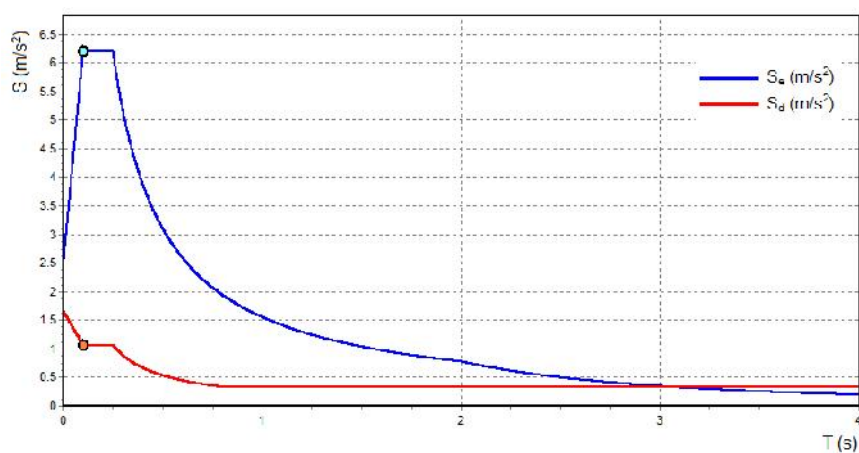


Fig. 6.3 - Espectro de resposta para o sismo 2, segundo o programa EC8spec.

O módulo de elasticidade do betão armado foi de  $E=15\text{GPa}$  e da alvenaria  $E=1.4\text{GPa}$ , pelos mesmos motivos referidos no capítulo 5. As alvenarias têm espessura de  $0.20\text{m}$ .

A massa do piso 1 é igual a  $m_1 = 43.39\text{ ton}$ , a do piso 2 é igual a  $m_2 = 42.45\text{ ton}$  e dos restantes pisos é igual a  $m_n = 32.15\text{ ton}$ . As massas são divididas pelos quatro nós dos pisos. Apenas foi considerado o movimento horizontal dessas massas, para uma melhor comparação dos resultados.

Para cada painel procedeu-se ao cálculo da largura das escoras. Na tabela 6.1 encontram-se os resultados obtidos. Considerou-se  $R_2$  igual a 1, considerando os painéis de alvenaria sem danos iniciais.

Quadro 6.1 - Largura das escoras ( $b_{wreduzido}$ ) para a análise de sensibilidade em altura.

Painel	Ic (m <sup>2</sup> )	H (m)	h (m)	l (m)	D (m)	(rad)	$b_w$	Apainel	Aabertura	R	R	$b_{wreduzido}$	$b_{wred}/2$	
Painel 1	0.003552	3.5	3.2	2.45	4.030199	0.91737	0.667205	0.502381	7.84	1.979526	0.634266	1	0.318643	0.159322
Painel 2	0.045	3.5	3.2	4.4	5.440588	0.628796	0.352362	0.87551	14.08	2.46003	0.738767	1	0.646798	0.323399
Painel 3	0.003552	3.5	3.2	2.45	4.030199	0.91737	0.667205	0.502381	7.84	1.979526	0.634266	1	0.318643	0.159322
Painel 4	0.003552	3	2.45	2.45	3.464823	0.785398	0.719585	0.445695	6.0025	1.125775	0.721024	1	0.321357	0.160678
Painel 5	0.045	3	2.45	4.4	5.03612	0.508063	0.366238	0.848751	10.78	2.336075	0.681449	1	0.57838	0.28919
Painel 6	0.003552	3	2.45	2.45	3.464823	0.785398	0.719585	0.445695	6.0025	1.125775	0.721024	1	0.321357	0.160678
Painel 7	0.003552	3	2.5	2.45	3.500357	0.795499	0.715923	0.451186	6.125	1.125775	0.726189	1	0.327646	0.163823
Painel 8	0.045	3	2.5	4.4	5.060632	0.516695	0.36535	0.85371	11	2.336075	0.687268	1	0.586728	0.293364
Painel 9	0.003552	3	2.5	2.45	3.500357	0.795499	0.715923	0.451186	6.125	1.125775	0.726189	1	0.327646	0.163823

Com as larguras das escoras calculadas é possível inserir o modelo no SAP2000 e iniciar a análise.

A regra 4.3.6.3.1(2) sugere que se deve desprezar um em cada três ou quatro painéis de enchimento num pórtico plano (não considerar um painel em cada três painéis, significa que esse painel foi projetado para fora do plano). Isto implica um elevado número de combinações, sendo impossível testar neste trabalho todas. Deste modo, foram escolhidas sete combinações de distribuição de painéis de alvenaria a partir do pórtico base preenchido com paredes de alvenaria. A escolha destas combinações não teve um critério específico, tentou-se apenas variá-las o máximo possível de forma obter-se resultados diferentes e identificar os mais gravosos.

Inicialmente todos os pórticos das diversas combinações têm três pisos, que são aumentados até ao nono piso, para testar a influência das paredes de alvenaria em altura. Para cada combinação foi elaborado um gráfico com a maior variação de esforços (esforço axial e momentos fletores). Estas variações foram calculadas em relação ao pórtico sem paredes de alvenaria e ao pórtico com paredes de alvenaria.

#### 6.1.1. Combinação 1

Nesta combinação foi retirado alternadamente um painel da extremidade de cada piso, como representa a figura 6.4.

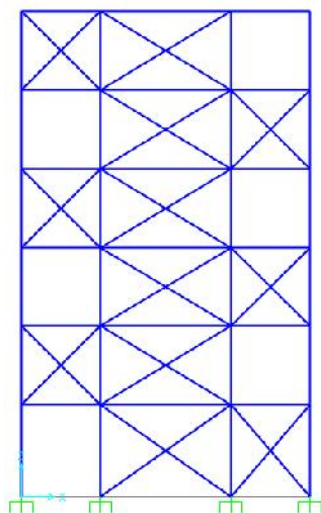


Fig. 6.4 - Edifício da combinação 1 com seis pisos.

No programa de cálculo automático, foram retirados os esforços de todos os pilares dos pórticos e procedeu-se ao cálculo da variação dos esforços, obtendo-se os resultados para o momentos fletores da combinação 1 na figura 6.5. Em que M0 é o momento fletor do pórtico sem paredes, M1 o momento fletor do pórtico com paredes e M2 o momento fletor da combinação.

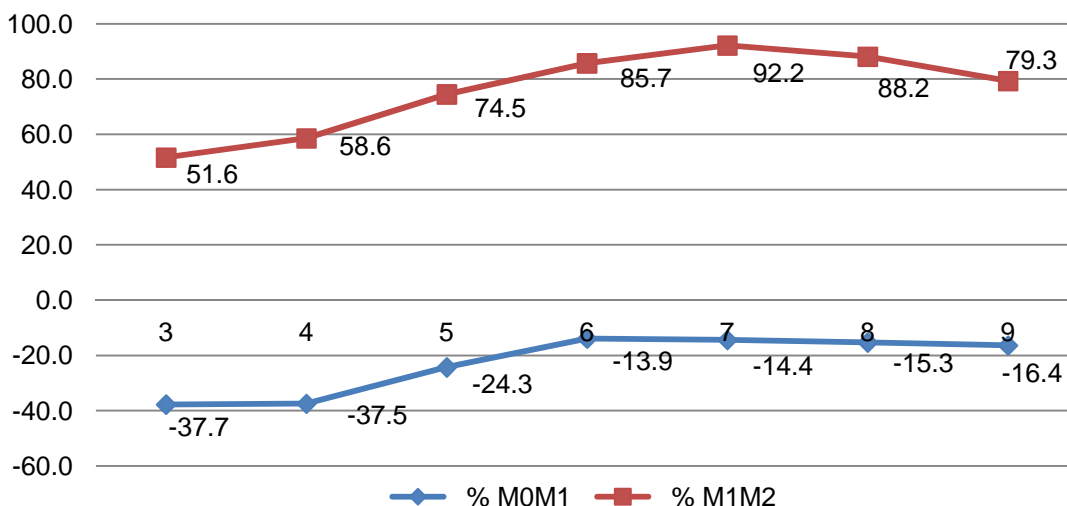


Fig.6.5 - Maior variação de momentos fletores na estrutura para a combinação 1 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.

Os resultados para a variação de esforços axiais encontram-se na figura 6.6, em que N0 é o esforço axial para o pórtico sem paredes de alvenaria, N1 o esforço axial para o pórtico com paredes de alvenaria e N2 o pórtico da combinação.

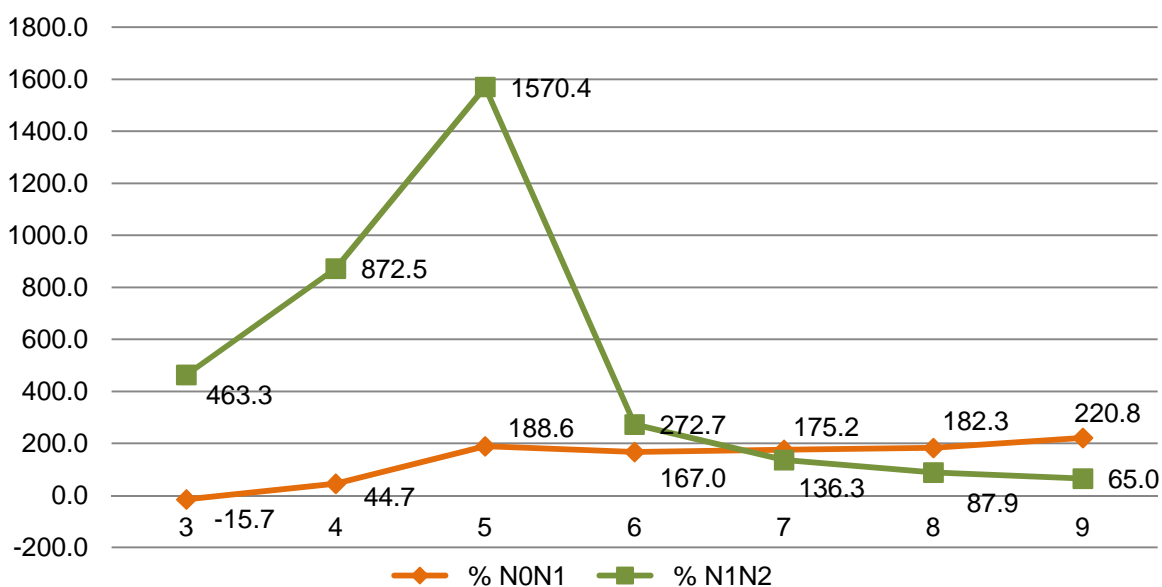


Fig.6.6 - Maior variação de esforço axial na estrutura para a combinação 1 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.

Para as restantes combinações foi efetuado o mesmo procedimento que na combinação 1, obtendo-se os resultados seguintes para as restantes combinações de painéis.

### 6.1.2. Combinação 2

O critério da distribuição de painéis da combinação 2, encontra-se na figura 6.7. E os gráficos com as variações máximas de momentos fletores e esforço axial encontram-se respetivamente na figura 6.6 e 6.7.

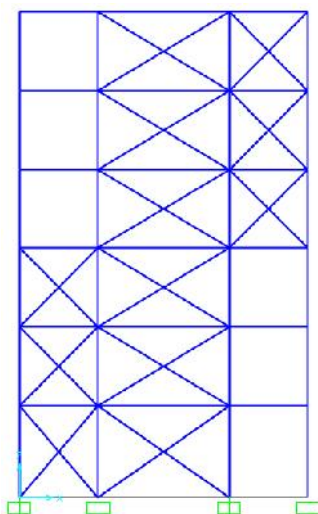


Fig. 6.5 - Edifício da combinação 2 com seis pisos.

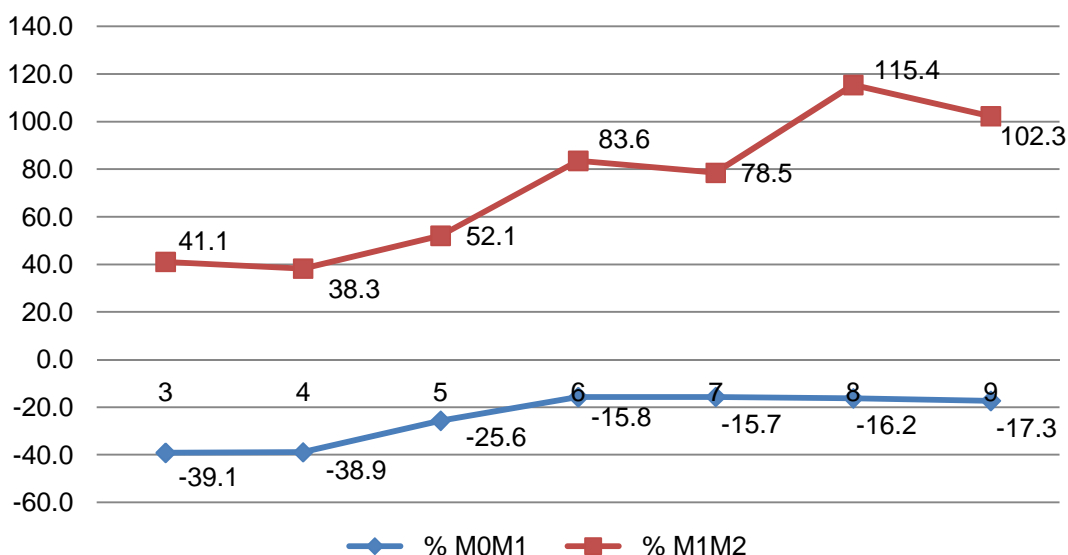


Fig.6.8 - Maior variação de momentos fletores na estrutura para a combinação 2 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.

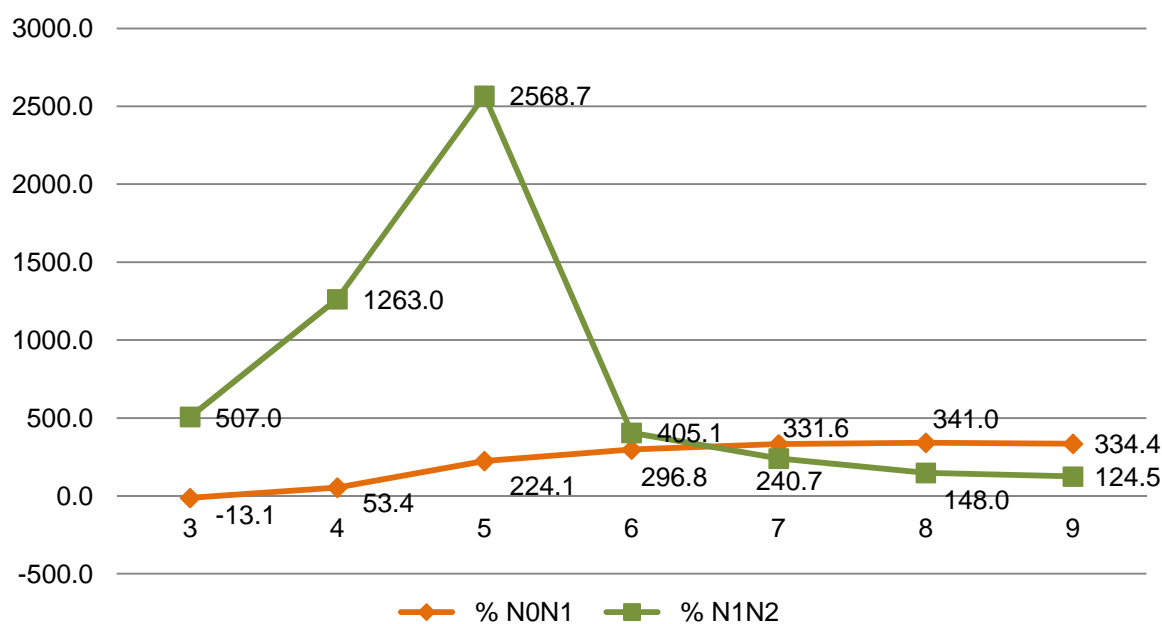


Fig.6.9 - Maior variação de esforço axial na estrutura para a combinação 2 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.

### 6.1.3. Combinação 3

O critério da distribuição de painéis da combinação 3, encontra-se na figura 6.10. E os gráficos com as variações máximas de momentos fletores e esforço axial encontram-se respetivamente na figura 6.11 e 6.12.

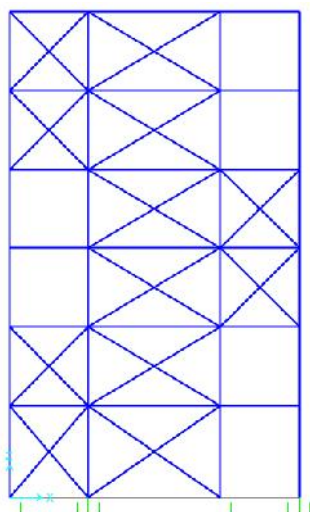


Fig. 6.10 - Edifício da combinação 3 com seis pisos.

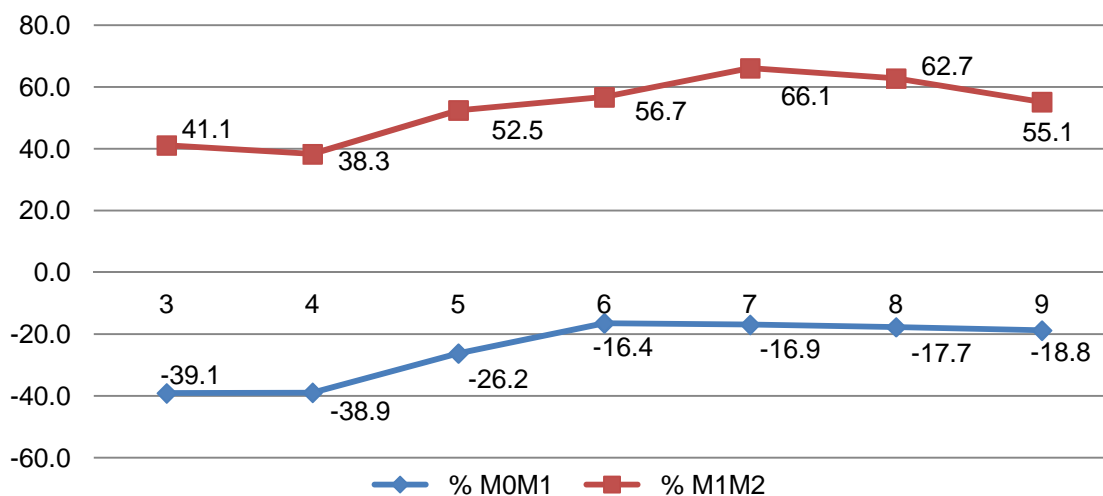


Fig.6.11 - Maior variação de momentos fletores na estrutura para a combinação 3 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.

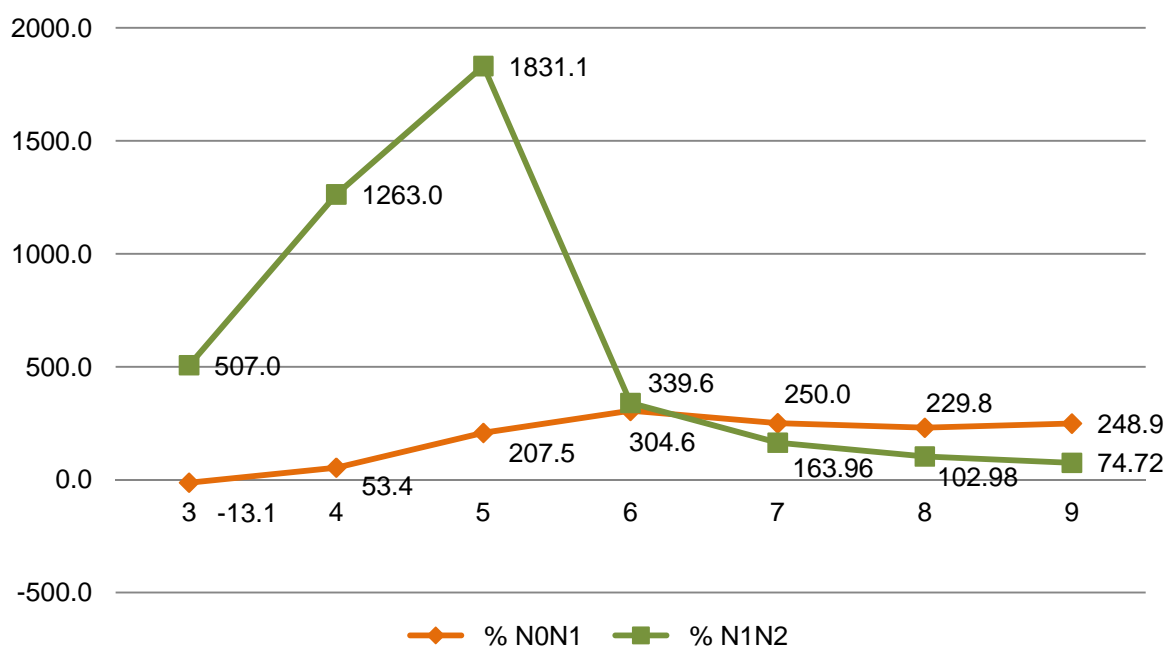


Fig.6.12 - Maior variação de esforço axial na estrutura para a combinação 3 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.

#### 6.1.4. Combinação 4

Na figura 6.13 está representada a distribuição de painéis da combinação 4. Na figura 6.14 e 6.15 encontram-se os gráficos com as variações máximas de momentos fletores e esforço axial.

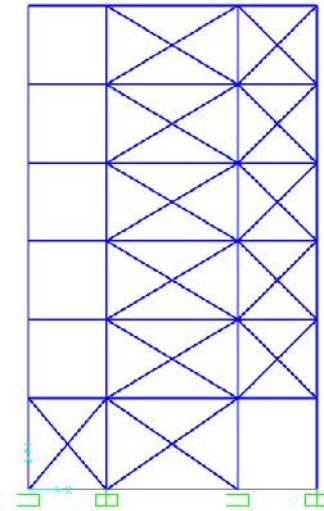


Fig. 6.13 - Edifício da combinação 4 com seis pisos.

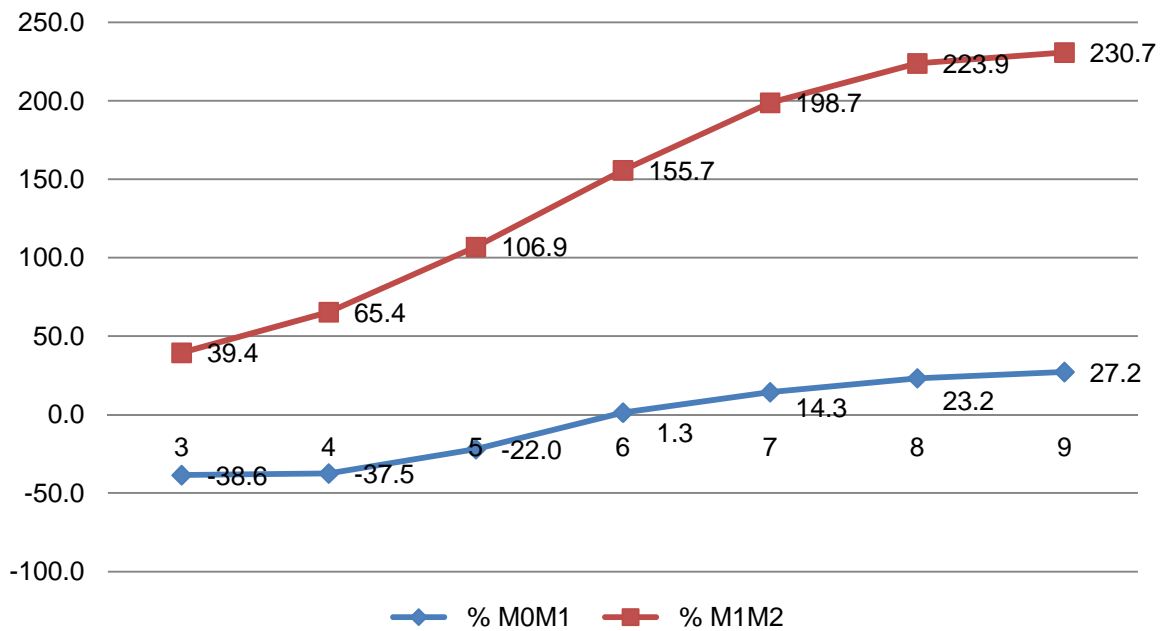


Fig.6.14 - Maior variação de momentos fletores na estrutura para a combinação 4 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.

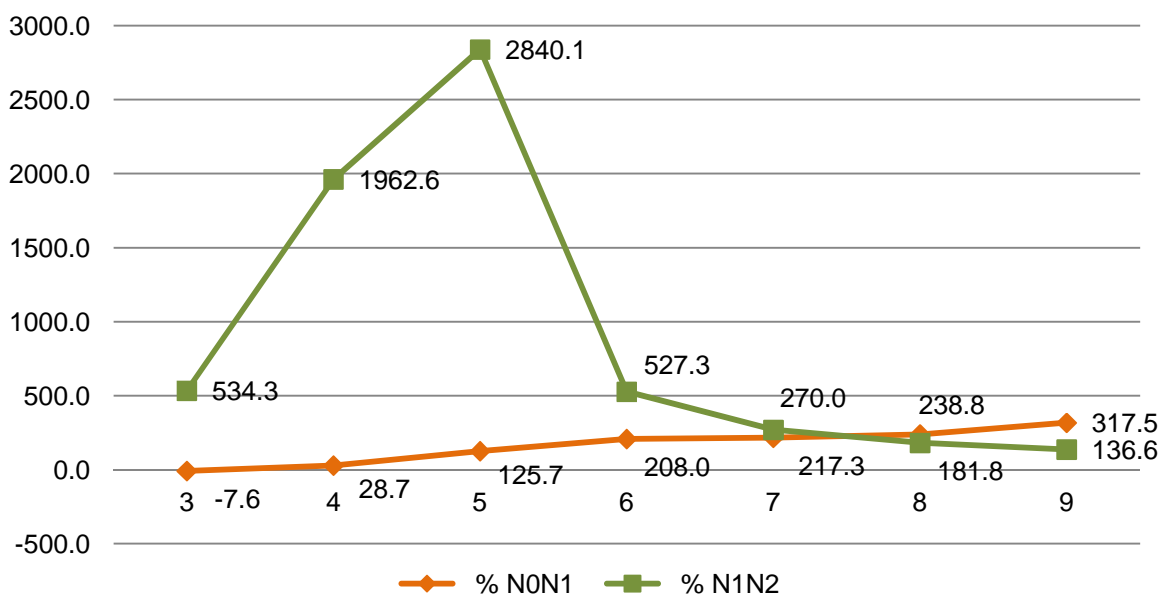


Fig.6.15 - Maior variação de esforço axial na estrutura para a combinação 4 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.

### 6.1.5. Combinação 5

Na figura 6.16 está representada a distribuição de painéis da combinação 5. Na figura 6.17 e 6.18 encontram-se os gráficos com as variações máximas de momentos fletores e esforço axial.

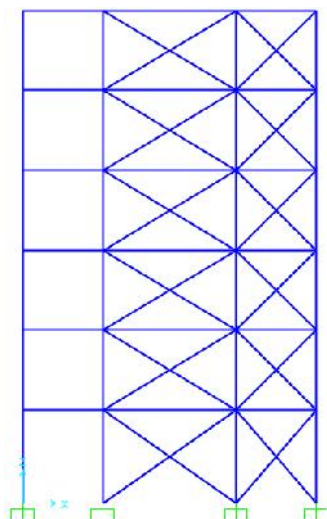


Fig. 6.16 - Edifício da combinação 5 com seis pisos.

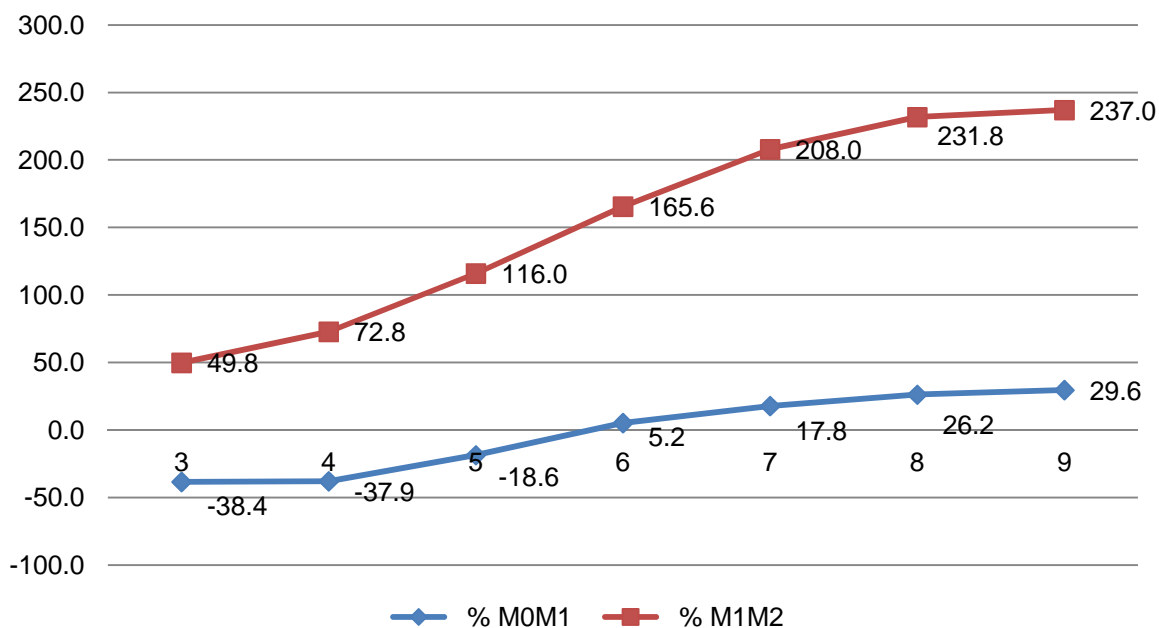


Fig.6.17 - Maior variação de momentos fletores na estrutura para a combinação 5 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.

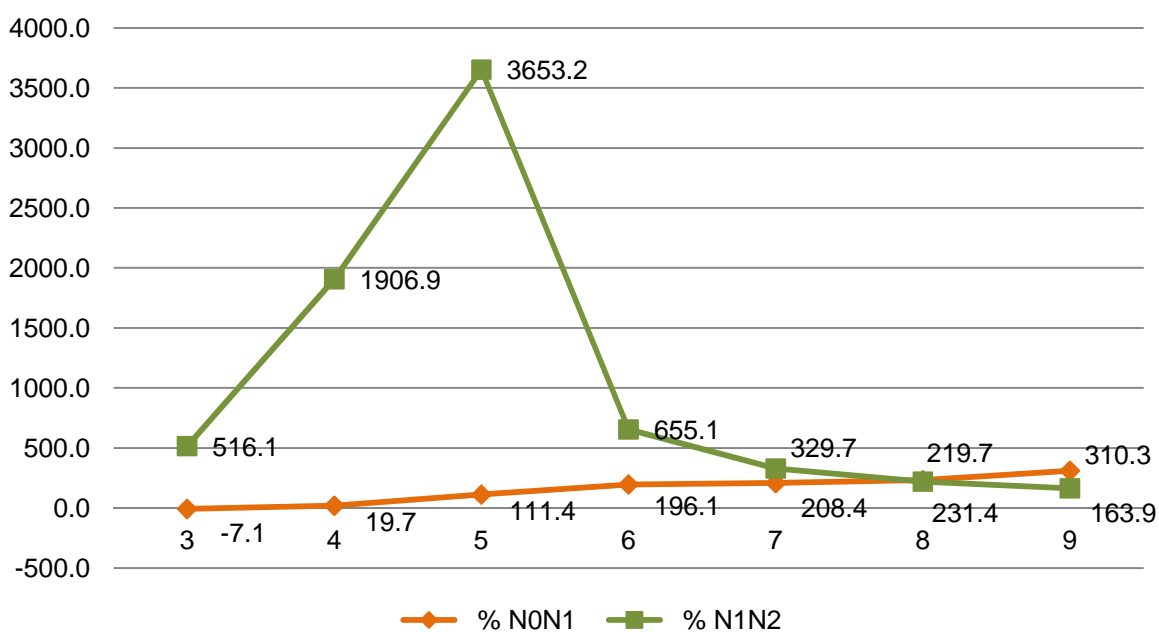


Fig.6.18 - Maior variação de esforço axial na estrutura para a combinação 5 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.

### 6.1.6. Combinação 6

O critério da distribuição de painéis da combinação 6, encontra-se na figura 6.19. E os gráficos com as variações máximas de momentos fletores e esforço axial encontram-se respetivamente na figura 6.20 e 6.21.

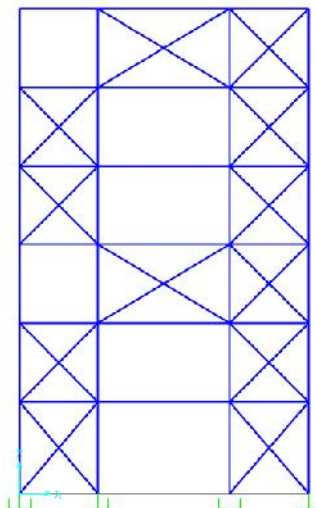


Fig. 6.19 - Edifício da combinação 6 com seis pisos.

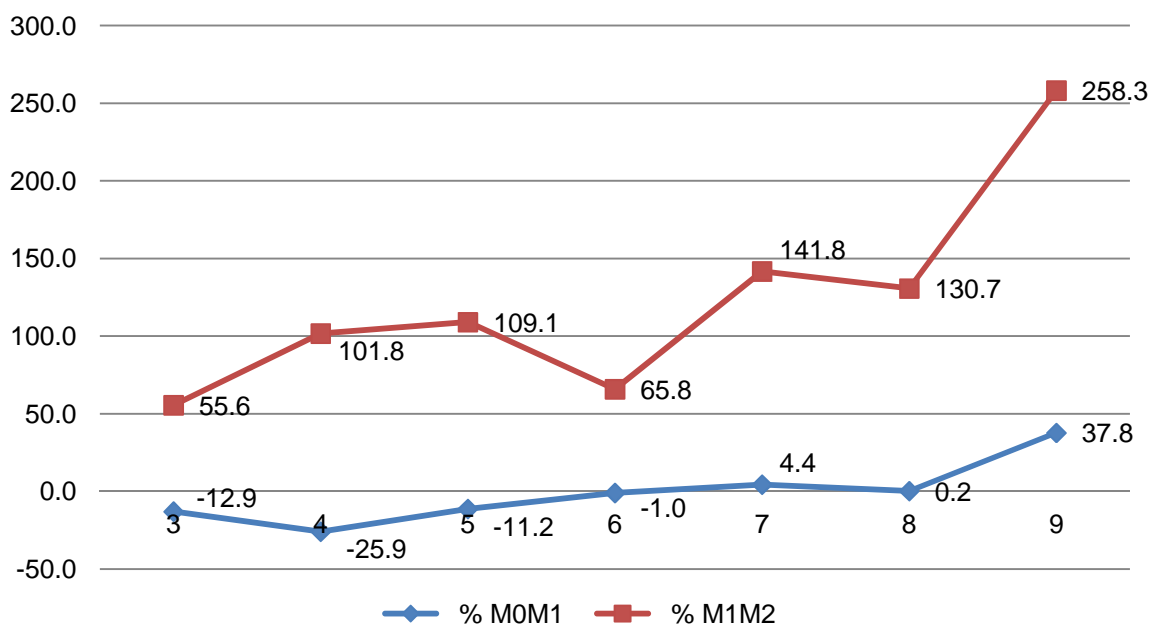


Fig.6.20 - Maior variação de momentos fletores na estrutura para a combinação 6 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.

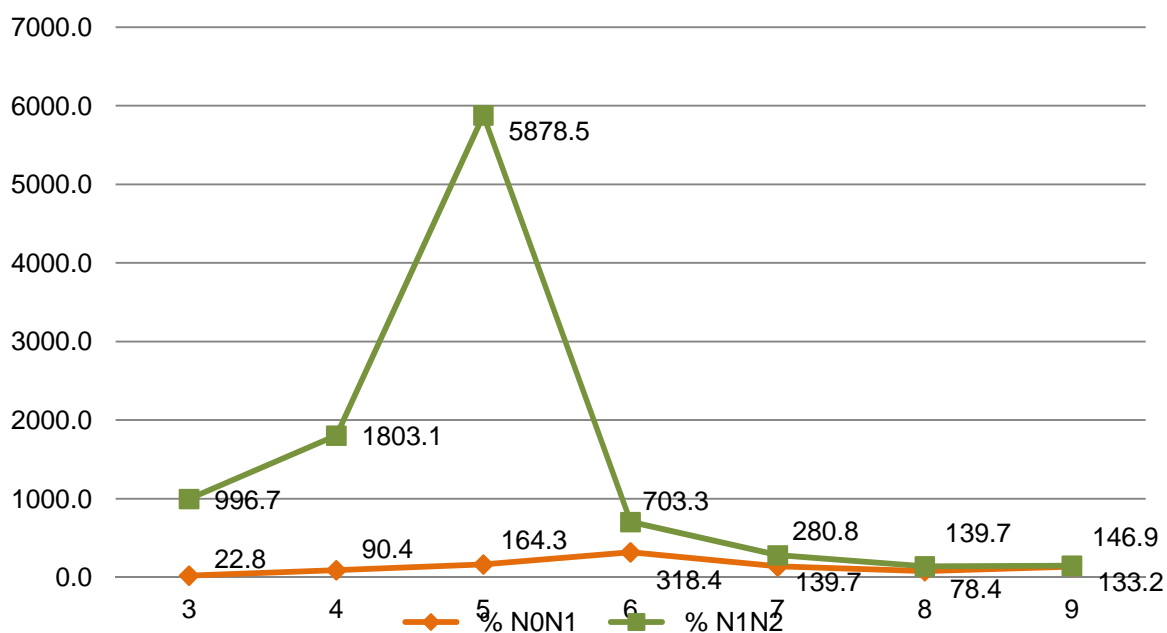


Fig.6.21 - Maior variação de esforço axial na estrutura para a combinação 6 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.

### 6.1.7. Combinação 7

A distribuição de painéis da combinação 7, encontra-se na figura 6.22. E os gráficos com as variações máximas de momentos fletores e esforço axial encontram-se respetivamente na figura 6.23 e 6.24.

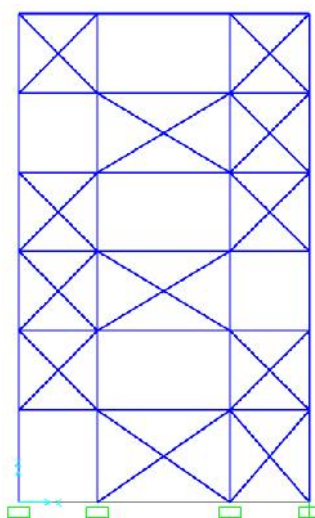


Fig. 6.22 - Edifício da combinação 7 com seis pisos.

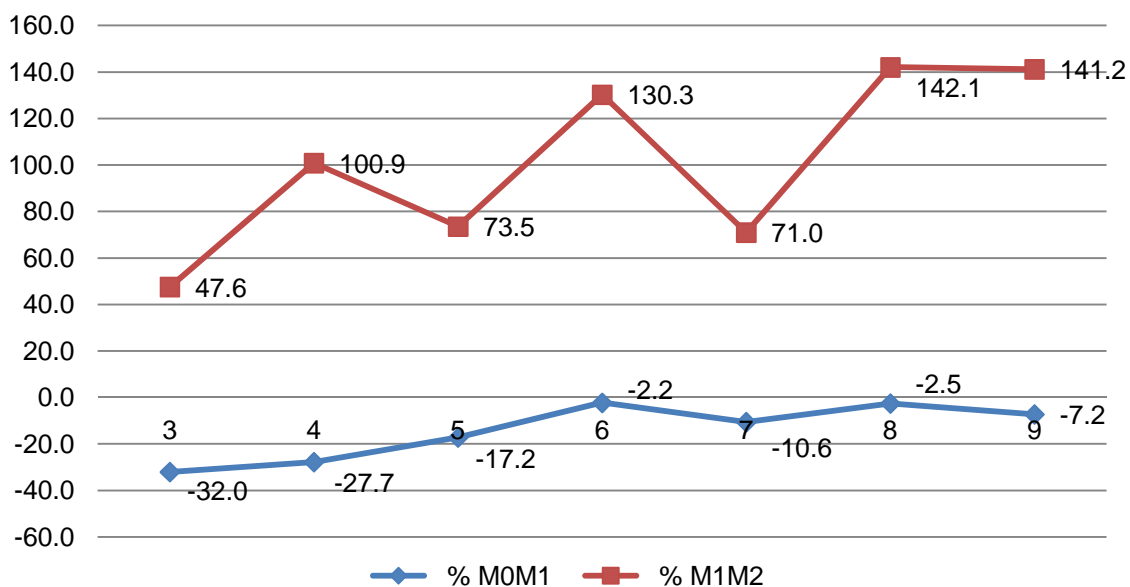


Fig.6.23 - Maior variação de momentos fletores na estrutura para a combinação 7 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.

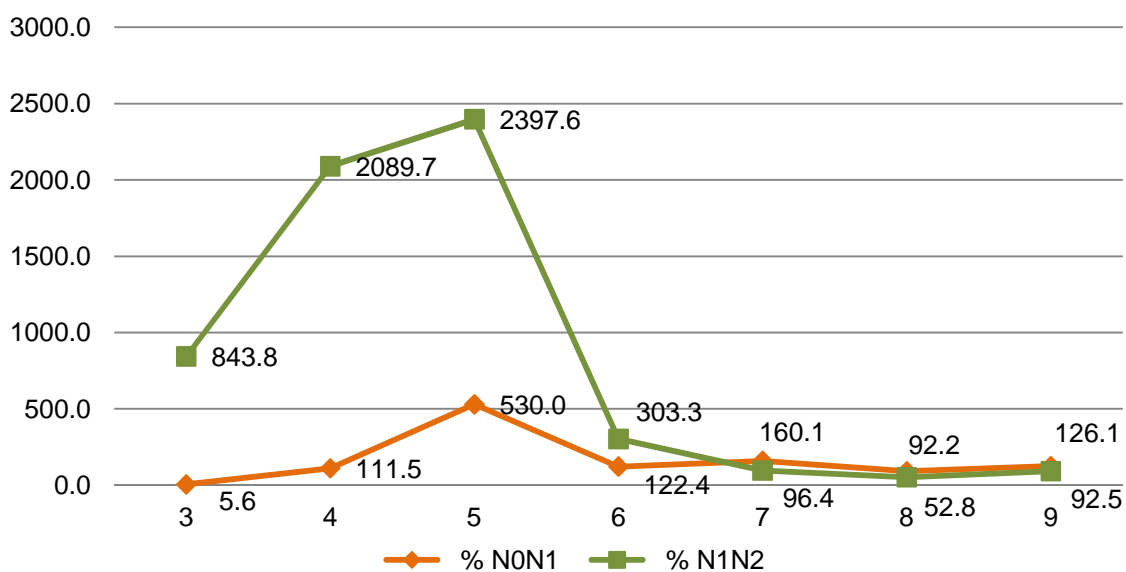


Fig.6.24 - Maior variação de esforço axial na estrutura para a combinação 7 em relação ao pórtico sem paredes e com paredes de alvenaria.

Em todas as combinações de edifícios testados neste trabalho não tiveram variações significativas da percentagem de massa mobilizada da estrutura em comparação com o pórtico sem paredes de alvenaria e com paredes de alvenaria.

## 6.2. Análise sensibilidade em planta

Muitos edifícios existentes são irregulares no plano por causa da distribuição assimétrica de paredes de alvenaria de enchimento.

Nesta análise em planta utilizou-se como base o pórtico da combinação 5 com seis pisos (uma das combinações mais gravosas) e criou-se um edifício constituído por quatro pórticos idênticos ao da combinação 5 exceto um que tem os painéis de alvenaria todos preenchidos (Fig. 6.25). A ligação entre os pórticos foi feita através de seis diafragmas (cada um correspondente a cada piso). Não foram inseridas vigas na direção y, de forma a captar melhor o efeito.

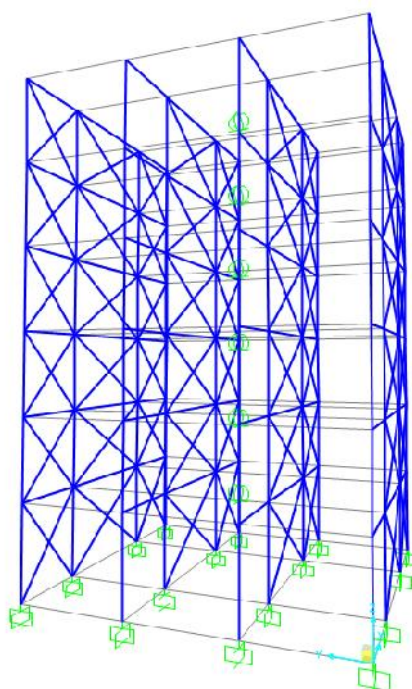


Fig. 6.25 - Estrutura do edifício do estudo da análise de sensibilidade em altura.

Foi necessário calcular o centro de massa de cada piso e o momento de inércia. Em que o piso 1 tem uma  $m_1=173.56$  ton, o piso 2 tem uma  $m_2=169.8$  ton e o restantes pisos têm uma  $m_n=128.6$  ton. O momento polar de inércia traduz-se pela expressão 6.1, em que:

$$J = \frac{m_x}{A} \times \left( \frac{L_x \times L_y^3}{12} + \frac{L_y \times L_x^3}{12} \right) \quad (6.1)$$

Desta forma, obtiveram-se os seguintes resultados para casa piso:

$$J_1=3832.7832 \text{ ton/m}^2; J_2=3749.75 \text{ ton/m}^2; J_n=2839.9167 \text{ ton/m}^2.$$

Com todos os parâmetros inseridos no SAP2000, verificou-se o efeito de torção na estrutura. Obtiveram-se os seguintes diagramas de momentos fletores (Fig. 6.26) (para o pórtico igual à combinação 5 do estudo de sensibilidade em altura).

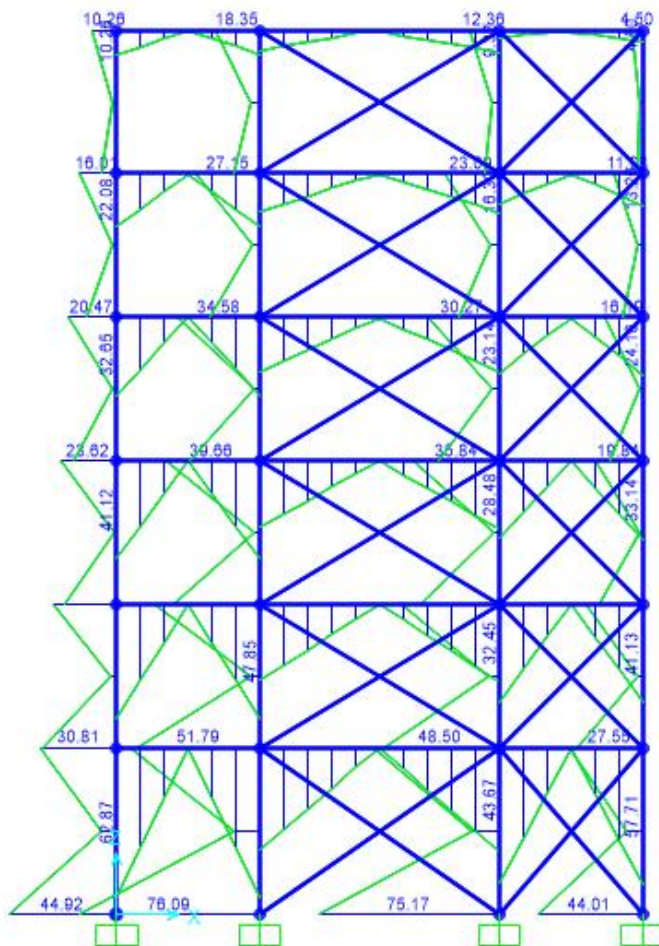


Fig. 6.26 - Diagrama de momentos fletores do pórtico do estudo da análise de sensibilidade em planta.

Podendo-se verificar que não existiram variações significativas em relação ao pórtico da combinação 5 do estudo de sensibilidade em altura (Fig. 6.27).

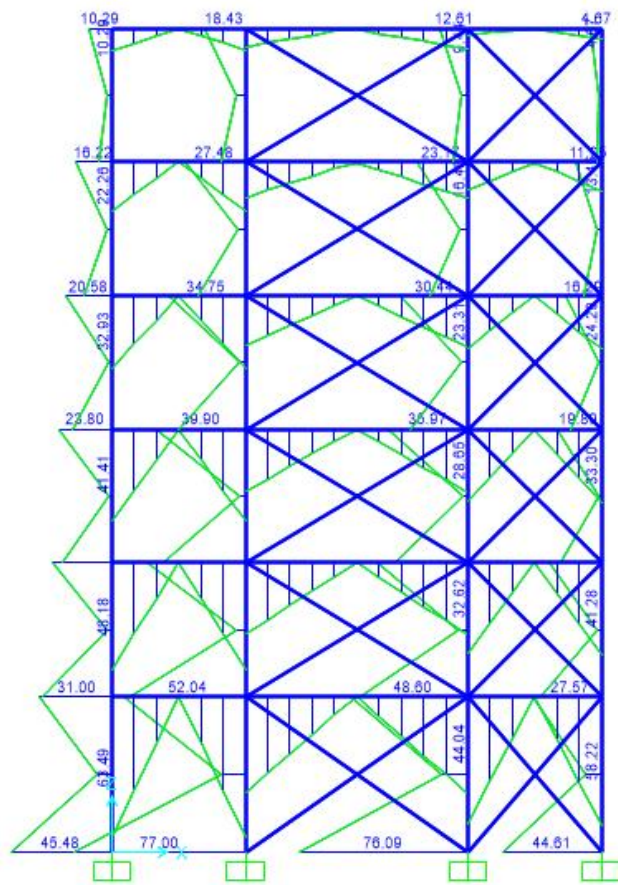


Fig. 6.26 - Diagrama de momentos fletores do pórtico da combinação 5 da análise de sensibilidade em altura.



## **7. DISCUSSÃO DE RESULTADOS**

O primeiro estudo teve como objetivo ilustrar a utilização de macromodelos na modelação de paredes de alvenaria de enchimento e a sua influência global e local, designadamente o recurso a ferramentas de desenho assistido por computador na definição das dimensões dos macroelementos. Para tal, foram modelados diferentes padrões de alvenaria de enchimento e foram verificados quais os efeitos que provocam nas estruturas. Estes padrões foram analisados individualmente de maneira a permitir verificar como cada padrão afeta a estrutura, nomeadamente ao nível das frequências, percentagem de massa mobilizada e esforços. Dos resultados obtidos neste trabalho, fica evidente o efeito das alvenarias de enchimento na resposta sísmica global das estruturas de betão armado.

Para saber a influência das alvenarias os diferentes padrões foram comparados com um pórtico de betão armado sem alvenarias (caso de estudo 1).

Relativamente ao caso de estudo 2, a percentagem de massa mobilizada no primeiro modo aumentou, as frequências também aumentaram, deste modo as paredes tornaram a estrutura mais rígida. Os esforços diminuíram no geral, mas no pilar P1 do piso térreo aumentaram cerca de 32% o esforço axial. Isto acontece, porque quando são inseridas as paredes de alvenaria na estrutura, a estrutura assume-se como um corpo rígido e assim os esforços são distribuídos para que haja equilíbrio de esforços.

No caso de estudo 3 toda a massa é praticamente mobilizada no primeiro modo de vibração (96%) e a deformação está concentrada toda nos pilares do piso térreo (na zona vazada). As frequências também aumentaram mas a estrutura é mais flexível que no caso de estudo 2. Os esforços aumentaram em quase todo o piso térreo, podendo-se concluir que estruturas com pisos vazados são prejudiciais para a resposta sísmica das estruturas.

No caso de estudo 4 verifica-se que a percentagem de massa mobilizada no primeiro modo de vibração e as frequências também aumentaram em comparação com o caso de estudo 1, os esforços transversos na zona da abertura aumentaram (mecanismo pilar curto), havendo eventuais roturas por corte induzidas pelas alvenarias de enchimento.

No caso de estudo 5 (paredes de alvenaria com aberturas) a estrutura é um pouco mais flexível que no caso 2 (frequências um pouco menores). Os esforços só aumentaram no pilar P1. No cálculo da largura da escora verificou-se, uma redução da largura desta, como seria de esperar, visto a consideração do fator de redução  $R_1$  diferente de um.

Em suma, em relação às frequências houve um aumento das mesmas, tornando a resposta sísmica da estrutura mais rígida. Relativamente aos esforços, no geral diminuíram significativamente, mas existem casos em que aumentaram prejudicando a resposta sísmica da estrutura, nomeadamente nas estruturas com pisos vazados e pilares curtos.

Relativamente à consideração da excentricidade  $I_c$ , em todos os casos houve um aumento do esforço transversal e momentos fletores nessa zona (Anexo A.2 a A.7). Sendo importante considerá-la, mas torna-se pouco viável na fase da execução do projeto de estruturas (nomeadamente em inserir esta excentricidade no programa de cálculo automático).

Apesar do método da biela equivalente ser um método simples é muito trabalhoso, agravando-se esse trabalho se for considerada a excentricidade  $I_c$ .

Quanto ao estudo da análise de sensibilidade em altura, obtiveram-se resultados interessantes em relação aos esforços da estrutura sem paredes de alvenaria e com paredes de alvenaria.

Em relação aos momentos fletores, das sete combinações desenvolvidas, verificou-se que as combinações 4, 5 e 6 são as mais gravosas. Nestas combinações os momentos fletores em certos pisos ultrapassam os momentos fletores da estrutura sem paredes (efeitos negativos). Um exemplo é o da combinação 5, no 7º piso, em que na estrutura sem paredes de alvenaria tem-se um momento fletor de 4.9347KN/m e na combinação 5 tem-se um momento fletor de 5.8142 KN/m, apresentando uma variação de 17.82%.

Em comparação ao pórtico com paredes de alvenaria, todas as combinações obtêm valores de momentos fletores superiores.

Na maior parte dos gráficos da variação dos momentos fletores, observa-se uma diferença da variação após o 6º piso (começa a estabilizar). Uma possível explicação poderá ser a relação entre o período fundamental da estrutura e o valor  $T_C$  do espectro de resposta de dimensionamento, abaixo do qual teremos o patamar de aceleração máxima, que para um terreno do tipo C é de 0.6, que é próximo do período fundamental da estrutura (verificar espectro de resposta do sismo 1 (Fig. 5.2)).

Em relação ao esforço axial, em todas as combinações os esforços ultrapassam os da estrutura com e sem paredes. A grande variação de esforço axial nos pilares trás efeitos muito negativos para a estrutura (efeitos de tração). Apesar da maior parte dos valores dos esforços serem pequenos (o que para efeitos de dimensionamento pode não ter muito significado), existem valores como o caso da combinação 4, em que no 5º piso, tem-se uma variação de 2840%, provocada pela subida de esforço de 1.463KN para 43.013KN. Estas variações elevadas principalmente nos primeiros pisos, têm a ver com a estrutura trabalhar como um corpo rígido originando um efeito tipo "alavanca". Quando o número de pisos vai aumentando, a estrutura apresenta maiores deformações, reduzindo este efeito.

A probabilidade de na realidade acontecerem as combinações de painéis projetados para fora do plano, estudada neste trabalho, parece ser muito pequena. Pela bibliografia consultada, a projeção total do painel para fora do plano ocorre normalmente no piso térreo e/ou no primeiro piso, mas não se pode pôr de parte a hipótese de acontecer noutros pisos.

Assim sendo, os resultados demonstram que o estudo de sensibilidade é muito importante, mas muito difícil de executar manualmente (quase impossível na prática regular de projeto). Existem inúmeras combinações de painéis que se podem fazer e obter muitos resultados. Neste trabalho foram considerados pórticos de dimensões simples e com poucos painéis, num projeto real torna-se muito mais complicado.

Em relação ao efeito das alvenarias de enchimento no agravamento da torção, os resultados obtidos no estudo realizado mostram que pode existir agravamento dos esforços, contudo não são muito conclusivos face à pouca extensão do estudo realizado.



## **8. CONCLUSÕES**

Dada a grande utilização de painéis de alvenaria de enchimento na construção em Portugal, a sua importância tem sido crescente ao longo dos últimos tempos.

A resposta sísmica destes elementos, nomeadamente às ações horizontais (entre outras as sísmicas) é muito complexa e depende de muitos fatores, como: qualidade da mão de obra, propriedades dos materiais, ligação entre o painel e o pórtico envolvente, etc.

Da observação dos danos de sismos recentes, é clara a influência dos painéis de alvenaria de enchimento na resposta global do edifício.

No método de modelação utilizado nesta dissertação, método da biela equivalente, verifica-se que algumas das expressões apresentadas para a determinação da largura das escoras comprimidas requerem um cálculo muito individualizado, o que torna muito difícil a sua utilização, face às exigências correntes de projeto.

Os pisos totalmente vazados de alvenarias e os pilares curtos, são das situações que apresentam ter um efeito muito prejudicial sobre as estruturas de betão armado. Sublinha-se a importância que deve ser dada a estes dois casos.

As análises de sensibilidade são importantes, mas um longo caminho ainda tem de ser percorrido. Novos programas de cálculo automático terão que ser desenvolvidos, de forma a ser viável executar estas análises no projeto de estruturas, nomeadamente atendendo às exigências do Eurocódigo 8 em relação aos edifícios DCH.

Desta forma, pode-se concluir que, segundo os resultados obtidos neste trabalho, fica claro o efeito das alvenarias de enchimento na resposta sísmica global das estruturas de betão armado e que deve ser promovida a consideração dos seus efeitos no dimensionamento e verificação da segurança das estruturas de betão armado.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AL-CHAAR, G., (2002). *Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures*, ERDC/CERL TR-02-1 Report. Washington, D.C.: U.S. Army Corps of Engineers, p. 88.

ANIL, Ö., ALTIN, S., (2007). *An experimental study on reinforced concrete partially infilled frames*, Engineering Structures, Vol. 29, p. 449-460.

ASTERIS, P. G., KAKALETSIS, D. J., CHRYSOSTOMOU, C. Z., SMYROU, E.E., (2011). *Failure Modes of In-filled Frame*, Electronic Journal of Structural Engineering, 2011, p. 10.

ATC, (1998). *Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings: basic procedures manual*. FEMA 306 Report. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.

BACHMANN, H., (2003). *Seismic Conceptual Design of Buildings – Basic principles for engineers, architects, building owners, and authorities*. Swiss Federal Office for Water and Geology, BBL, Vertrieb Publikationen. CH-3003 Bern. p. 82.

BLOGDOPETCIVIL.

([http://petcivilufjf.files.wordpress.com/2010/11/2\\_\\_180120102911\\_execucao\\_de\\_alvenaria\\_s\\_etime\\_pavimento.jpg?w=225&h=300](http://petcivilufjf.files.wordpress.com/2010/11/2__180120102911_execucao_de_alvenaria_s_etime_pavimento.jpg?w=225&h=300)). Último acesso 8 de Outubro de 2014.

BRCONNECT. (<http://www.brconnect.com.br/wp-content/uploads/paredes-alvenaria.jpg>). Último acesso 23 de Setembro de 2014.

BRAGA, A.M.G.S.; ESTÊVÃO, J.M.C. (2007). *Estudo da viabilidade da construção em alvenaria confinada no Algarve*. Sísmica 2007 – 7º congresso de sismologia e engenharia sísmica, p. 14.

BRAGA, F., MANFREDI, V., MASI, A., SALVATORI, A., VONA, M., (2010). *Performance of non-structural elements in RC buildings during the L'Aquila, 2009 earthquake*. Springer Science + Business Media B.V., p. 18.

CABAL, R. A., CUARESMA, E., D., ESCRIBANO, R., R., (2013). *El Terramoto de Lorca. Efectos en los edificios*. Editado por el Consorcio de Compensación de Seguros, Consorcio de Compensación de Seguros.

COMPUTERS & STRUCTURES, I, (2013). *SAP 2000 Advanced – Integrated Software for Structural Analysis & Design*, Analysis Reference Manual. Version 16.0.0. Berkeley.

CORELLA, P., M., (2011). *Terremoto de lorca 12 mayo 2011*, p. 59, Granada.

CRISAFULLI, F. J., CARR, A. J., PARK, R., (2000). *Analytical modelling of infilled frames structures - A general review*. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, vol. 33, pp. 30-47.

DAS, D., MURTY, C. V. R., (2004). *Brick masonry infills in seismic design of RC framed buildings: Part 1 - Cost implications*, The Indian Concrete Journal, p.6.

ESTÊVÃO, J.M.C., (2012). *Efeito da ação sísmica no comportamento de edifícios de betão armado com alvenarias de enchimento*. Tese de doutoramento, Instituto Superior Técnico, UTL, Lisboa.

BRAGA, A.M.G.S.; ESTÊVÃO, J.M.C. (2007). Estudo da viabilidade da construção em alvenaria confinada no Algarve. 7º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica. Porto: Faculdade de Engenharia, UP. Livro de atas, p.293-294, CD063, p.14.

ESTÊVÃO, J.M.C., OLIVEIRA, C. S., (2014). *Novo método de análise de estruturas com alvenarias de enchimento*. 5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, p.15.

FARDIS, M. N., (2009). *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings*, Springer, p.743.

GOULA, X., IRIZARRY, J., FIGUERAS, S., MACAU, A., (2011). *El Terremoto de Lorca del 11 de Mayo de 2011*, p. 91, Barcelona.

IPQ, NP EN 1992-1-1 (2010). *Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão armado. Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios*. Caparica, Portugal: Instituto Português da Qualidade, p.259.

IPQ, NP EN 1998-1 (2010). *Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos. Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios*. Instituto Português da Qualidade, Caparica, Portugal, p.230.

KEYVANI, J. ; FARZADI, M., (2011). *Impact of brick infill walls on the seismic behavior of reinforced concrete frames using finite element method*. Asian Journal of Civil Engineering. Vol. 12, p. 789-802.

KORKMAZ, K. A., DEM R, F., S VR , M., (2007). *Earthquake Assessment of R/C Structures with Masonry Infill Walls*, International Journal of Science & Technology Vol. 2, No 2, 155-164, Turquia.

LEE, H.-S. ; WOO, S.-W., (2002). *Effect of masonry infills on seismic performance of a 3-storey R/C frame with non-seismic detailing*. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. Vol. 31, 2, p. 353-378.

LETERTRE, F., RENAUD, H., (1978). *Travaux de maçonnerie et finitions*. Éditions Foucher, Paris.

LEUCHARS, J. M., SCRIVENER, J. C., (1976). *Masonry Infills Panels Subjected to Cyclic In-Plane Loading*. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 9, Nº 2, p. 122-131.

LIAUW, T. C., KWAN, K. H., (1983). *Plastic theory of non-integral infilled frames*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers (London), Part 2, p. 379-396.

LOURENÇO, P. B.; OLIVEIRA, D. V.; FONSECA, G. M. ; SILVA, R. M., (1998). *Simulação da rotura de painéis de alvenaria em estruturas porticadas*, Em JPEE 98 - Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, p. 121-130, Lisboa: LNEC.

MAINSTONE, R. J., (1962). *Discussion on steel frames with brickwork and concrete infilling*, Proc., Instn. Civ. Engrs., p.94-99.

MANFREDI, G., (2009). *Il terremoto de L'aquila: esperienze e lezioni per l'ingegneria sismica*, p. 48.

MEHRABI, A. B. ; SHING, P. B., (1997). *Finite element modeling of masonry-infilled RC frames*. Journal of Structural Engineering. Vol. 123, 5, p. 604-613.

MELI, R., BRZEV, S., ASTROZA, M., BOEN, T., CRISAFULLI, F., DAI, J., FARSI, M., HART, T., MEBARKI, A., MOGHADAM, A. S., QUIUN, D., TOMAZEVIC, M., YAMIN, L., (2011). *Seismic design guide. For low-rise confined masonry buildings*. Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California.

MONACO, P., TOTANI, G., BARLA, G., CAVALLARO, A., COSTANZO, A., D'ONOFRIO, A., EVANGELISTA, L., FOTI, S., GRASSO, S., LANZO, G., MADIAI, C., MARASCHINI, M., MARCHETTI, S., MAUGERI, M., PAGLIAROLI, A., PALLARA, O., PENNA, A., SACCENTI, A., MAGISTRIS, F., S., SCASSERRA, G., SILVESTRI, F., SIMONELLI, A., L., SIMONI, G., TOMMASI, P., VANNUCCHI, G., VERRUCCI, L., (2009). *Geotechnical aspects of the l'aquila earthquake*, Earthquake Geotechnical Engineering Satellite Conference, XVIIth International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, p. 59, Alexandria, Egito.

PIRES, F. M. G., (1990). *Influência das paredes de alvenaria no comportamento de estruturas reticuladas de betão armado sujeitas a acções horizontais*, p.469, Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

REGALADO, F., LLORET, V., (2012). *Análisis y reflexiones sobre los terremotos del 11 de Mayo del 2011 acontecidos en Lorca (sugerencias para el futuro)*, p. 178.

Romão, X., Costa, A., A., Paupério, E., Rodrigues, H., Vicente, R., Varum, H., Costa, A., (2013). *Field observations and interpretation of the structural performance of constructions after the 11 May 2011 Lorca earthquake*. Engineering Failure Analysis Volume 34, p. 670–692.

- SMYROU, E., BLANDON, C., ANTONIOU, S., PINHO, R., CRISAFULLI, F., (2011). *Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames*, Journal Article, Bulletin of Earthquake Engineering, V9, N5, p. 16.
- SHING, P. B., MEHRABI, A. B., (2002). *Behaviour and analysis of masonry-infilled frames*, Progress in Structural Engineering and Materials, Vol. 4, 3 (2002), p. 320-331.
- SOUSA, H. D., (2002). *Alvenarias em Portugal. Situação actual e perspectivas futuras*. Em Seminário sobre Paredes de Alvenaria, p.17-40, Porto.
- SOUSA, H. D., (1988). *Materiais para alvenaria. Apreciação de algumas produções e sugestões visando a melhoria da sua qualidade*, Dissertação de Mestrado, Universidade do Porto.
- TOMAŽEVI, M., (1999). *Earthquake-resistant design of masonry buildings*. London: Imperial College Press, 268 p.
- THOMAS, F. G., (1953). *The strength of brickwork*, Struct. Engrg., p. 44-46.
- VARUM, H., (2003). *Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings*, tese de doutoramento, Departamento Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro.
- VARUM, H.; RODRIGUES, H.; VICENTE, R.; COSTA, A., (2011). *A influência das paredes de enchimento na resposta sísmica de estruturas de edifício*, Civil, p. 18, Universidade do Minho.
- VERDERAME, G. M., IERVOLINO, I., RICCI, P., (2009). *Report on the damages on buildings. Following the seismic event of 6th of April 2009 time 1.32 (utc) – L’quila m=5.8*, Report on the damages on buildings following the seismic event of 6th of april 2009, V1.20, p. 17.
- VICENTE, R.; RODRIGUES, H.; VARUM, H.; COSTA, A.; MENDES DA SILVA, J.A.R., (2008). *Danos em paredes de alvenaria de fachada em edifícios. Correntes de betão armado: lições do sismo de Abril de 2009 de L’quila Itália*. Em 8º Congresso de sismologia e engenharia sísmica, p. 9, Aveiro: UA.
- WOOD, R. H. (1958). *The stability of tall buildings*, Institute Civil Engineers, p. 69-102.

## ANEXOS A - Distribuição dos diferentes padrões de alvenaria

### ANEXO A.1 - Utilização do programa EC8spec e respetivos espectros de resposta do sismo 1 e sismo 2

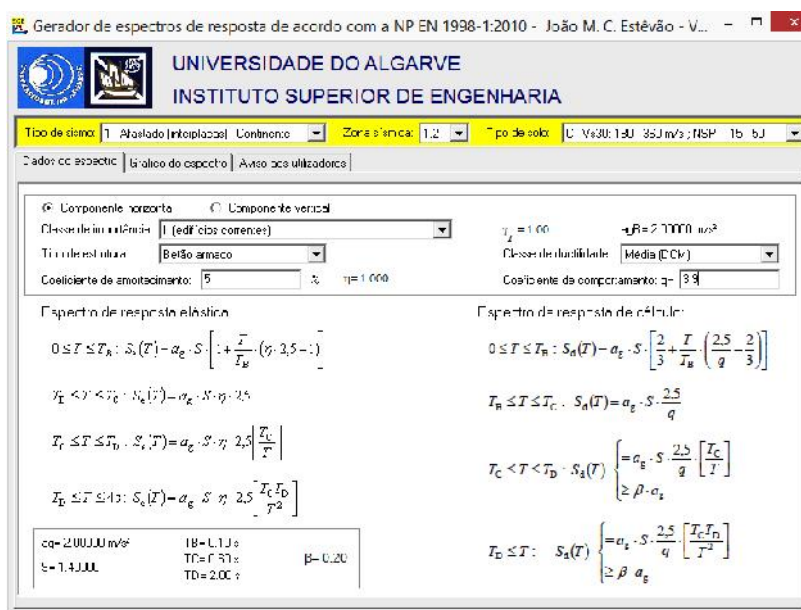


Fig. A.1 - Utilização do programa EC8spec, segundo sismo 1, para obter os espectros de resposta.

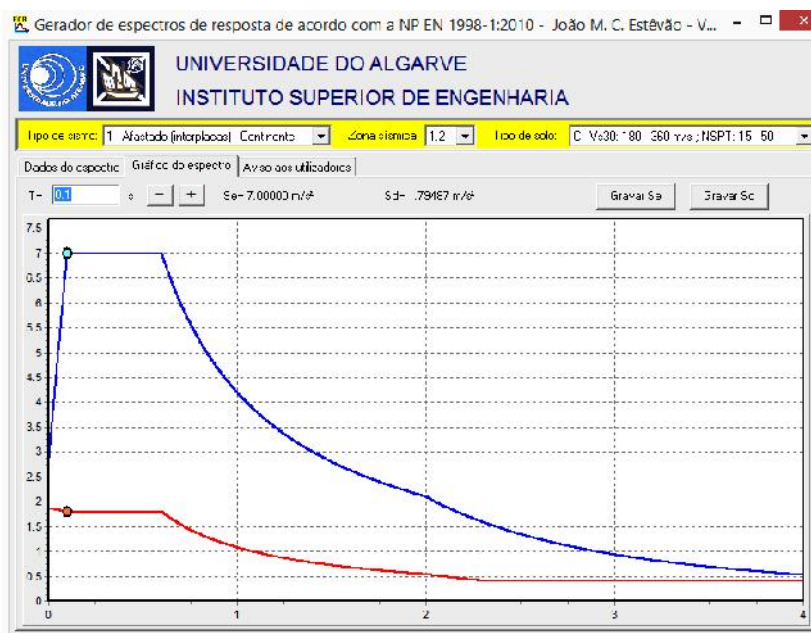


Fig. A.2 - Espectros de resposta segundo o sismo 1 (sismo afastado).

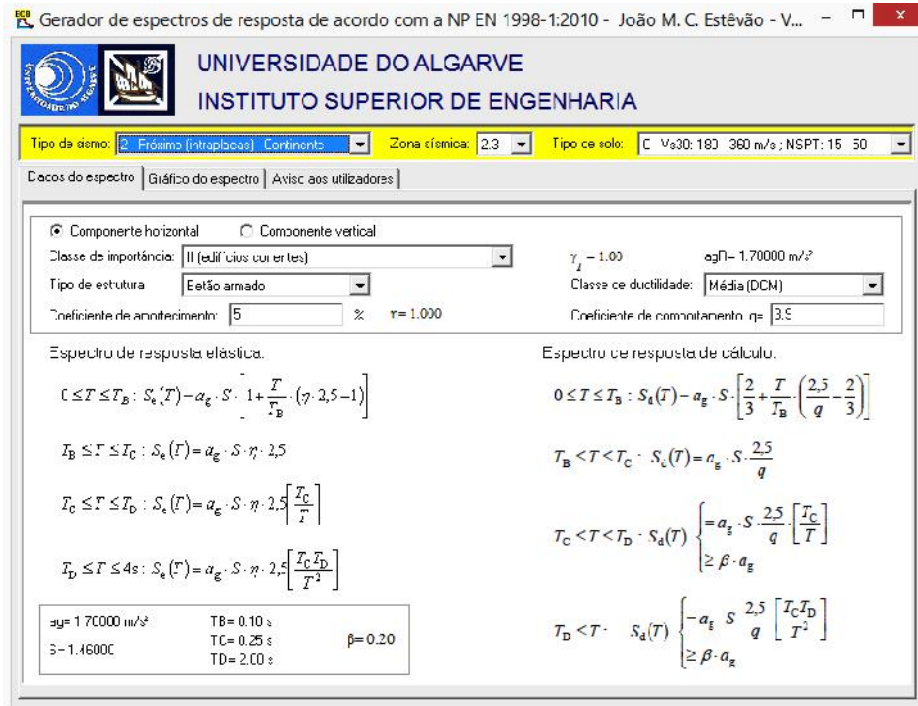


Fig. A.3 - Utilização do programa EC8spec, segundo sismo 2, para obter os espectros de resposta.

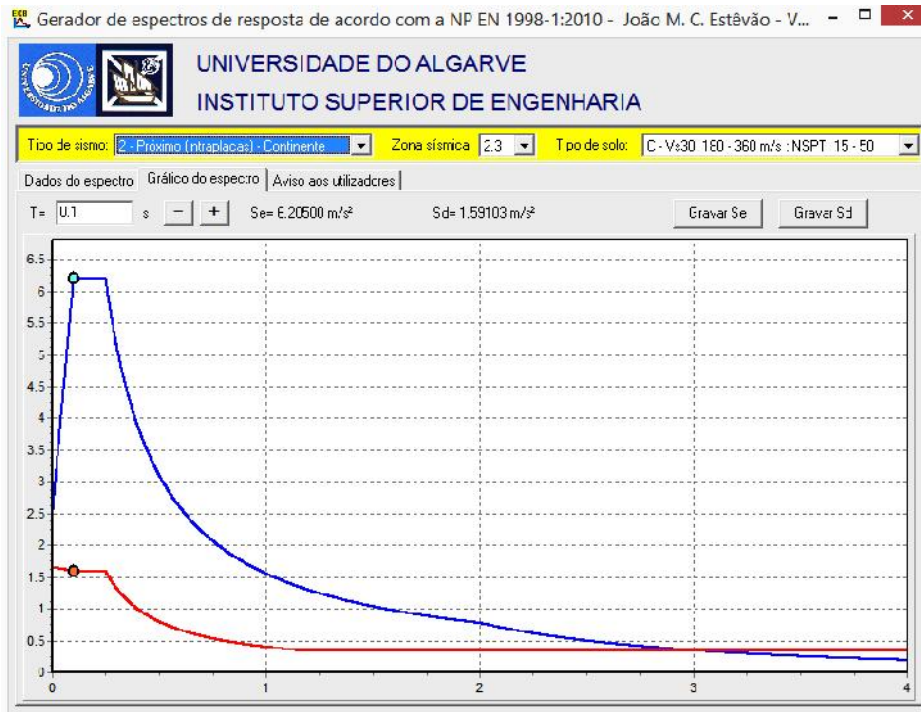


Fig. A.4 - Espectros de resposta segundo o sismo 2 (sismo próximo).

## ANEXO A.2 - Cálculo da inércia dos pilares

Cálculo da inércia da secção transversal do pilar:

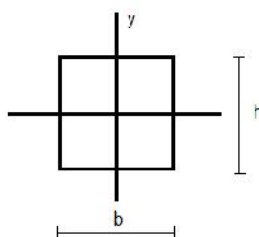


Fig. A.5 - Representação esquemática dos eixos da secção transversal do pilar.

$$I_y = \frac{h^3 \cdot b}{12}$$

$$I_{c-y} P_1 = \frac{h^3 \cdot b}{12} = \frac{0.25^3 \cdot 0.50}{12} = 0.00260417 \text{ m}^4$$

$$I_{c-y} P_2 = \frac{h^3 \cdot b}{12} = \frac{0.25^3 \cdot 0.60}{12} = 0.0045 \text{ m}^4$$

$$I_{c-y} \text{ média} = \frac{0.00260417 + 0.0045}{2} = 0.00355208 \text{ m}^4$$

## ANEXO A.3 - Cálculo da largura das escoras para o caso de estudo 2

- Cálculo da largura da escora painel 1

Cálculo da altura livre dos pilares, h, e a largura do painel, l (Fig. 5.8).

$$h = 3.5 - 0.30 = 3.2 \text{ m}$$

$$l = 3.0 - 0.25 - 0.30 = 2.45 \text{ m}$$

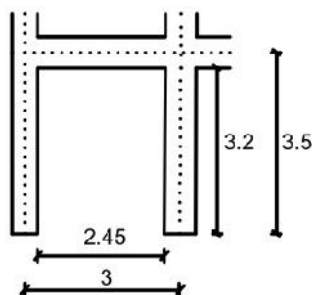


Fig. A.6 - Representação do painel 1, com as respectivas dimensões h, l, H, L.

Segue-se o cálculo do comprimento da diagonal e do ângulo  $\theta$  segundo as expressões (3.4) e (3.2).

$$D = \sqrt{2.45^2 + 3.2^2} = 4.0301985 \text{ m}$$

$$= \arctg\left(\frac{3.2}{2.45}\right) = 0.91736999 \text{ rad}$$

O parâmetro adimensional é calculado segundo a expressão (3.1), em que:

$$= \left( \frac{1400000 \times 0.20 \times \sin(2 \times 0.91736999)}{4 \times 30000000 \times 0.00355208 \times 3.2} \right)^{\frac{1}{4}} = 0.66720503$$

Segue-se o cálculo da largura da escora (expressão 3.3).

$$b_w = \frac{0,175 \times 4.0301985}{(0.66720503 \times 3.5)^{0.4}} = 0.50238139 \text{ m}$$

Como são colocadas duas escoras em cada painel, a largura da escora é dividida a metade.

$$\frac{b_w}{2} = \frac{0.50238139}{2} = 0.25119069 \text{ m} = 0.251 \text{ m}$$

Segue-se o mesmo procedimento para cada um dos outros painéis.

- Cálculo da largura da escora painel 2

$$h = 3.5 - 0.30 = 3.2 \text{ m}$$

$$l = 5.0 - 0.3 - 0.25 = 4.45 \text{ m}$$

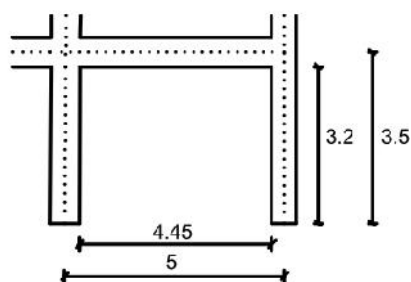


Fig. A.7 - Representação do painel 2, com as respetivas dimensões h, l, H e L.

$$D = \sqrt{4.45^2 + 3.2^2} = 5.4811039 \text{ m}$$

$$= \arctg\left(\frac{3.2}{4.45}\right) = 0.62343081 \text{ rad}$$

$$= \left(\frac{1400000 \times 0.20 \times \sin(2 \times 0.62343081)}{4 \times 30000000 \times 0.00355208 \times 3.2}\right)^{\frac{1}{4}} = 0.66418184$$

$$b_w = \frac{0,175 \times 5.4811039}{(0.66418184 \times 3.5)^{0.4}} = 0.68448521 \text{ m}$$

$$\frac{b_w}{2} = \frac{0.68448521}{2} = 0.3422426 \text{ m} = 0.342 \text{ m}$$

- Cálculo da largura da escora painel 3

$$h = 3 - 0.30 - 0.25 = 2.45 \text{ m}$$

$$l = 3.0 - 0.25 - 0.30 = 2.45 \text{ m}$$

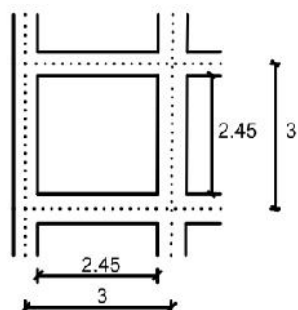


Fig. A.8 - Representação do painel 3, com as respetivas dimensões h, l, H e L.

$$D = \sqrt{2.45^2 + 2.45^2} = 3.4648232 \text{ m}$$

$$= \arctg\left(\frac{2.45}{2.45}\right) = 0.78539816 \text{ rad}$$

$$= \left(\frac{1400000 \times 0.20 \times \sin(2 \times 0.78539816)}{4 \times 30000000 \times 0.00355208 \times 2.45}\right)^{\frac{1}{4}} = 0.71958482$$

$$b_w = \frac{0,175 \times 3.4648232}{(0.71958482 \times 3.0)^{0.4}} = 0.44569507 \text{ m}$$

$$\frac{b_w}{2} = \frac{0.44569507}{2} = 0.22284753 \text{ m} = 0.223 \text{ m}$$

- Cálculo da largura da escora painel 4

$$h = 3 - 0.30 - 0.25 = 2.45 \text{ m}$$

$$l = 5.0 - 0.3 - 0.25 = 4.45 \text{ m}$$

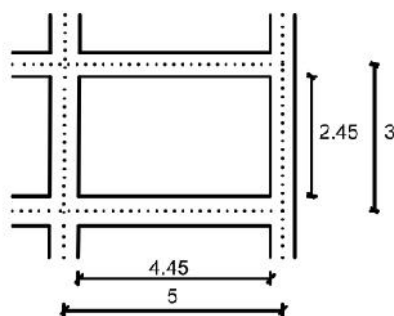


Fig. A.9 - Representação do painel 4, com as respetivas dimensões h, l, H e L.

$$D = \sqrt{2.45^2 + 4.45^2} = 5.0798622 \text{ m}$$

$$= \arctg\left(\frac{2.45}{4.45}\right) = 0.50327443 \text{ rad}$$

$$= \left(\frac{1400000 \times 0.20 \times \sin(2 \times 0.50327443)}{4 \times 30000000 \times 0.00355208 \times 2.45}\right)^{\frac{1}{4}} = 0.68991414$$

$$b_w = \frac{0,175 \times 5.0798622}{(0.68991414 \times 3.0)^{0.4}} = 0.66454357 \text{ m}$$

$$\frac{b_w}{2} = \frac{0.66454357}{2} = 0.33227178 \text{ m} = 0.332 \text{ m}$$

- Cálculo da largura da escora painel 5

$$h = 3.0 - 0.25 - 0.25 = 2.5 \text{ m}$$

$$l = 3.0 - 0.25 - 0.30 = 2.45 \text{ m}$$

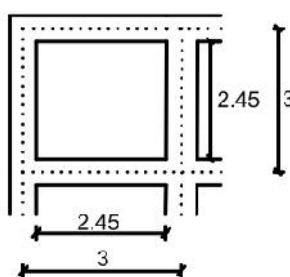


Fig. A.10 - Representação do painel 5, com as respetivas dimensões h, l, H e L.

$$D = \sqrt{2.5^2 + 2.45^2} = 3.5003571 \text{ m}$$

$$= \arctg\left(\frac{2.5}{2.45}\right) = 0.79549883 \text{ rad}$$

$$= \left(\frac{1400000 \times 0.20 \times \sin(2 \times 0.79549883)}{4 \times 30000000 \times 0.00355208 \times 2.5}\right)^{\frac{1}{4}} = 0.71592306$$

$$b_w = \frac{0,175 \times 3.5003571}{(0.71592306 \times 3.0)^{0.4}} = 0.45118573 \text{ m}$$

$$\frac{b_w}{2} = \frac{0.45118573}{2} = 0.22559287 \text{ m} = 0.226 \text{ m}$$

- Cálculo da largura da escora painel 6

$$h = 3.0 - 0.25 - 0.25 = 2.5 \text{ m}$$

$$l = 5.0 - 0.25 - 0.30 = 4.45 \text{ m}$$

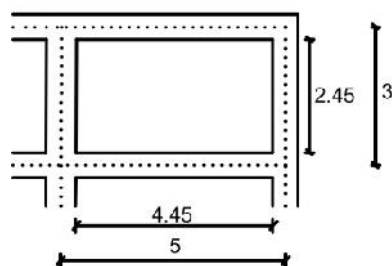


Fig. A.11 - Representação do painel 6, com as respectivas dimensões h, l, H e L.

$$D = \sqrt{2.5^2 + 4.45^2} = 5.104165 \text{ m}$$

$$= \arctg\left(\frac{2.5}{4.45}\right) = 0.51185584 \text{ rad}$$

$$= \left(\frac{1400000 \times 0.20 \times \sin(2 \times 0.51185584)}{4 \times 30000000 \times 0.00355208 \times 2.5}\right)^{\frac{1}{4}} = 0.68826972$$

$$b_w = \frac{0,175 \times 5.104165}{(0.68826972 \times 3.0)^{0.4}} = 0.66836052 \text{ m}$$

$$\frac{b_w}{2} = \frac{0.66836052}{2} = 0.33418026 \text{ m} = 0.334 \text{ m}$$

**ANEXO A.4 - Procedimento no programa AutoCAD para determinar a distância  $L_c$  e ângulo do caso de estudo 2**

- Cálculo  $L_c$  para o painel 1

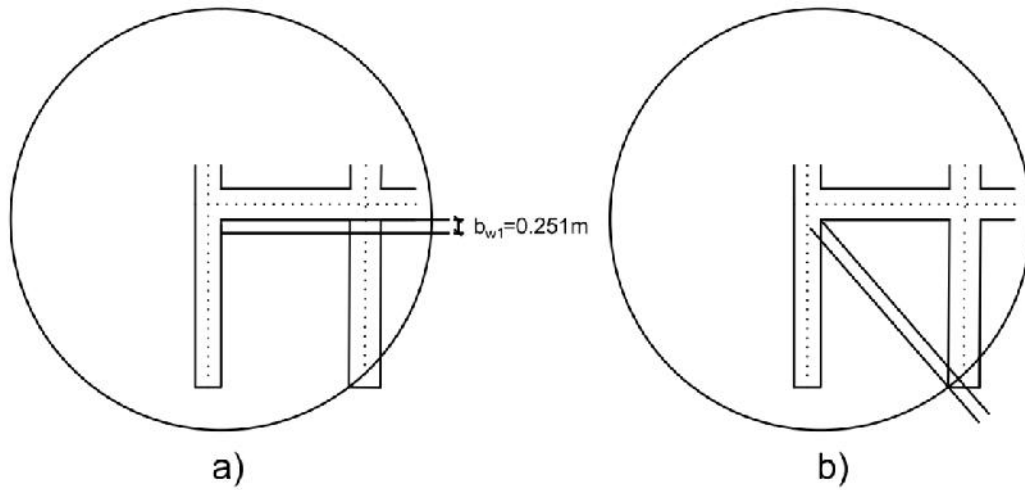


Fig. A.12 - Procedimento para determinar a distância  $L_c$  e o ângulo no painel 1

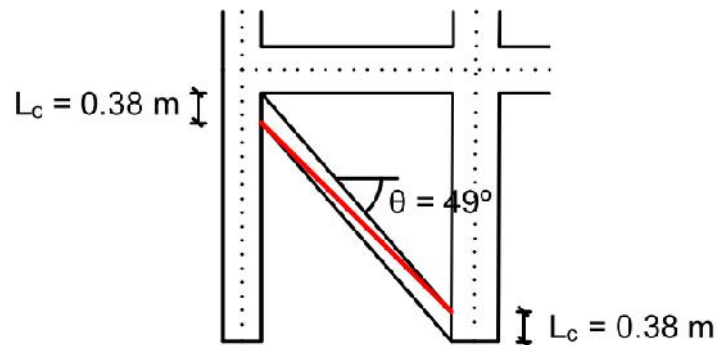


Fig. A.13 - Representação da distância  $L_c$ , ângulo e escora.

- Cálculo  $L_c$  para o painel 2

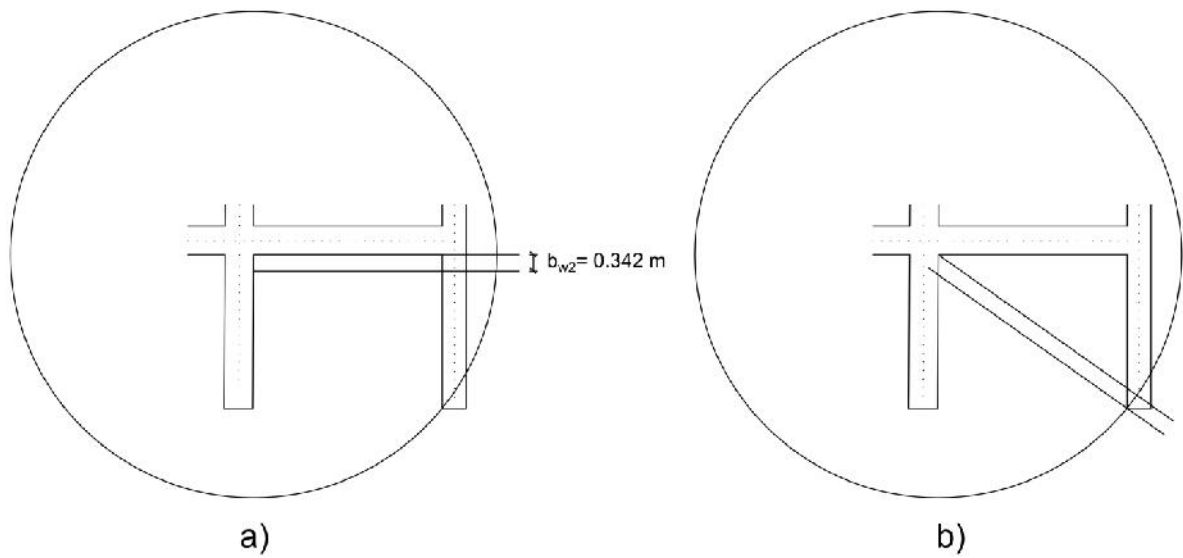


Fig. A.14 - Procedimento para determinar a distância  $L_c$  e o ângulo  $\theta$  no painel 2.

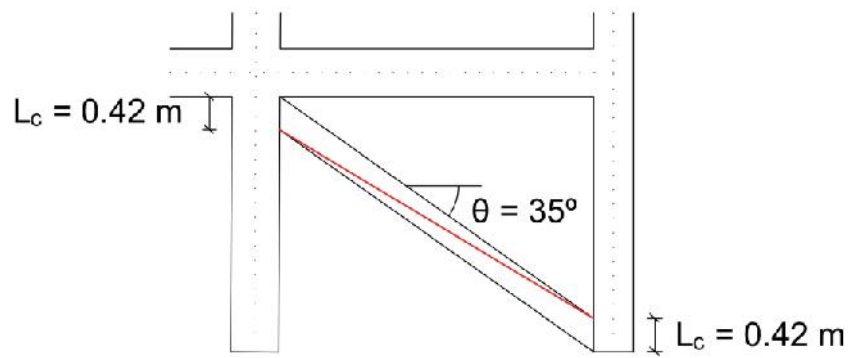


Fig. A.15 - Representação da distância  $L_c$ , ângulo  $\theta$  e escora.

- Cálculo  $L_c$  para o painel 3

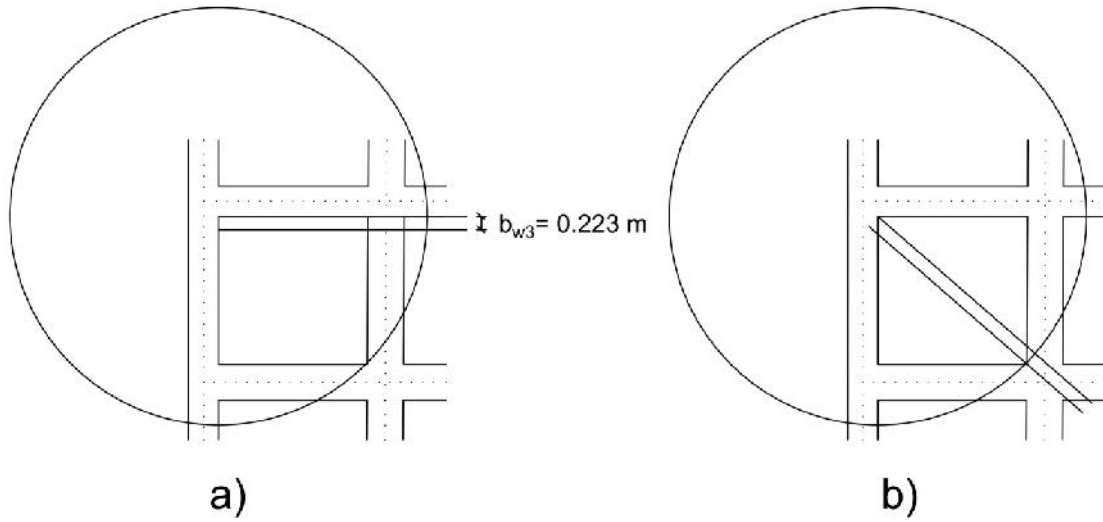


Fig. A.16 - Procedimento para determinar a distância  $L_c$  e o ângulo  $\theta$  no painel 3.

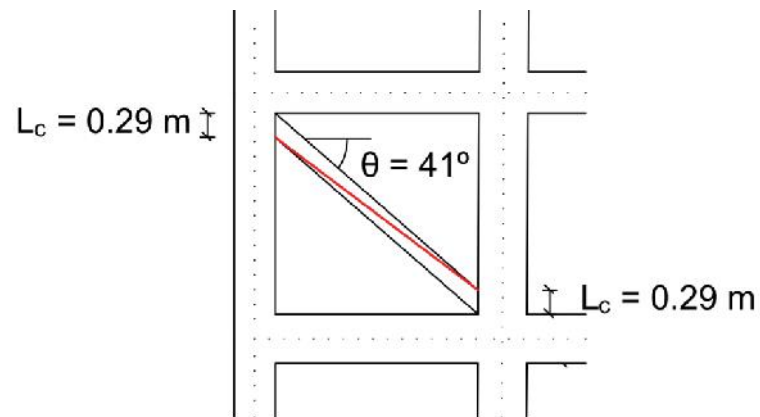


Fig. A.17 - Representação da distância  $L_c$ , ângulo  $\theta$  e escora.

- Cálculo  $L_c$  para o painel 4

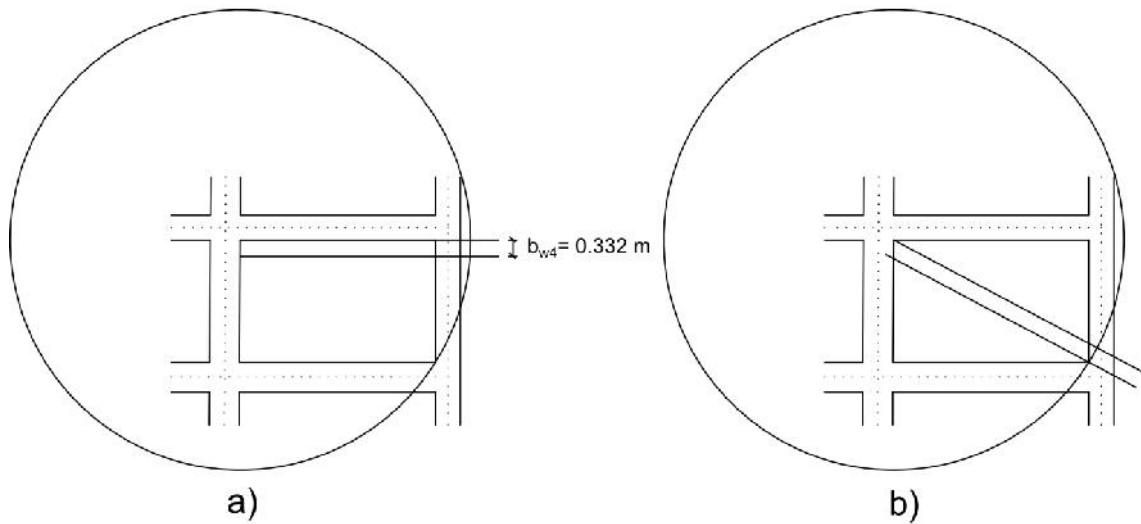


Fig. A.18 - Procedimento para determinar a distância  $L_c$  e o ângulo  $\theta$  no painel 4.

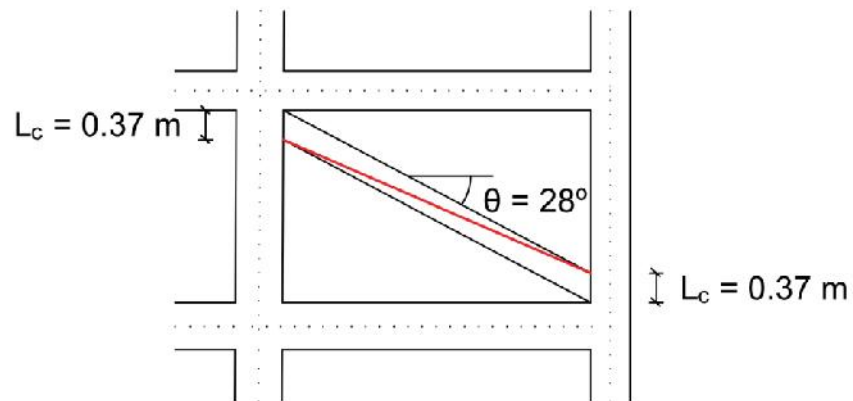


Fig. A.19 - Representação da distância  $L_c$ , ângulo  $\theta$  e escora.

- Cálculo  $L_c$  para o painel 5

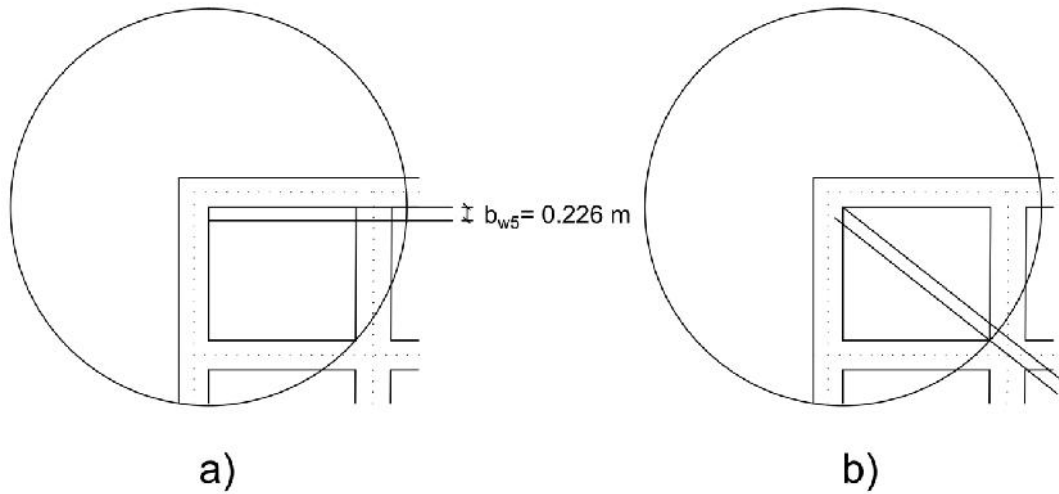


Fig. A.20 - Procedimento para determinar a distância  $L_c$  e o ângulo  $\theta$  no painel 5.

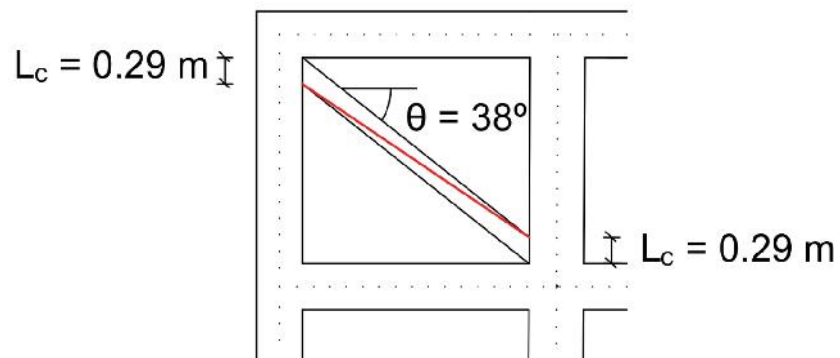


Fig. A.21 - Representação da distância  $L_c$ , ângulo  $\theta$  e escora.

- Cálculo  $L_c$  para o painel 6

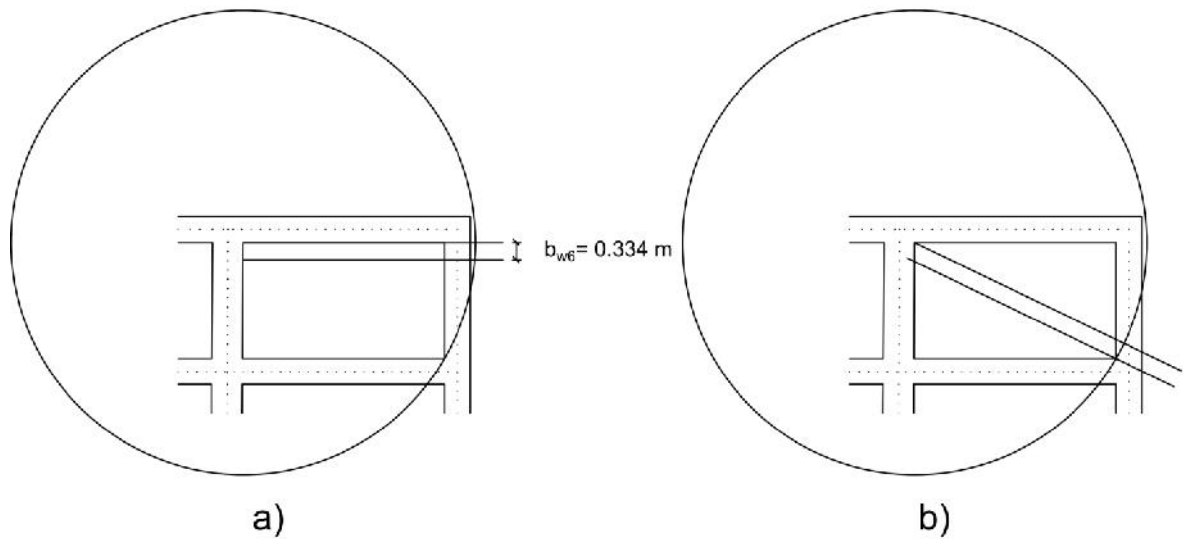


Fig. A.22 - Procedimento para determinar a distância  $L_c$  e o ângulo no painel 6.

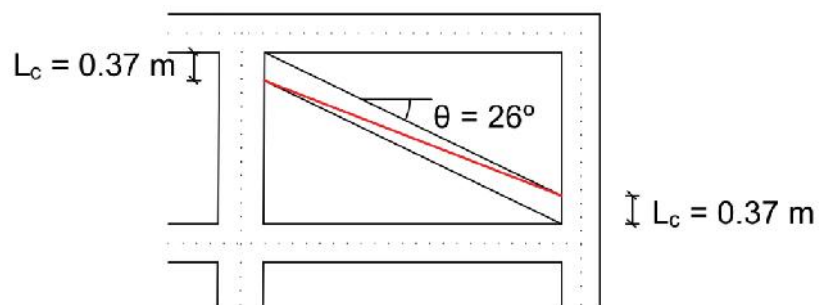


Fig. A.23 - Representação da distância  $L_c$ , ângulo e escora.

#### ANEXO A.5 - Cálculo da largura das escoras para o caso de estudo 4

- Cálculo da largura da escora painel 1

$$h = 3.2 - 0.54 = 2.66 \text{ m}$$

$$l = 3.0 - 0.25 - 0.30 = 2.45 \text{ m}$$

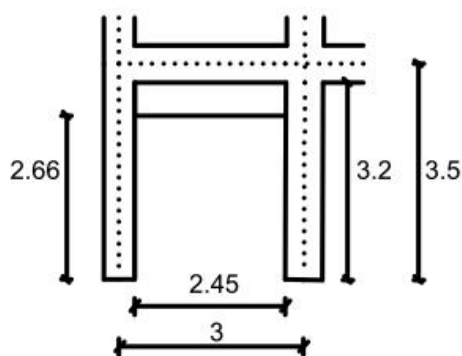


Fig. A.24 - Representação do painel 1, com as respetivas dimensões h, l, H, L.

$$D = \sqrt{2.66^2 + 2.45^2} = 3.6163656 \text{ m}$$

$$= \arctg\left(\frac{2.66}{2.45}\right) = 0.82647094 \text{ rad}$$

$$= \left(\frac{1400000 \times 0.20 \times \sin(2 \times 0.82647094)}{4 \times 30000000 \times 0.00355208 \times 2.66}\right)^{\frac{1}{4}} = 0.70434651$$

$$b_w = \frac{0,175 \times 3.6163656}{(0.70434651 \times 3.5)^{0.4}} = 0.44113205 \text{ m}$$

$$b_{w, \text{reduzido}} = b_w(R_1)_i(R_2)_i = 1 \times 1 \times 0.44113205 = 0.44113205 \text{ m}$$

$$\frac{b_{w \text{reduzido}}}{2} = \frac{0.44113205}{2} = 0.22056603 \text{ m} = 0.221 \text{ m}$$

- Cálculo da largura da escora painel 2

$$h = 3.2 - 0.54 = 2.66 \text{ m}$$

$$l = 5.0 - 0.3 - 0.25 = 4.45 \text{ m}$$

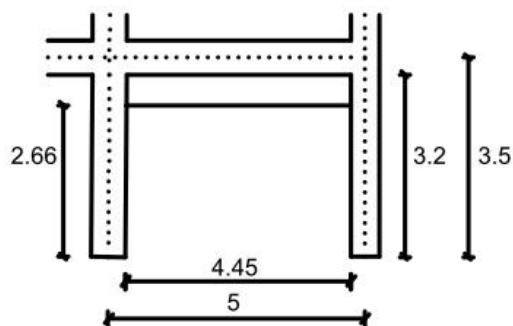


Fig. A.25 - Representação do painel 2, com as respectivas dimensões h, l, H, L.

$$D = \sqrt{4.45^2 + 2.66^2} = 5.1844093 \text{ m}$$

$$= \arctg\left(\frac{2.66}{4.45}\right) = 0.53876552 \text{ rad}$$

$$= \left(\frac{1400000 \times 0.20 \times \sin(2 \times 0.53876552)}{4 \times 30000000 \times 0.00355208 \times 2.66}\right)^{\frac{1}{4}} = 0.68292242$$

$$b_w = \frac{0,175 \times 5.1844093}{(0.68292242 \times 3.5)^{0.4}} = 0.64026766 \text{ m}$$

$$b_{w, \text{reduzido}} = b_w (R_1)_i (R_2)_i = 1 \times 1 \times 0.44113205 = 0.64026766 \text{ m}$$

$$\frac{b_{w, \text{reduzido}}}{2} = \frac{0.64026766}{2} = 0.32013383 \text{ m} = 0.320 \text{ m}$$

**ANEXO A.6 - Procedimento no programa AutoCAD para determinar a distância  $L_c$  e ângulo do caso de estudo 4**

- Cálculo  $L_c$  para o painel 1

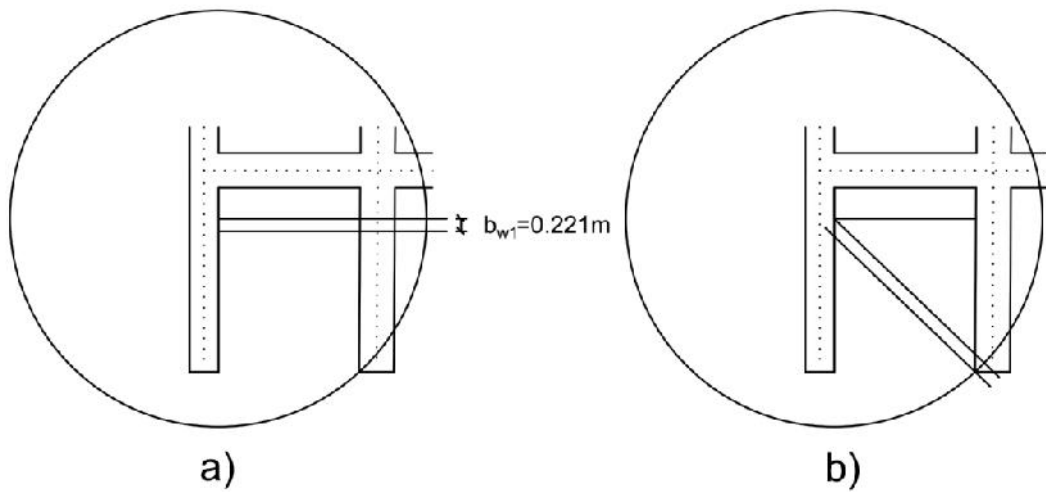


Fig. A.26 - Procedimento para descobrir a distância  $L_c$  e o ângulo no painel 1.

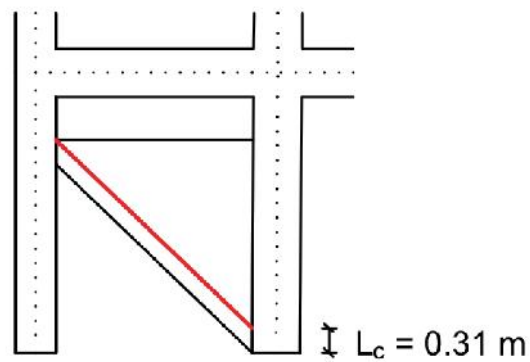


Fig. A.27 - Representação da distância  $L_c$  e escora.

- Cálculo  $L_c$  para o painel 2

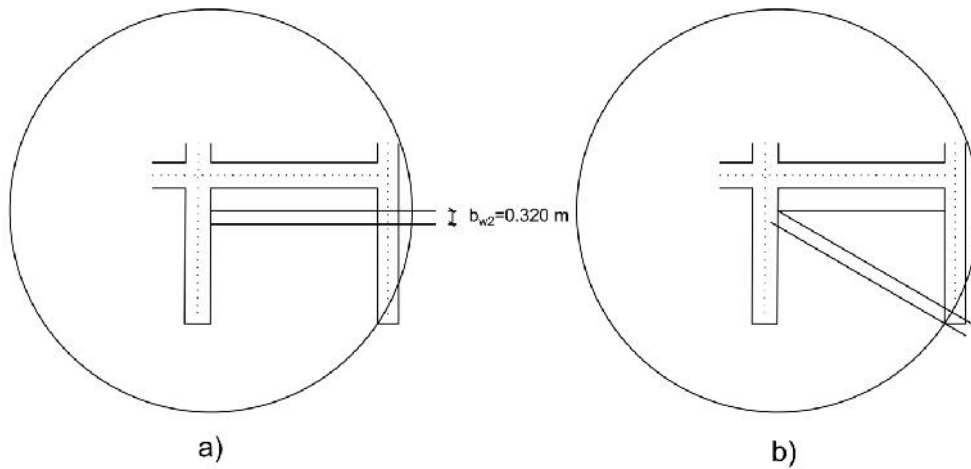


Fig. A.28 - Procedimento para descobrir a distância  $L_c$  e o ângulo no painel 2.

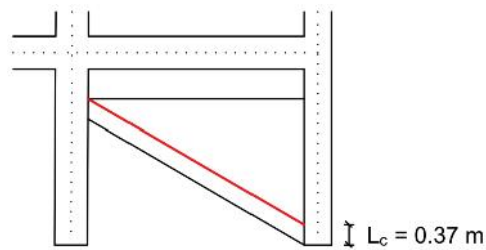


Fig. A.29 - Representação da distância  $L_c$  e escora.

## ANEXO A.7 - Cálculo da largura das escoras para o caso de estudo 5

- Cálculo do  $b_w$  reduzido para o painel 1

$$b_{w1} = 0.50238139 \text{ m}$$

$$A_{\text{abertura painel 1}} = 0.919 \times 2.154 = 1.979526 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{painel 1}} = 7.84 \text{ m}^2$$

$$(R_1)_{i=0,6} = 0,6 \left( \frac{1.979526}{7.84} \right)^2 - 1,6 \left( \frac{1.979526}{7.84} \right) + 1$$

$$(R_1)_i = 0.634266$$

$$b_{w, \text{reduzido}} = 0.50238139 \times 0.634266 \times 1 = 0.318643431 \text{ m}$$

$$\frac{b_{w, \text{reduzido}}}{2} = \frac{0.47035383}{2} = 0.159321715 \text{ m}$$

- Cálculo do  $b_{w \text{ reduzido}}$  para o painel 2

$$b_{w2} = 0.68448521 \text{ m}$$

$$A_{\text{bertura painel 2}} = 1.29 \times 1.907 = 2.46003 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{painel 2}} = 14.24 \text{ m}^2$$

$$(R_1)_i = 0,6 \left( \frac{2.46003}{14.24} \right)^2 - 1,6 \left( \frac{2.46003}{14.24} \right) + 1$$

$$(R_1)_i = 0.741498691$$

$$b_{w, \text{reduzido}} = 0.68448521 \times 0.741498691 \times 1 = 0.507544886 = \text{m}$$

$$\frac{b_{w, \text{reduzido}}}{2} = 0.253772443 \text{ m}$$

- Cálculo do  $b_{w \text{ reduzido}}$  para o painel 3

$$b_{w3} = 0.44569507 \text{ m}$$

$$A_{\text{bertura painel 3}} = 0.919 \times 1.225 = 1.125775 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{painel 3}} = 6.0025 \text{ m}^2$$

$$(R_1)_i = 0,6 \left( \frac{1.125775}{6.0025} \right)^2 - 1,6 \left( \frac{1.125775}{6.0025} \right) + 1$$

$$(R_1)_i = 0.721023599$$

$$b_{w, \text{reduzido}} = 0.44569507 \times 0.721023599 \times 1 = 0.321356665 \text{ m}$$

$$\frac{b_{w, \text{reduzido}}}{2} = 0.160678333 \text{ m}$$

- Cálculo do  $b_{w \text{ reduzido}}$  para o painel 4

$$b_{w4} = 0.66454357 \text{ m}$$

$$A_{\text{bertura painel 4}} = 1.225 \times 1.907 = 2.336075 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{painel 4}} = 10.9025 \text{ m}^2$$

$$(R_1)_i = 0,6 \left( \frac{2.336075}{10.9025} \right)^2 - 1,6 \left( \frac{2.336075}{10.9025} \right) + 1$$

$$(R_1)_i = 0.684715432$$

$$b_{w, \text{reduzido}} = 0.66454357 \times 0.684715432 \times 1 = 0.455023237 \text{ m}$$

$$\frac{b_{w, \text{reduzido}}}{2} = 0.227511619 \text{ m}$$

- Cálculo do  $b_{w \text{ reduzido}}$  para o painel 5

$$b_{w5} = 0.45118573 \text{ m}$$

$$A_{\text{bertura painel 5}} = 0.919 \times 1.225 = 1.125775 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{painel 5}} = 6.125 \text{ m}^2$$

$$(R_1)_i = 0,6 \left( \frac{1.125775}{6.125} \right)^2 - 1,6 \left( \frac{1.125775}{6.125} \right) + 1$$

$$(R_1)_i = 0.726189464$$

$$b_{w, \text{reduzido}} = 0.45118573 \times 0.726189464 \times 1 = 0.327646328 \text{ m}$$

$$\frac{b_{w, \text{reduzido}}}{2} = 0.163823164 \text{ m}$$

- Cálculo do  $b_{w \text{ reduzido}}$  para o painel 6

$$b_{w6} = 0.66836052 \text{ m}$$

$$A_{\text{bertura painel 6}} = 1.225 \times 1.907 = 2.336075 \text{ m}^2$$

$$A_{\text{painel 6}} = 11.125 \text{ m}^2$$

$$(R_1)_i = 0,6 \left( \frac{2.336075}{11.125} \right)^2 - 1,6 \left( \frac{2.336075}{11.125} \right) + 1$$

$$(R_1)_i = 0.690481205$$

$$b_{w, \text{reduzido}} = 0.66836052 \times 0.690481205 \times 1 = 0.461490373 \text{ m}$$

$$\frac{b_{w, \text{reduzido}}}{2} = 0.230745186 \text{ m}$$

#### ANEXO A.8 - Procedimento no programa AutoCAD para determinar a distância $l_c$ e ângulo do caso de estudo 5

- Cálculo  $L_c$  para o painel 1

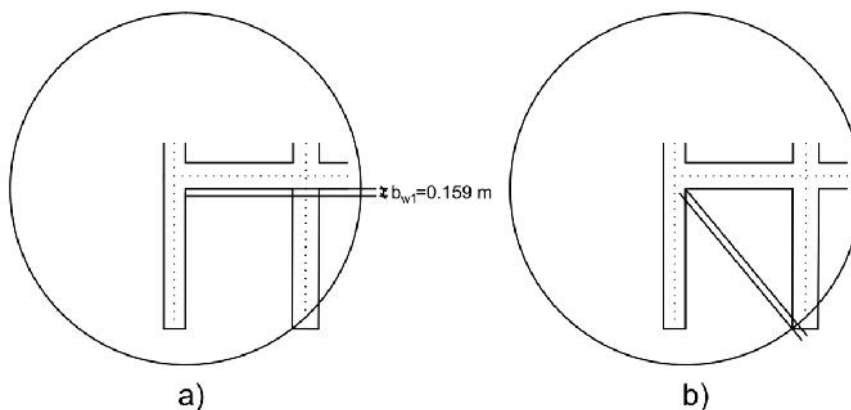


Fig. A.30 - Procedimento para determinar a distância  $L_c$  e o ângulo no painel 1.

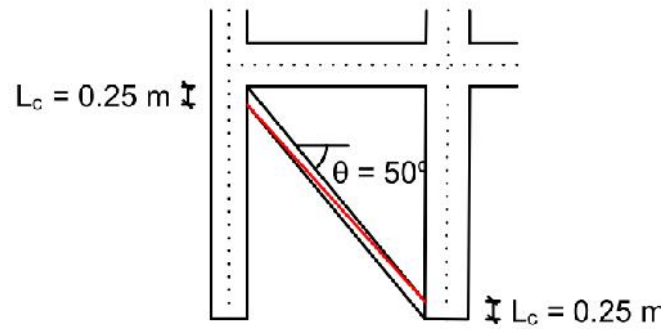


Fig. A.31 - Representação da distância  $L_c$ , ângulo e escora.

- Cálculo  $L_c$  para o painel 2

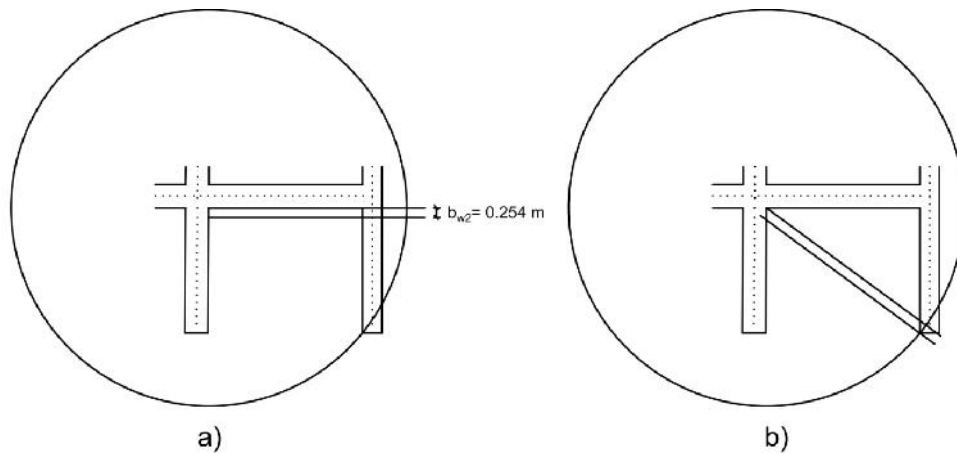


Fig. A.32 - Procedimento para determinar a distância  $L_c$  e o ângulo no painel 2.

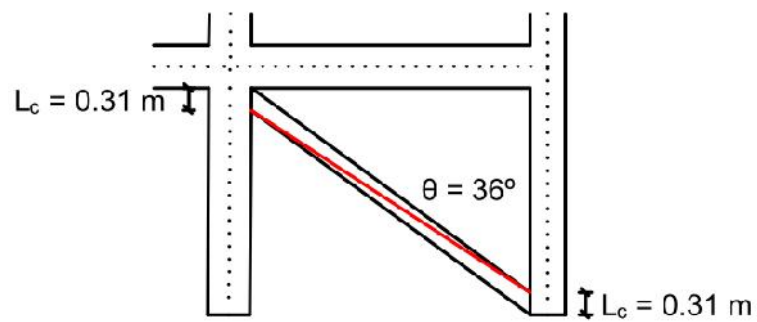


Fig. A.33 - Representação da distância  $L_c$ , ângulo e escora.

- Cálculo  $L_c$  para o painel 3

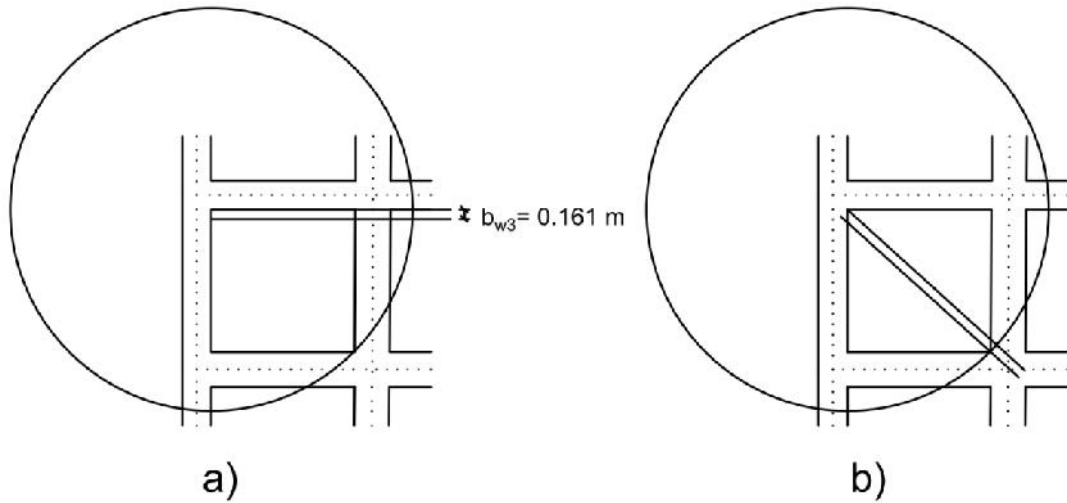


Fig. A.34 - Procedimento para determinar a distância  $L_c$  e o ângulo  $\theta$  no painel 3.

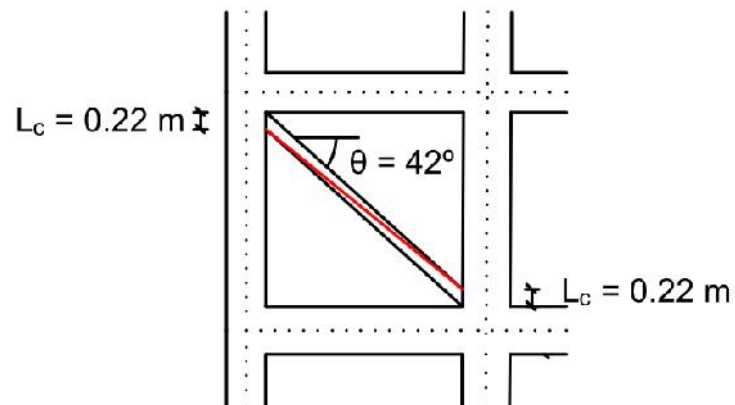


Fig. A.35 - Representação da distância  $L_c$ , ângulo  $\theta$  e escora.

- Cálculo  $L_c$  para o painel 4

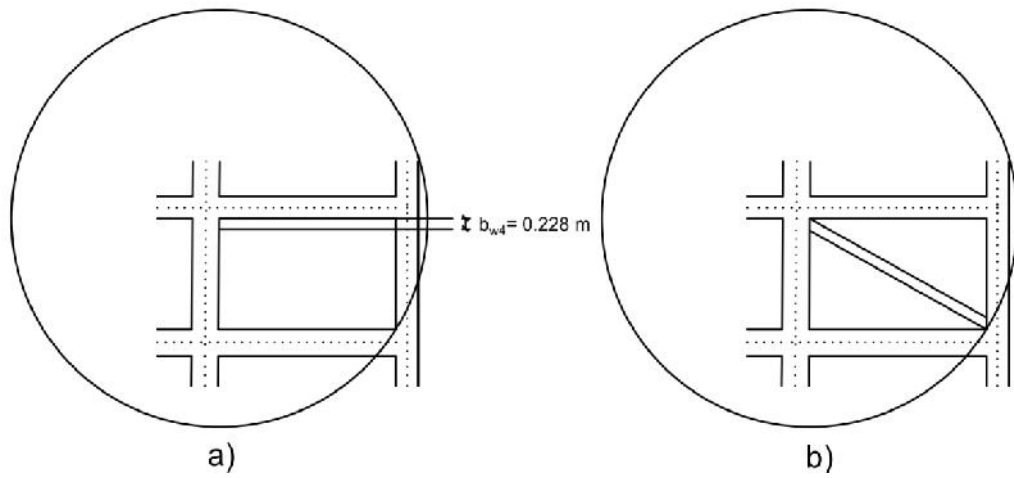


Fig. A.36 - Procedimento para determinar a distância  $L_c$  e o ângulo  $\theta$  no painel 4.

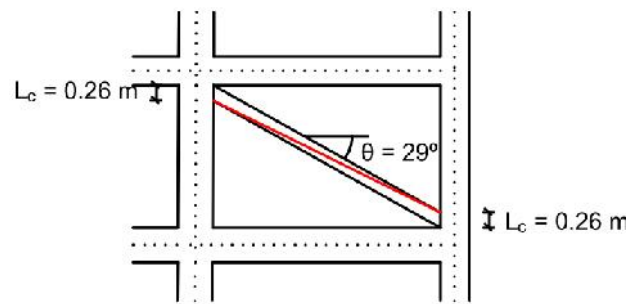


Fig. A.37 - Representação da distância  $L_c$ , ângulo  $\theta$  e escora.

- Cálculo  $L_c$  para o painel 5

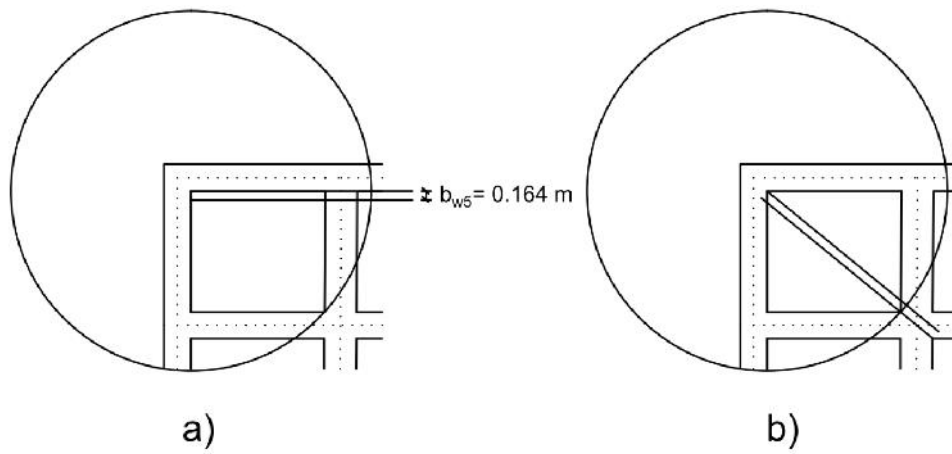


Fig. A.38 - Procedimento para determinar a distância  $L_c$  e o ângulo  $\theta$  no painel 5.

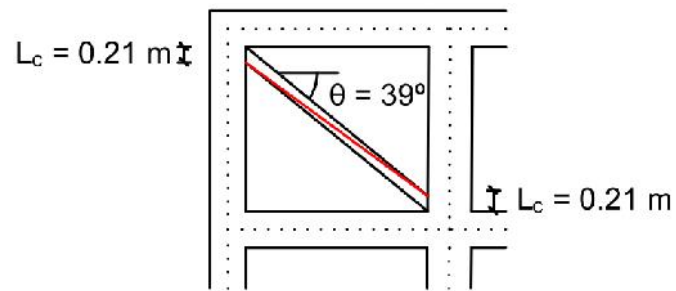


Fig. A.39 - Representação da distância  $L_c$ , ângulo  $\theta$  e escora.

- Cálculo  $L_c$  para o painel 6

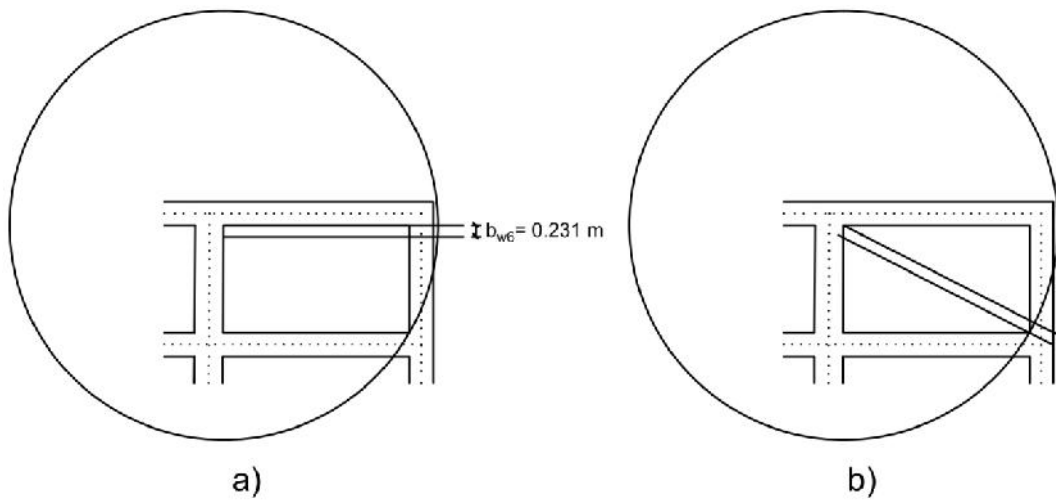


Fig. A.40 - Procedimento para determinar a distância  $L_c$  e o ângulo  $\theta$  no painel 6.

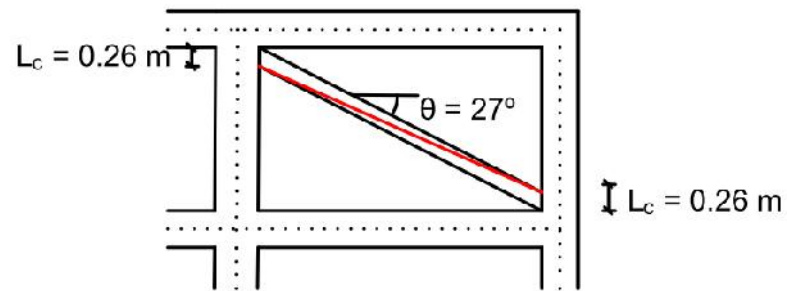


Fig. A.41 - Representação da distância  $L_c$ , ângulo  $\theta$  e escora.

**ANEXO A.9 - Diagramas de esforços dos casos de estudo**

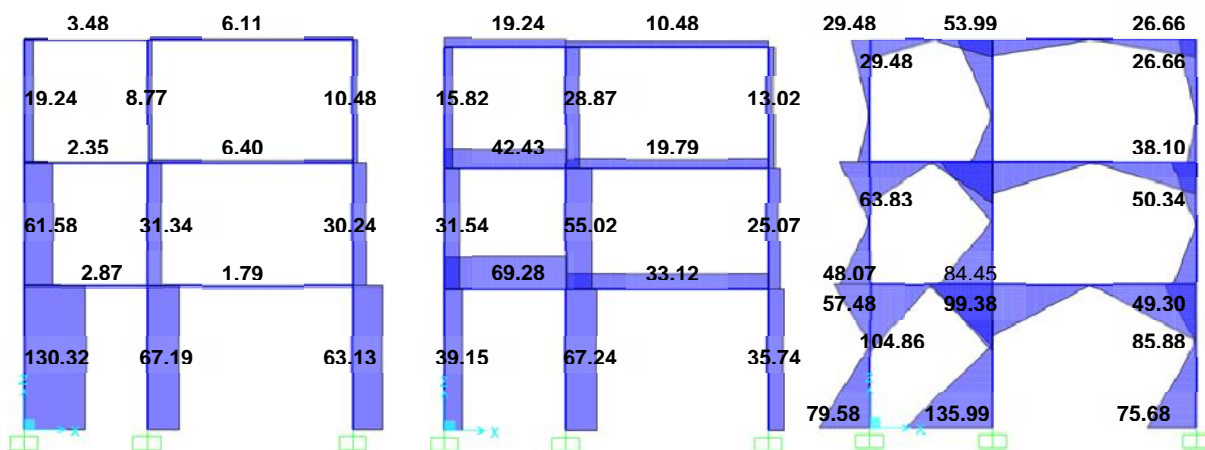


Fig. A.42 - Diagramas de esforços axiais, transversos e momentos fletores do caso de estudo 1.

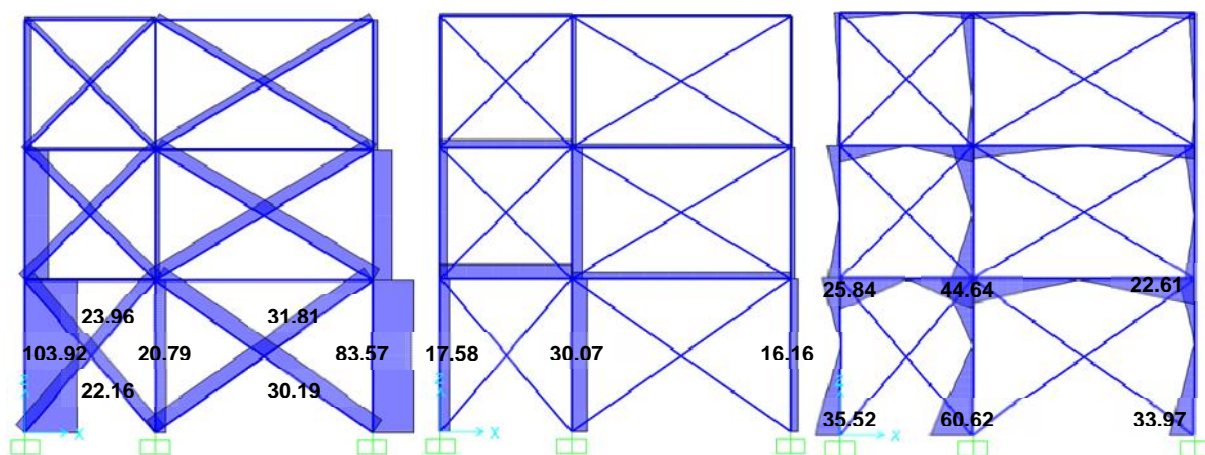


Fig. A.43 - Diagramas de esforços axiais, transversos e momentos fletores do caso de estudo 2 para os efeitos globais.

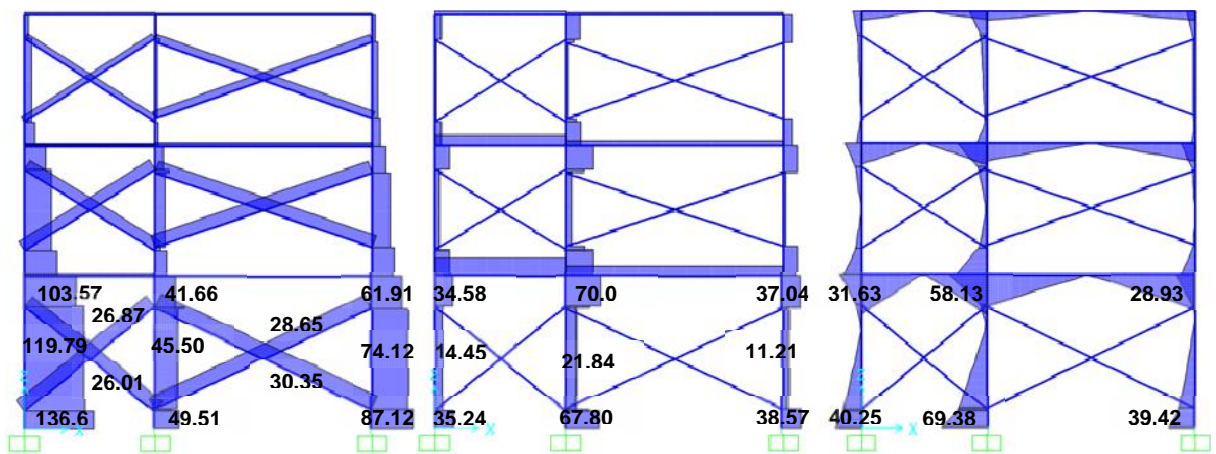


Fig. A.44 - Diagramas de esforços axiais, transversos e momentos fletores do caso de estudo 2 para os efeitos locais.

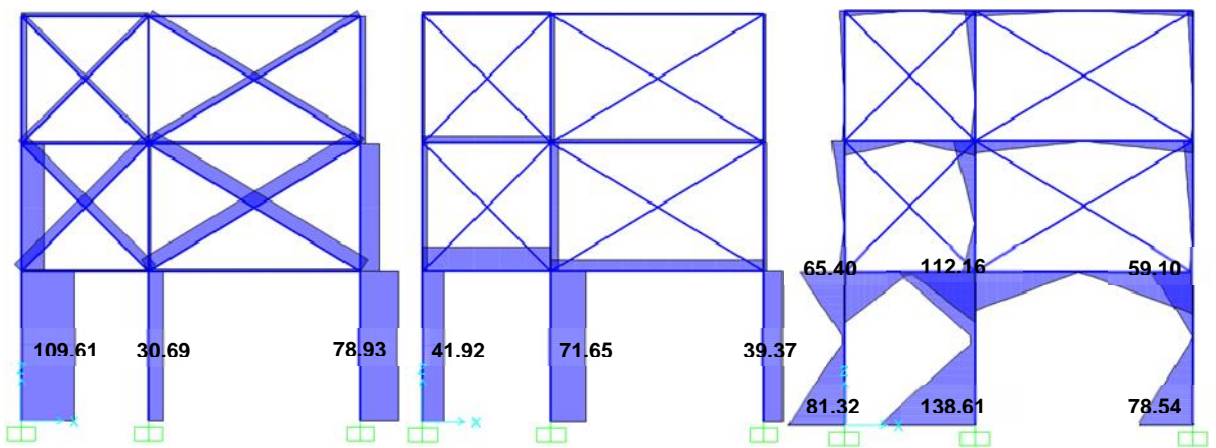


Fig. A.45 - Diagramas de esforços axiais, transversos e momentos fletores do caso de estudo 3 para os efeitos globais.

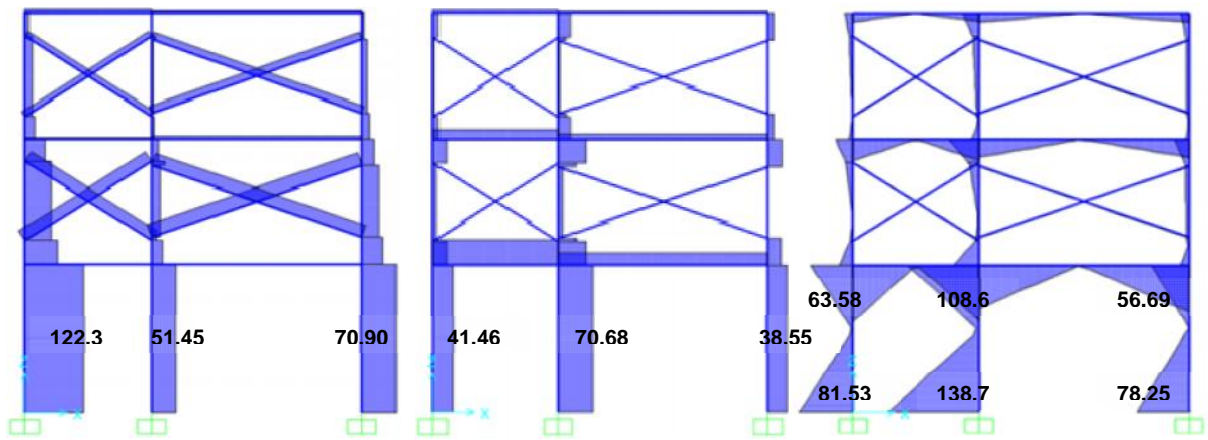


Fig. A.46 - Diagramas de esforços axiais, transversos e momentos fletores do caso de estudo 3 para os efeitos locais.

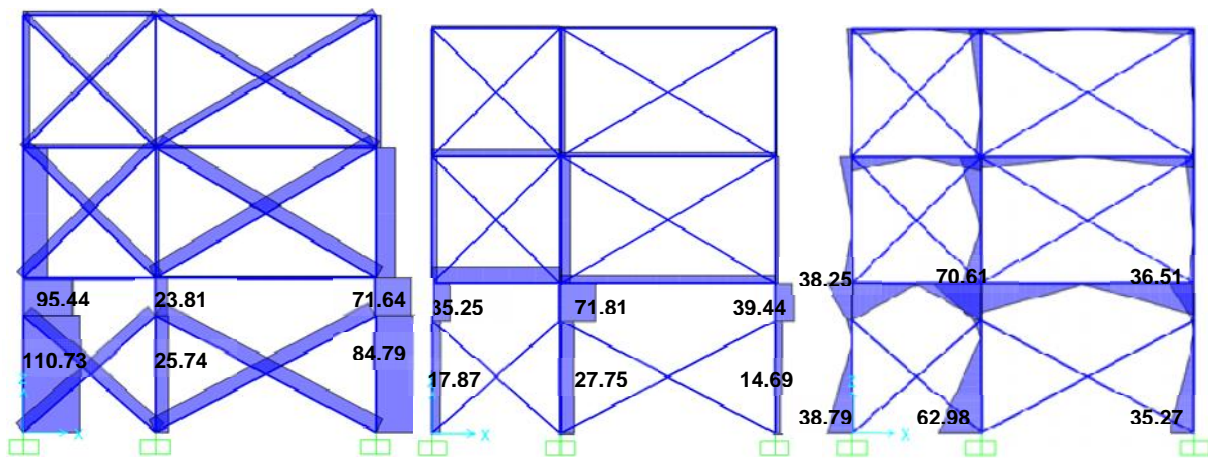


Fig. A.47 - Diagramas de esforços axiais, transversos e momentos fletores do caso de estudo 4 para os efeitos globais.

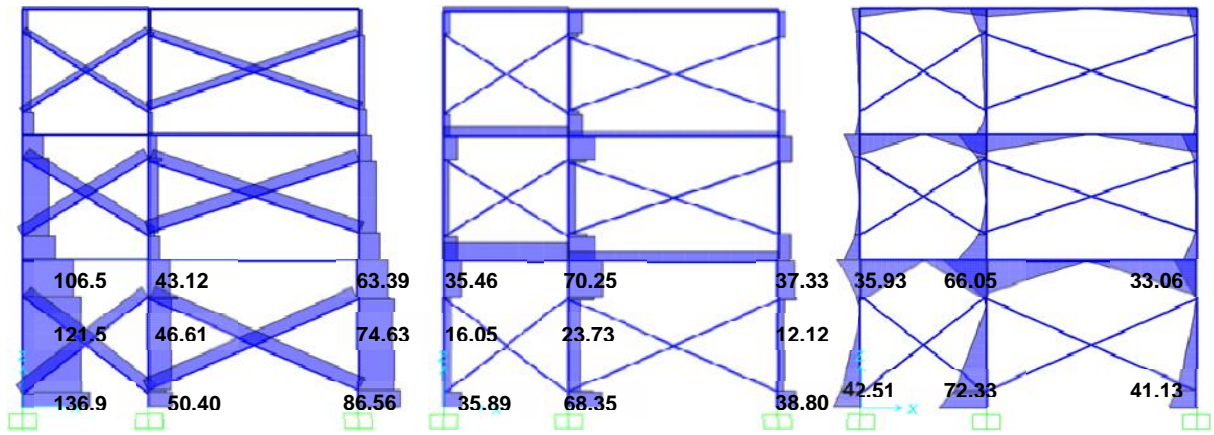


Fig. A.48 - Diagramas de esforços axiais, transversos e momentos fletores do caso de estudo 4 para os efeitos locais.

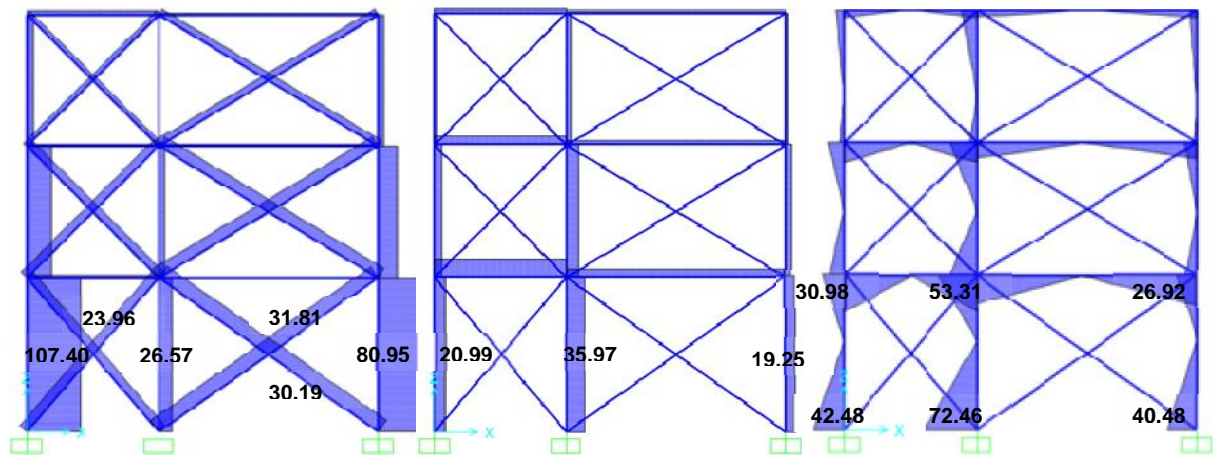


Fig. A.49 - Diagramas de esforços axiais, transversos e momentos fletores do caso de estudo 5 para os efeitos globais.

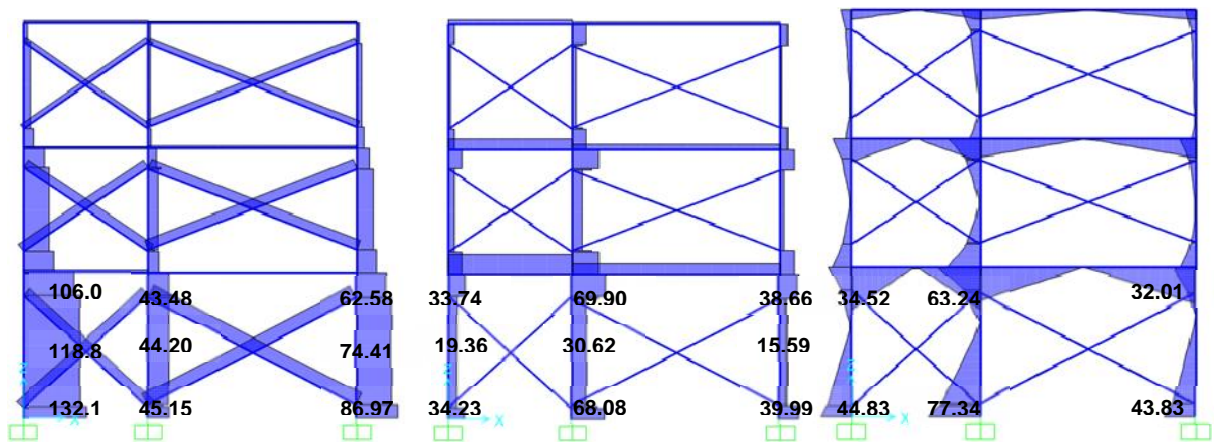


Fig. A.50 - Diagramas de esforços axiais, transversos e momentos fletores do caso de estudo 5 para os efeitos locais.